



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERIA

**COMPORTAMIENTO GEOTECNICO DE
EXCAVACIONES SUBTERRANEAS
EN ROCA**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

CIVIL - ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

P R E S E N T A :

JOAO MORALES AMAYA

TUTOR:

Dr. ALBERTO JAIME PAREDES

2007





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Secretario: M.I. Deméneghi Colina Agustín

Vocal: Dr. Jaime Paredes Alberto

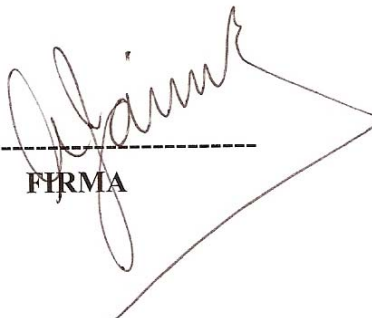
1^{er}. Suplente: Dr. Trueba López Venancio

2^{do}. Suplente: M.I. Martínez Mier Jaime Antonio

Ciudad Universitaria, México D.F.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Alberto Jaime Paredes



FIRMA

DEDICO ESTA TESIS CON MUCHO GUSTO:



A MI FAMILIA
A MIS TIOS
A MIS AMIGOS

AGRADECIMIENTOS:

A mis profesores y equipo de trabajo por permitirme aprender de ustedes y dedicar parte de su tiempo a mi proyecto.

Al Dr. Alberto Jaime Paredes por brindarme la oportunidad de concluir este trabajo, por su apoyo incondicional y por guiarme en la elaboración de este trabajo.

Al Ing. Arturo Bello Maldonado por instruirme durante la elaboración del trabajo de investigación y por permitir aprender durante las comunicaciones personalizadas.

Al personal de la Gerencia de estudios de ingeniería civil de CFE, por permitirme colaborar en el proyecto hidroeléctrico El Cajón.

COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS EN ROCA

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
2	LA ROCA EN SU ESTADO NATURAL	8
2.1	PROBLEMAS COMUNES EN ROCAS.....	8
2.2	DISCONTINUIDADES.....	9
2.3	CLASIFICACIONES DE LAS MASAS ROCOSAS.....	18
3	ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LAS ROCAS	24
3.1	ESFUERZOS EN UN PUNTO.....	24
3.1.1	ESFUERZO EN DOS DIMENSIONES.....	27
3.1.2	ESFUERZO EN TRES DIMENSIONES.....	29
3.1.3	PLANOS PRINCIPALES.....	30
3.1.4	RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN LAS ROCAS.....	32
3.1.5	CRITERIOS DE RESISTENCIA.....	33
3.1.6	LEYES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES.....	51
3.2	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL SUBSUELO.....	60
3.3	ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS.....	62
3.4	ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA.....	68
3.5	VARIACIÓN DE ESFUERZOS EN LA PERIFERIA DE UNA EXCAVACIÓN.....	68
4	RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LAS MASAS ROCOSAS	73
4.1	RESISTENCIA.....	73
4.1.1	ENSAYE DE CORTE DIRECTO.....	73
4.1.2	DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LA LEY DE RESISTENCIA DE UNA MASA ROCOSA.....	79
4.2	MÉTODOS PARA DETERMINAR LOS ESFUERZOS IN SITU.....	84
4.2.1	MÉTODO CON GATO PLANO.....	85
4.2.2	MÉTODO DEL FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO.....	87
4.2.3	MÉTODOS DE SOBUPERFORACIÓN.....	88
4.3	DEFORMABILIDAD DE LAS MASAS ROCOSAS.....	90
5.	EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS. ANÁLISIS MEDIANTE SOLUCIONES CERRADAS	103
5.1	SOPORTE DE CARGAS EN TÚNELES.....	103
5.2	MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS.....	106
5.3	MÉTODO ELASTOPLÁSTICO GENERAL PARA EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS EN UN MEDIO GEOESTÁTICO.....	117
5.4	COMPARACIÓN DE LAS SOLUCIONES.....	121

6. EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS. ANÁLISIS NUMÉRICO	123
6.1 ASPECTOS BÁSICOS.....	125
6.1.1 PROCESO DE ANÁLISIS.....	126
6.1.2 ETAPAS DE CÁLCULO.....	135
6.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL FEM MEDIANTE EL PROGRAMA LUSAS	135
6.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA.....	135
6.2.2 SELECCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	137
6.2.3 MODELACIÓN	138
6.2.4 COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN.....	139
7 COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	144
8 SISTEMAS DE MEDICIÓN Y CONTROL EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS... 152	
8.1 SISTEMAS PARA CONTROL	152
8.1.1 MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS	153
8.2 INSTRUMENTOS PARA MEDICIÓN	162
9 SISTEMAS DE SOPORTE EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS MEDIANTE ANCLAS	168
9.1 GENERALIDADES.....	168
9.2 RESISTENCIA DE LAS ANCLAS.....	172
9.3 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ANCLAJE DE FRICCIÓN.....	173
CONCLUSIONES	175
REFERENCIAS	178
ANEXO I. ORIGEN Y CAUSAS DEL TECTONISMO	185
ANEXO II. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS.....	188
ANEXO III. PROGRAMA LUSAS.....	193

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La mecánica de rocas es una materia joven en comparación con otras ciencias de la ingeniería. Aunque ingenieros mineros y civiles han trabajado con la roca desde los tiempos de la prehistoria, los conocimientos del área en la ingeniería han evolucionado recientemente y el desarrollo se ha basado en metodologías y experiencias previas, establecidas en la disciplina académica y profesional.

Los fenómenos tectónicos, geológicos y volcánicos modeladores del planeta causan grados de intensidad en la distribución de esfuerzos en las excavaciones subterráneas. México, con una formación geológica relativamente reciente, un tectonismo dinámico y un vulcanismo activo, presenta en su composición basal, partes de placas de diferentes regiones continentales con diferentes orígenes y épocas de formación.

Los proyectos hidroeléctricos de gran magnitud construidos en el País, están conformados por diferentes obras, muchas de ellas subterráneas.

En la actualidad la disponibilidad de muchas aproximaciones y fácil uso del método de elementos finitos en la computadora facilitan la obtención de esfuerzos y deformaciones en las excavaciones subterráneas. Sin embargo, aunque el complejo geométrico de los problemas de diseño geotécnico en roca dictan el uso de modelos numéricos para proporcionar resultados reales que aquellas soluciones cerradas de análisis. La habilidad dentro de la solución general elástica puede ser un importante atributo que no debe de ser sobrestimado; algún grado de simplificación es siempre necesaria en la formulación de los análisis para el diseño y esto es esencial para que los diseños de ingeniería geotécnica sean capaces de evaluar las correcciones generales de los análisis numéricos hasta donde sea posible.

Los resultados que se pueden obtener de la forma cerrada proporcionan un significativo valor para hacer esta evaluación. De esta manera surgen varias preguntas: ¿Qué tan útil es un método aplicado para el diseño de las excavaciones subterráneas? ¿Cuál es el grado de aproximación al comportamiento real de la excavación que es permitido alcanzar a través de las soluciones cerradas y en los modelos numéricos?

Debido a la complejidad del problema en las excavaciones subterráneas, no es tarea fácil obtener el conocimiento de los parámetros geotécnicos de la masa rocosa, ni tampoco distinguir cuáles son las variables que más influyen en el comportamiento global. La interpretación del conjunto geológico y la caracterización in situ de las masas rocosas es uno de los mayores retos que se plantea en todo proyecto, entonces surgen las preguntas ¿Cuál es el comportamiento global de las excavaciones subterráneas? ¿Cuáles son los mecanismos principales que gobiernan la estabilidad de esas excavaciones?

La falla estructural y por desconchamiento en la masa rocosa, se genera por un inadecuado contacto de los elementos de soporte contra la roca.

Las fallas por la alteración al campo de esfuerzos están asociadas cuando los esfuerzos inducidos son mayores a la resistencia de la masa rocosa.

La falla plástica se genera por el retardo en la colocación del revestimiento y los elementos de soporte.



Figura 1.1 Algunos casos de fallas en excavaciones subterráneas

La información sobre los diseños geotécnicos en excavaciones subterráneas es limitada, frecuentemente confidencial y de poca circulación, por lo que ha surgido la necesidad de contar con criterios y habilidades para formular los problemas y hacer uso de las herramientas existentes para el diseño de las estructuras subterráneas, con la finalidad de que los resultados obtenidos puedan ser llevados a la práctica de la ingeniería.

Objetivos

1. Identificar los criterios existentes para caracterizar y describir una masa rocosa.
2. Conocer el comportamiento en las excavaciones subterráneas, a través de la redistribución de esfuerzos y las deformaciones generadas por los esfuerzos inducidos en la masa rocosa.
3. Estudiar diferentes metodologías de análisis para las excavaciones subterráneas, considerando las soluciones analíticas cerradas y las soluciones numéricas (FEM).
4. Comparar los resultados obtenidos de los análisis y cotejar el grado de aproximación obtenido.
5. Estudiar el diseño de los elementos de soporte mediante anclaje, en particular con anclas de fricción y proporcionar recomendaciones de diseño para los elementos de soporte en las estructuras subterráneas.

1.3 Alcances

El presente trabajo es un estudio del comportamiento geotécnico en excavaciones subterráneas en roca. Se aplican las soluciones analíticas cerradas y los métodos numéricos, con el propósito de tener un mayor conocimiento sobre la estabilidad de las excavaciones y su comportamiento ante la redistribución de esfuerzos.

Esta tesis sirve como referencia para ampliar el estudio de los efectos del tectonismo en el diseño de excavaciones subterráneas y para los análisis de los esfuerzos y deformaciones en la roca.

Se trata el método simplificado para el análisis de estabilidad de grandes excavaciones subterráneas, la teoría elastoplástica general y el método de elementos finitos, este último mediante el programa LUSAS.

Los principales resultados condujeron a determinar el valor de la "presión de roca" para ser aplicada al diseño de sistemas de soporte y obtener la predicción de los desplazamientos esperados en la masa rocosa al finalizar la excavación.

El contenido de este trabajo es el siguiente:

En el capítulo dos se estudian los criterios más utilizados en la actualidad para realizar la descripción y clasificación de una masa rocosa, así como los conceptos básicos para su estudio.

En el capítulo 3 se estudian los estados de esfuerzos a la que es sometida una masa rocosa antes y después de realizar una excavación subterránea.

En el capítulo 4 se estudia la resistencia de la masa rocosa, ensayos para obtener la resistencia y deformabilidad de la roca in situ, para obtener el orden de magnitud real de las propiedades mecánicas de la masa rocosa.

En los capítulos 5 y 6 se estudian los métodos de análisis cerrados y el método de elementos finitos, aplicados a la predicción de esfuerzos y deformaciones de una masa rocosa. Se analiza una excavación subterránea del proyecto hidroeléctrico El Cajón, en particular la casa de máquinas, intentando demostrar que las soluciones analíticas cerradas para el diseño geotécnico de excavaciones subterráneas en masas rocosas permiten predecir con aceptable aproximación el comportamiento geotécnico de esas excavaciones. El método de elementos finitos se aplica mediante el software LUSAS, considerando un análisis en tres dimensiones.

En el capítulo 7 se analizan las comparaciones de los resultados obtenidos con los métodos cerrados y la solución numérica, en la predicción de esfuerzos y deformaciones.

En el capítulo 8, se estudia la instrumentación geotécnica aplicada a excavaciones subterráneas, su utilidad y el uso de las mediciones en el control de la excavación subterránea.

En el capítulo 9 se estudian los métodos para el diseño de los elementos de soporte mediante anclaje en las excavaciones subterráneas, a partir de la obtención de la presión de roca.

Finalmente se mencionan las conclusiones obtenidas del presente trabajo.

NOTACIÓN

Los símbolos son definidos cada vez que se presentan, pero los siguientes son usados comúnmente.

JRC: Coeficiente de rugosidad en las juntas.

Jv: Número total de las discontinuidades.

RQD: Índice de calidad de la roca.

NGI: Instituto Geotécnico de Noruega

CISR: Consejo del África del Sur para la investigación científica e industrial.

Q: Índice de calidad de la masa rocosa para la clasificación de Barton

Jr: Índice de rugosidad entre las discontinuidades.

Ja: Índice de alteración entre las discontinuidades.

Jw: Índice para el flujo de agua entre las discontinuidades.

SRF: Parámetro de reducción de esfuerzos de Barton.

RMR: Índice de la masa rocosa para la clasificación de Bieniawski.

t_x, t_y, t_z : Componentes de esfuerzo actuando en el punto O.

σ_n : Esfuerzo normal.

τ : Esfuerzo tangente o esfuerzo cortante.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: Esfuerzos normales en la dirección x, y y z .

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$: Esfuerzos cortantes.

$[\sigma]$: Tensor de esfuerzos.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Esfuerzos principales.

u : Presión de fluidos.

σ_0 : Esfuerzo de fluencia.

- c**: Cohesión del material.
- ϕ : Ángulo de fricción interna del material.
- σ_{ci} : Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- σ_t : Resistencia a tensión de la matriz rocosa.
- m_i, m, s : Constantes que dependen de las propiedades de la masa rocosa.
- GSI**: Índice geológico de resistencia de la masa rocosa.
- γ : Peso volumétrico del material.
- v**: Módulo de Poisson.
- E**: Módulo de elasticidad.
- G**: Módulo de rigidez al corte.
- I₁**: Primer invariante de esfuerzos.
- J₂**: Segundo invariante del esfuerzo desviador.
- J₃**: Tercer invariante de esfuerzos.
- θ : Ángulo de Lode en el plano octaédrico
- F**: Fluencia del material.
- s**: Resistencia al medio.
- $\gamma_{xz}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$: Deformaciones angulares.
- e_x, e_y, e_z**: Deformaciones desviadoras.
- $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$** : Deformaciones normales.
- X, Y, Z**: Fuerzas de cuerpo.
- u, v, w**: Desplazamientos.
- ρ : Densidad del material.
- k : Relación de esfuerzos normales, entre el horizontal y el vertical.
- σ_v : Esfuerzo vertical.

- σ_h : Esfuerzo horizontal.
- k_0 : Coeficiente de empuje tectónico.
- α : Coeficiente térmico de dilatación lineal.
- g : Gradiente geotérmico.
- $\Delta\tau$: Cambio de temperatura.
- H : Carga hidráulica.
- V_p : Velocidad de onda longitudinal.
- V_s : Velocidad de onda transversal.
- Z : Profundidad, altura geométrica.

CAPÍTULO 2

2 LA ROCA EN SU ESTADO NATURAL

La matriz rocosa es el material exento de discontinuidades, llamada también "roca intacta"; a pesar de considerarse continua presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su micro estructura mineral. Lo que denominamos masa rocosa no es más que una región tridimensional conexas dentro de la capa superior de la corteza terrestre cuyas características geotécnicas son el resultado de un sinfín de procesos iniciados hace millones de años.

2.1 PROBLEMAS COMUNES EN ROCAS

Es necesario conocer el propio comportamiento de las rocas, para poder definir la factibilidad de construcción de una obra civil en ellas y realizar el estudio geotécnico del sitio. La omisión de alguno o algunos datos puede llevar a una interpretación o resultados equivocados, en la etapa de diseño, al retraso de la construcción o al encarecimiento de la misma. En la Tabla 2.1, se mencionan algunos de los problemas geotécnicos más frecuentes que presentan los distintos grupos de rocas.

Tabla 2.1 Principales problemas geotécnicos en las rocas (Herrera, 2005)

GRUPO	
Ígneas	Extrusivas: permeabilidad a través de las diaclasas (juntas) Permeabilidad a través de los contactos litológicos Tubificación en tobas Baja resistencia al corte entre los contactos
Sedimentarias	Lutitas: Fisilidad: se rompen en capas (lutitas con micas) Desintegración por intemperismo Alta deformabilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante Expansibilidad y estratificación Fluencia plástica (Creep)
	Areniscas, conglomerados: Estratificación y plegamientos Baja resistencia al esfuerzo cortante Disgregación Permeabilidad secundaria (circulación a través de las fisuras)
	Calizas, dolomitas, caliche, margas: Disolución rápida y fracturamiento (karstificación) Fluencia plástica Estratificación Desmoronamiento Presencia de lutitas interestratificadas Expansión
Metamórficas	Orientación preferencial (foliación) Anisotropía en las propiedades de resistencia y deformabilidad Fracturamiento y deformación intensa Presencia de minerales de baja resistencia al esfuerzo cortante

Los factores geológicos que dominan el comportamiento y propiedades mecánicas de las masas rocosas son:

- La litología y las propiedades de la matriz rocosa
- La estructura geológica y sus discontinuidades
- El estado de esfuerzos a la que está sometida
- El grado de alteración
- Las condiciones hidrogeológicas

2.2 DISCONTINUIDADES

Las discontinuidades son planos de debilidad de las masas rocosas, en los que se incluyen: fracturas, fallas, juntas o diaclasas, foliaciones, estratificaciones, y contactos. El comportamiento mecánico de las masas rocosas estará gobernado principalmente por las discontinuidades que presente, por lo que su descripción es de interés para el estudio del comportamiento mecánico. Los principales tipos de discontinuidades son:

- **Fractura:** Es un término general para cualquier rotura en una roca, sea esto o no causa de desplazamiento, generadas por altos niveles de esfuerzos de tensión.
- **Fractura inducida:** Es una discontinuidad de origen no geológico, ocasionada por voladuras, rasgaduras, etc.
- **Fractura incipiente:** Es una discontinuidad que retiene esfuerzos de tensión que no pueden ser desarrollados totalmente.
- **Falla:** Es una estructura geológica donde existe rompimiento y desplazamiento de las rocas, pueden ser de diferentes longitudes y ser o no activas.
- **Juntas o diaclasas:** Son fracturas en una roca, generalmente transversales a la estratificación, a lo largo de las cuales no ha ocurrido un movimiento apreciable; la superficie de fracturamiento es plana y ocurre en grupos paralelos.
- **Estratificación:** Es la disposición de las capas, representadas por planos o superficies de discontinuidad; pueden ser abiertos o solo ser definidos por un cambio de coloración de la roca depositada.

- **Contacto litológico:** son planos de separación entre diferentes litologías de una masa rocosa; en el caso de las rocas ígneas se pueden presentar los diques.

Una discontinuidad es una interrupción física de la continuidad de la masa rocosa. Para tener una mejor interpretación y descripción de las discontinuidades, la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1981) recomienda describirlas con base en los parámetros de la Figura 2.1. En la Tabla 2.2 se resumen los usos de las características de las discontinuidades.

Tabla 2.2 Resumen para la descripción de las discontinuidades (Simons, 2005)

PARÁMETRO	MEDICIÓN	MÉTODO DE MEDICIÓN	USOS
Orientación	La convención es dirección echado/echado y puede ser 120°/65°	Brújula y clinómetro	Determina los mecanismos de falla y es usado en los análisis cinemáticos.
Espaciado	Puede ser medido en cada familia de juntas y se realiza en sentido perpendicular a los planos.	Cinta métrica	Es usado para deducir el grado estructural de anisotropía y el tamaño de los bloques
Continuidad ó persistencia	Se realiza a lo largo de las discontinuidades	Cinta métrica	Auxilia a la interpretación de las discontinuidades, por ejemplo es más importante una familia con alta continuidad que una familia de baja continuidad
Rugosidad	Se dividen en escalonadas, onduladas o planas, pueden compararse con el perfil de Rugosidad de Barton y obtener el coeficiente de rugosidad JRC.	Cinta métrica Regla graduada Perfiles de rugosidades (ISRM,1981)	Es de utilidad en la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante entre las discontinuidades y sobre la estabilidad de taludes.
Resistencia entre las planos	El esfuerzo a compresión simple en las paredes de la discontinuidad puede ser determinado por el índice de la prueba del martillo Schmidt (ISRM,1981).	Martillo Schmidt	Permite estimar el valor inicial de la resistencia a compresión simple de la roca.
Abertura y relleno	Los espesores del relleno pueden reportarse usando términos estandarizados, por ejemplo 1 mm de relleno de calcita, 10 mm de brecha cementada. La anchura se mide con una regla. La descripción del relleno incluye la identificación del material, tamaño del grano.	Regla graduada	Donde los espesores de los rellenos son iguales o más grandes que la amplitud de las rugosidades, la resistencia de los rellenos puede tener un efecto dominante al esfuerzo cortante entre las discontinuidades.
Filtraciones	Las evidencias de las filtraciones en las discontinuidades pueden ser registradas en base a la observación de las juntas. Si están limpias ó húmedas. En lo posible estimar el gasto, conociendo un volumen y el tiempo.	Reconocimiento visual. Conocer un volumen y el tiempo.	Pueden darnos un indicador de las características del flujo, la estimación de las presiones de agua y las consecuencias que tienen sobre la estabilidad de los taludes.
Tamaño de los bloques	El espaciamiento de las discontinuidades en tres dimensiones puede describirse con referencia al tamaño y forma de los bloques de roca (ver Tabla 2.8). Los bloques de roca pueden ser de forma columnar, tabular o cúbico.	Cinta métrica	Usado para ayudar en la determinación de mecanismos de falla y formación de cuñas.
Familia de discontinuidades	El número de familias puede ser determinado con la orientación promedio de cada familia.	Proyección estereográfica	Permite identifica probables mecanismos de falla.

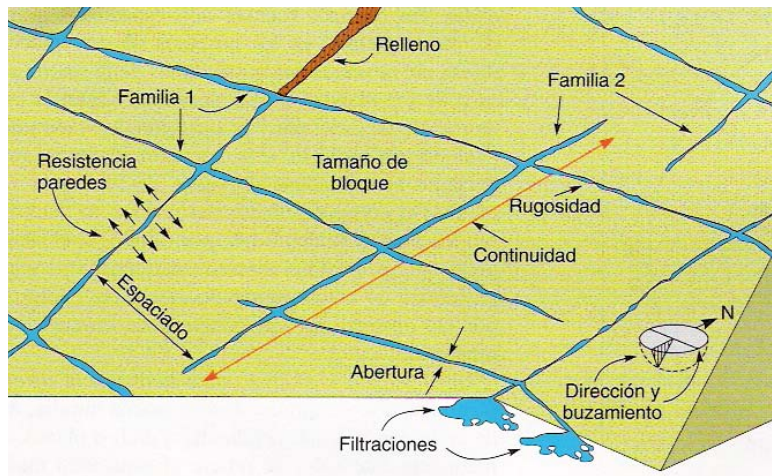


Figura 2.1 Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades (Hudson, 1989).

1. Orientación

En geotecnia se definen a las discontinuidades por la dirección del rumbo y del echado. Así por ejemplo, $120^{\circ}/65^{\circ}$ indica que la dirección del rumbo de la capa son 120° y el echado ó buzamiento son 65° ; ambos siempre se expresan en grados.

El rumbo de una capa es la intersección con respecto a la horizontal, y el echado la inclinación de la línea de máxima pendiente medida desde la horizontal. La dirección del rumbo de una capa se mide desde el Norte verdadero, en el sentido de las manecillas del reloj, Figura 2.2.

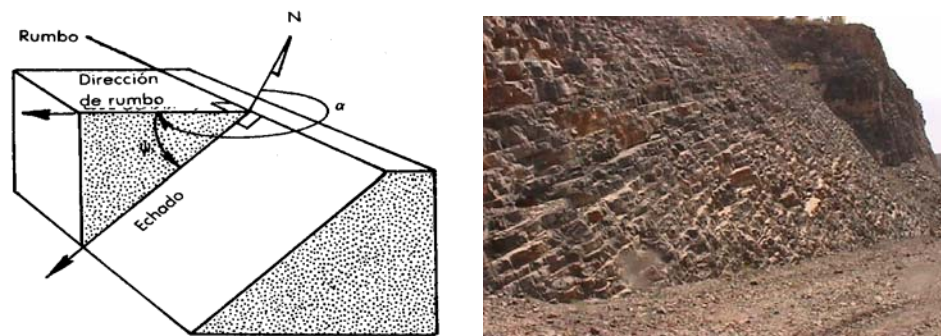


Figura 2.2 Medida de la orientación de las discontinuidades

2. Espaciado

El espaciado entre los planos de las discontinuidades condiciona el tamaño de los bloques de la matriz rocosa. El espaciado se define como la distancia entre dos planos de una misma familia de discontinuidades medida en la dirección perpendicular a dichos planos. El espaciado se describe de acuerdo con los términos de la Tabla 2.3:

Tabla 2.3 Descripción del espaciado (ISRM, 1981)

DESCRIPCIÓN	ESPACIADO
Extremadamente junto	< 20 mm
Muy junto	20-60 mm
Junto	60-200 mm
Moderadamente junto	200-600 mm
Separado	600-2000 mm
Muy separado	2000-6000 mm
Extremadamente separado	> 6000 mm

3. Continuidad o persistencia

La continuidad o persistencia es la extensión de la junta o fractura en el espacio y es de utilidad para la configuración geométrica. Si la continuidad no es muy alta, puede significar un incremento en la resistencia al corte en la discontinuidad por efecto de trabazón. Sin embargo, si la continuidad es tal que en vez de trabazón hay un intenso fracturamiento, entonces es en contra de la resistencia. Esta consideración debe ser tomada en cuenta por el ingeniero.

El mejor método para medir la continuidad es la observación directa siguiendo las discontinuidades en los cortes. La terminología descrita por el ISRM se muestra en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Descripción de la continuidad (ISRM, 1981)

CONTINUIDAD	DESCRIPCIÓN
< 1 m	Muy baja continuidad
1-3 m	Baja continuidad
3-10 m	Continuidad media
10-20 m	Alta continuidad
> 20 m	Muy alta continuidad

4. Rugosidad

La rugosidad de una discontinuidad, es el factor determinante de la resistencia al corte entre los planos; viene caracterizada por su ondulación y su aspereza. Las ondulaciones son rugosidades a gran escala que están en contacto entre ambos labios, provocan expansión cuando tiene lugar un desplazamiento cortante, en la Figura 2.3 se muestra la rugosidad entre los planos de contacto.



Figura 2.3 Rugosidades entre discontinuidades en rocas sedimentarias.

La aspereza es una rugosidad a pequeña escala, que varía cuando se produce un desplazamiento al romperse los

pequeños picos de la roca. La rugosidad puede ser medida, en campo, en los afloramientos de la roca, y debe de compararse con los perfiles estándar de rugosidad, mostrados en la Figura 2.4, para obtener el coeficiente de junta de la rugosidad JRC, propuesto por Barton (1975).

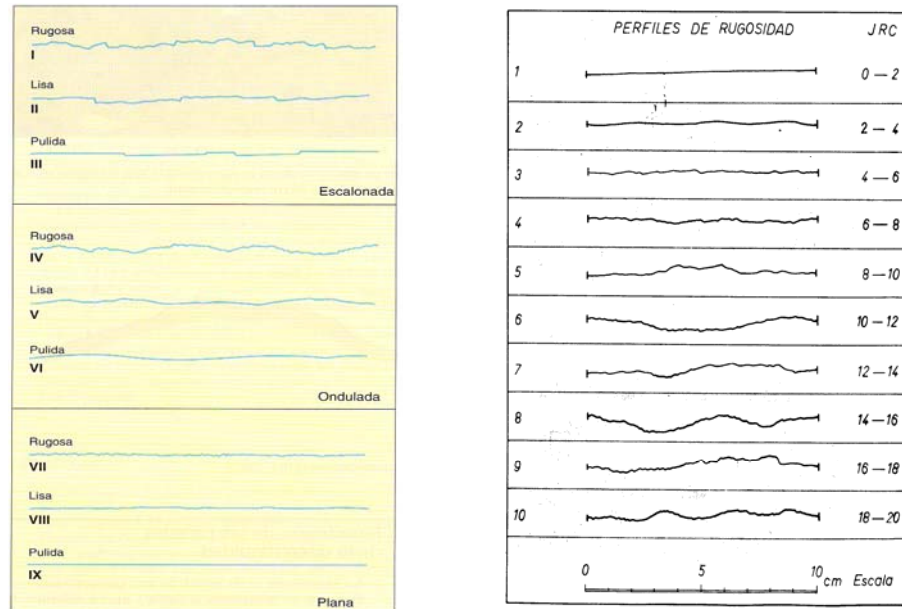


Figura 2.4 Perfiles de rugosidad entre las discontinuidades, (ISRM, 1981).

5. Resistencia entre los planos

La resistencia de la pared de una discontinuidad influye en la resistencia al esfuerzo cortante y en su deformabilidad. Dicha resistencia depende del tipo de matriz rocosa, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. El ensayo se recomienda realizarlo con el martillo Schmidt, estimando el valor inicial de la resistencia a compresión simple de la roca. Una segunda alternativa es con los índices de campo. Los criterios se muestran en la Tabla 2.5, donde los grados S_1 al S_6 aplican a suelos cohesivos, combinaciones de arcillas con arena, en general de bajo drenaje; los planos de las discontinuidades están caracterizadas por los grados R_0 al R_6 .

Tabla 2.5 Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y roca a partir de índices de campo (ISRM, 1981).

CLASE	DESCRIPCIÓN	IDENTIFICACIÓN DE CAMPO	APROXIMACIÓN AL RANGO DE
-------	-------------	-------------------------	--------------------------

			RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (MPa).
S ₁	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm	< 0.025
S ₂	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm	0.025 – 0.05
S ₃	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo	0.05 – 0.1
S ₄	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo	0.1 – 0.25
S ₅	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña	0.25 – 0.5
S ₆	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña	> 0.5
R ₀	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña	0.25 – 1
R ₁	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo	1 – 5
R ₂	Roca blanda	Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas	5 – 25
R ₃	Roca moderadamente dura	Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo	25 – 50
R ₄	Roca dura	Se requiere más de un golpe del martillo para fracturarla	50 – 100
R ₅	Roca muy dura	Se requiere de muchos golpes del martillo para fracturarla	100 – 250
R ₆	Roca extremadamente dura	Al golpearla con el martillo sólo saltan astillas.	> 250

6. Abertura

Se define como la distancia perpendicular que separa las paredes de la roca de una discontinuidad abierta, en la que el espacio intermedio, tiene agua o aire. En la Figura 2.5, se muestran los tipos de aberturas que se encuentran en las masas rocosas.

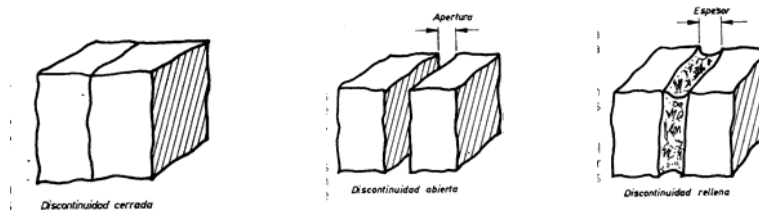


Figura 2.5 Aberturas entre las discontinuidades, (ISRM, 1981).

En lo que se refiere a la resistencia al corte, en las aberturas delgadas, el grado de separación apenas tiene influencia; esta separación toma mayor relevancia cuando hay agua en la junta, ya que cambian los esfuerzos efectivos y, por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante. En la medida que la abertura aumenta, el beneficio de la rugosidad disminuye, al grado de nulificar toda contribución de la rugosidad. Se pueden describir las aberturas conforme a los términos de la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Descripción de la abertura, (ISRM, 1981)

ABERTURA	DESCRIPCIÓN
< 1 mm	Muy cerrada

0.1-0.25 mm	Cerrada	CERRADAS
0.25-0.5 mm	Parcialmente abierta	
0.5-2.5 mm	Abierta	
2.5-10 mm	Moderadamente ancha	ANCHAS
> 10 mm	Ancha	
1-10 cm	Muy ancha	
10-100 cm	Extremadamente ancha	ABIERTAS
> 1 m	Cavernosa	

7. Relleno

El relleno es el material que separa las paredes (labios) de la roca. Puede estar compuesto por una amplia gama de combinaciones, desde suelo arcilloso hasta gravas y arenas, también por material producto de la misma desintegración de la roca. El efecto en la resistencia de la discontinuidad puede ser directo, en el caso de que el intemperismo provoque pérdida de cementación del relleno.

Para caracterizar el relleno de una discontinuidad se requiere, por una parte equipo para la recolección de muestras, y por otra, el correspondiente a la clasificación de suelos y rocas en laboratorio; cuando se analiza la fracción más fina del relleno, hay que determinar:

- o Fracción arcillosa
- o Porcentaje que pasa por el tamiz 200
- o Límites de consistencia

8. Filtraciones

La circulación de agua en los macizos rocosos, se realiza principalmente a lo largo de las fracturas y discontinuidades (permeabilidad secundaria). Sin embargo, en rocas sedimentarias, se produce también por los poros de la roca (permeabilidad primaria). A este respecto, hay que tener en cuenta que la permeabilidad primaria tiene normalmente relevancia en los macizos rocosos sedimentarios, donde los planos de estratificación y los propios estratos conectan unas rocas con otras. En cambio, dicha permeabilidad suele tener poca importancia, en macizos ígneos y metamórficos. Las observaciones respecto a las filtraciones en discontinuidades, tanto si se presentan rellenas o limpias, pueden seguir la descripción de la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 Descripción de las filtraciones en discontinuidades, (ISRM, 1981)

CLASE	Discontinuidad Sin relleno	Discontinuidad Con relleno
I	Junta muy plana y cerrada Aparece seca y no aparece posible que circule agua	Relleno muy consolidado y seco No es posible el flujo de agua

II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua	Relleno húmedo pero sin agua libre
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua	Relleno mojado con goteo ocasional
IV	Junta húmeda pero sin agua libre	Relleno que muestra señales de lavado Flujo de agua continuo Estimar el caudal
V	Junta con goteo pero sin flujo continuo	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferenciales Estimar gasto
VI	Junta con flujo continuo de agua Estimar el gasto	Rellenos completamente lavados Presiones de agua elevadas

9. Tamaño de los bloques

El tamaño de los bloques es un indicador del comportamiento de las masas de roca. Las dimensiones del bloque son determinadas por el espaciamiento de las discontinuidades, por el número de juntas y por la persistencia de las discontinuidades. Estas delimitan los bloques potenciales. En la Figura 2.6 se muestran bloques inestables en formaciones sedimentarias.



Figura 2.6 Magnitud de bloques en formaciones de calizas.

Las masas rocosas compuestas por grandes bloques pueden ser menos deformables, y en el caso de las obras subterráneas desarrollan favorable trabazón entre los bloques y arqueo en la excavación.

Mediante el parámetro j_v , se puede representar, de manera aproximada, el número de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1m^3) de la masa rocosa. Ante la dificultad de observar tridimensionalmente un afloramiento, el valor de j_v se puede determinar contando

las discontinuidades de cada familia entre una longitud normalmente de 5 y 10 metros, medidos perpendicularmente a la dirección de cada una de las familias:

$$j_v = \frac{\sum \text{Número} \cdot \text{de} \cdot \text{discontinuidades}}{\text{longitud} \cdot \text{medida}} \quad (1)$$

Donde: j_v representa el número total de discontinuidades.

Por ejemplo, para una masa rocosa con tres familias de discontinuidades j_1 , j_2 y j_3 el parámetro j_v estará determinado por la expresión 2:

$$j_v = \left(\frac{No. j_1}{L_1} \right) + \left(\frac{No. j_2}{L_2} \right) + \left(\frac{No. j_3}{L_3} \right) \quad (2)$$

En la Tabla 2.8 se muestra la descripción del tamaño de los bloques en función del parámetro j_v y en la Tabla 2.9 la clasificación de la masa rocosa en función de la forma, tamaño del bloque. En la Figura 2.7 se muestran ejemplos de la descripción del tamaño de los bloques en las masas rocosas.

Tabla 2.8 Descripción del tamaño de los bloques en función del número de discontinuidades, (ISRM, 1981)

Descripción	J_v (discontinuidades, m ²)
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1-3
Bloques de tamaño medio	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	> 30

Tabla 2.9 Clasificación de las masas rocosas en función del tamaño y forma de los bloques (ISRM, 1981)

CLASE	TIPO	DESCRIPCIÓN
I	Masivo	Pocas discontinuidades o espaciado muy grande
II	Cúbico	Bloques aproximadamente equidimensionales
III	Tabular	Bloques con una dimensión menor que las otras dos
IV	Columnar	Bloques con una dimensión considerable mayor que las otras dos
V	Irregular	Grandes variaciones en el tamaño y forma de los bloques
VI	Triturado	Masa rocosa muy fracturada



Figura 2.7 a) Masa rocosa masiva con bloques muy grandes; b) Masa rocosa tabular.

10. Número de familias de discontinuidades

La intensidad o grado de fracturación y el tamaño de los bloques de la matriz rocosa están condicionados por el número de familias de discontinuidades. Cada una de las familias queda orientada mediante la proyección estereográfica permitiendo identificar los mecanismos de falla que se presentan en la masa rocosa; puede clasificarse por el número de familias según la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Clasificación de masas rocosas por el número de familias de discontinuidades (ISRM, 1981)

TIPO DE MASA ROCOSA	NÚMERO DE FAMILIAS
I	Masivo, discontinuidades ocasionales
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades más otras dos ocasionales
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades
IX	Intensamente fracturado (brechificado)

2.3 CLASIFICACIONES DE LAS MASAS ROCOSAS

Por la gran complejidad que tienen las masas rocosas, más que una determinación propiamente dicha de su resistencia, es usual asignarles una calificación basada en ciertas características físicas observables sobre sus discontinuidades.

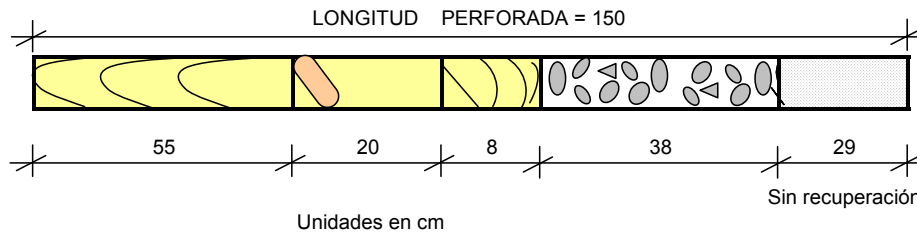
El concepto más simple para determinar la calidad de una masa rocosa se debe a Don U. Deere, se denomina comúnmente Índice de Calidad de la Roca, "RQD". Consiste en determinar el porcentaje de recuperación de núcleos de roca con longitud mayor de 10 cm, obtenidos durante la ejecución de sondeos exploratorios en la masa rocosa mediante la expresión 3. La calidad de la roca se establece en función del porcentaje de recuperación, como se muestra en la Tabla 2.11:

Tabla 2.11 Índice de la calidad de la roca, de Deere. Tomada de Hoek 1980.

RQD, %	CALIDAD DE LA ROCA
< 25	Muy mala
25 a 50	Mala
50 a 75	Regular
75 a 90	Buena
90 a 100	Muy buena

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud de núcleos} > 10\text{cm}}{\text{Longitud perforada}} \times 100\% \quad (3)$$

La medida del RQD se debe realizar en cada maniobra del hincado del tubo muestreador; en la Figura 2.8 se muestra un ejemplo del cálculo para la obtención del RQD.



$$RQD = \frac{55 + 20}{150} \times 100\% = 50\%$$

Figura 2.8 Determinación del índice de calidad de la roca

Las clasificaciones para las masas rocosas más utilizadas en la actualidad son:

- **NGI**, Instituto Geotécnico de Noruega, determinado por el Índice de calidad de los túneles "Q" propuesto por Barton, Lien y Lunde.
- **CISR**, Consejo del África del Sur para la investigación científica e industrial, determinado por el Índice de la masa rocosa "RMR" propuesto por Bieniawski.

NGI, ÍNDICE Q

El criterio establecido por Barton toma en cuenta los siguientes factores:

1. El índice de calidad de la roca, RQD
2. El número de sistemas de discontinuidades
3. La rugosidad de las discontinuidades
4. La alteración de las discontinuidades
5. Factor de reducción por la presencia de agua
6. Factor SRF por reducción de esfuerzos

A cada uno de tales factores se le aplica un cierto número, que se introduce en la fórmula 4 y se obtiene el índice Q para la clasificación de la masa rocosa, Tabla 2.12.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

(4)

Los tres factores de la expresión representan:

$\frac{RQD}{J_n}$	El tamaño de los bloques
$\frac{J_r}{J_a}$	La resistencia al corte entre los bloques
$\frac{J_w}{SRF}$	La influencia del estado de esfuerzos

Tabla 2.12 Clasificación Q, de Barton

ÍNDICE Q	DESCRIPCIÓN DE LA MASA ROCOSA
0.001 a 0.01	Excepcionalmente mala
0.01 a 0.1	Extremadamente mala
0.1 a 1	Muy mala
1 a 4	Mala
4 a 10	Regular
10 a 40	Buena
40 a 100	Muy buena
100 a 400	Extraordinariamente buena
400 a 1000	Excepcionalmente buena

Ejemplo práctico usando la clasificación NGI

Una excavación subterránea se realizará para almacenamiento de petróleo, los datos de la masa rocosa obtenidos en campo son:

Profundidad de la excavación: 150 m

Ancho de la cavidad B: 15 m

Peso específico estimado de la roca: 24 KN/m³ (2.4 t/m³)

Resistencia estimada a compresión simple de la roca: 70 MPa
(700

kg/cm²)

RQD: 80 %

Número de familias principales discontinuidades 3:

Familia A: NE10°SW/60°SE

B: NE75°SW/50°SE

C: NE40°SW/75°SE

Espaciado: muy junto en promedio de 5 cm

Continuidad: Familia A: longitud promedio 5 m

B: longitud promedio 8 m

C: longitud promedio 4 m

Rugosidad: Familia A: irregular a ondulada

B: rugosa a plana

C: suave a ondulada

Abertura y alteración de las discontinuidades:

A: Ligeramente alteración de los labios, no existe arcilla
 B: Junta sellada y dura
 C: Caras de la junta manchadas de óxido y sin rellenos

Presencia de agua: juntas húmedas, ocasional lavado de rellenos.

Utilizando los criterios de la clasificación NGI para la valoración de los parámetros y utilizando las Tablas en el Anexo II, los resultados obtenidos son:

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	VALOR
1. Calidad de la roca	Buena	RQD = 80 %
2. Índice de discontinuidades	3 familias	$J_n = 9$
3. Índice de rugosidad	$J_{rA} = 3$ irregular a ondulada $J_{rB} = 1.5$ rugosa a plana $J_{rC} = 2$ suave a ondulada $J_r = \frac{3 + 1.5 + 2}{3} = 2.2$	$J_r = 2.2$
4. Índice de alteración de las discontinuidades	$J_{aA} = 2$ ligera alteración de los labios $J_{aB} = 0.75$ selladas y duras $J_{aC} = 1$ manchadas de óxido sin relleno $J_a = \frac{2 + 0.75 + 1}{3} = 1.25$	$J_a = 1.25$
5. Agua entre las discontinuidades	Ocasionalmente lavado de los rellenos	$J_w = 0.66$
6. Reducción de esfuerzos	Libre de arcillas y rellenos	SRF = 2.5

Aplicando la expresión (4) se tiene:

$$Q = \left(\frac{80}{9}\right) \cdot \left(\frac{2.2}{1.25}\right) \cdot \left(\frac{0.66}{2.5}\right) = 4$$

Para un $Q = 4$ aplicando la Tabla 2.12, la masa rocosa tiene una calidad regular.

CISR, ÍNDICE RMR

El criterio establecido por Bieniawski toma en cuenta lo siguiente:

1. La resistencia de la roca intacta
2. La calidad de los núcleos obtenidos
3. El espaciamiento de las juntas de la formación rocosa
4. El estado que presentan las discontinuidades
5. La presencia de agua en la formación rocosa

A cada uno de los factores se le aplica una cierta calificación parcial y al final se suman todas para obtener una valuación de la masa rocosa entre 0 y 100, en la Tabla 2.13 se muestra el número de clasificación de la masa rocosa y su descripción a partir de la valuación obtenida.

Tabla 2.13 Clasificación RMR, de Bieniawski

VALUACIÓN RMR	CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MASA ROCOSA
100 a 81	I	Muy buena
80 a 61	II	Buena
60 a 41	III	Regular
40 a 21	IV	Mala
< 20	V	Muy mala

La relación entre ambos sistemas de clasificaciones esta dado por la ecuación 5:

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44 \quad (5)$$

Ejemplo práctico usando la clasificación CISR

Considerando el ejemplo aplicado en la clasificación de Barton, y haciendo uso de las Tablas de Bieniawski (anexo II), se obtiene lo siguiente:

PARÁMETRO DE CLASIFICACIÓN	VALOR PARA LA DESCRIPCIÓN	PUNTUACIÓN
1. Resistencia de la roca intacta	70 MPa	7
2. RQD	80 %	17
3. Espaciamiento de las discontinuidades	5 cm	5
4. Estado de las discontinuidades	Longitud de las discontinuidades: entre 3 y 10 m	2
	Abertura: selladas	6
	Rugosidad: suaves a onduladas	1
	Relleno: sin relleno	6
	Alteración: ligera alteración	5
5. Agua freática	Juntas húmedas	7

Total de puntuación = **56**

Para un $RMR = 56$ clasificando la masa rocosa en base a la Tabla 2.13, tiene una calidad regular; se observa que el resultado es equivalente al obtenido con la clasificación NGI. También se pudo haber aplicado la expresión (5):

$$\text{Si } Q = 4; \text{ entonces } RMR = 9 \cdot \ln(4) + 44 = 57$$

CAPÍTULO 3

3 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LAS ROCAS

El entendimiento de las nociones de fuerza, esfuerzo y deformaciones es fundamental para la apreciación del comportamiento en una excavación subterránea. Uno de los problemas principales de la ingeniería es predecir los desplazamientos generados alrededor de la excavación y los que se presentan en la superficie. Las excavaciones subterráneas pueden tomar lugar en un espacio infinito o semi-infinito, el cuál esta definido por un estado inicial de esfuerzos (Brady, 1993).

3.1 ESFUERZOS EN UN PUNTO

El concepto de esfuerzo es usado para describir la intensidad de las fuerzas internas establecidas en un cuerpo, bajo la influencia de fuerzas aplicadas en la superficie. La idea principal es cuantificar y definir el estado de esfuerzos en un punto dentro de un cuerpo, en términos de la intensidad de fuerzas ortogonales actuando en un área en la superficie del cuerpo.

Consideres en un plano cartesiano con ejes de referencia un cuerpo y sus superficies son orientadas hacia los planos normales de los ejes coordenados x-y-z, Figura 3.1.

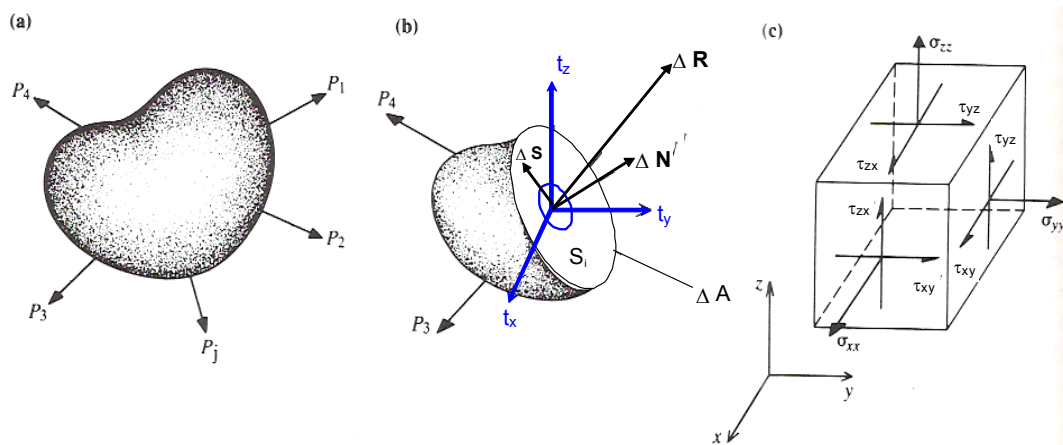


Figura 3.1 Esfuerzos en el interior de un cuerpo (Brady, 1993)

- a) Un cuerpo finito sujeto a cargas externas
- b) Determinación de las fuerzas internas
- c) Estado de esfuerzos en un punto en términos de componentes de esfuerzo

En la Figura 3.1a se muestra un cuerpo finito en equilibrio bajo la aplicación de fuerzas superficiales, p_j . Para valorar el estado de las fuerzas sobre el interior de

la superficie, S_i , se puede determinar la distribución de las fuerzas manteniendo el equilibrio del cuerpo.

Suponiendo sobre un elemento diferencial de superficie ΔA alrededor del punto O , la fuerza resultante requerida para mantener el equilibrio es ΔR Figura 3.1b. Entonces la magnitud del esfuerzo resultante σ_r en el punto, O , también llamado vector esfuerzo, es definido por:

$$\sigma_r = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta R}{\Delta A}$$

Si el vector de componente ΔR actúa normalmente y tangencialmente a ΔA , es decir, en ΔN y ΔS Figura 3.1b, entonces los componentes del esfuerzo normal, σ_n , y la resultante del esfuerzo cortante, τ , en el punto O están definidas:

$$\sigma_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta N}{\Delta A}, \quad \tau = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta S}{\Delta A} \quad (3.1)$$

De esta manera el vector esfuerzos, σ_r , puede ser resuelto en componentes t_x , t_y , t_z paralelos a los ejes de referencia x , y , z . Las cantidades t_x , t_y , t_z mostradas en la Figura 3.1b son llamadas *componentes de esfuerzo* actuando en la superficie del punto O .

El vector de esfuerzos, el esfuerzo normal, σ_n , y el esfuerzo cortante, τ , son expresados en *unidades de fuerza por unidad de área*.

Un caso particular ocurre cuando el elemento diferencial de la superficie ΔA es orientado paralelamente a los ejes coordenados, por ejemplo al eje x . Los componentes del esfuerzo actúan normal sobre la superficie del eje x , entonces se definen tres componentes del estado de esfuerzo en un punto de interés:

$$\sigma_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{xz} \quad (3.2)$$

El primer subíndice indica la dirección a la superficie normal en la que actúa; el segundo indica la dirección del componente del esfuerzo. Así τ_{xz} denota que el componente del esfuerzo actúa en una superficie normal al eje x y es paralela al eje z . Similarmente para los otros dos casos donde la superficie del elemento es orientado paralelamente a los ejes y y z , los componentes de esfuerzo son definidos:

$$\tau_{yx}, \sigma_{yy}, \tau_{yz} \quad (3.3)$$

$$\tau_{zx}, \tau_{zy}, \sigma_{zz} \quad (3.4)$$

Los sentidos de las acciones de las componentes de los esfuerzos son definidos por las expresiones (3.2), (3.3) y (3.4) Figura 3.2.

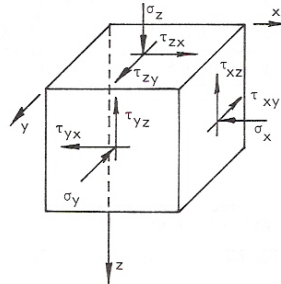


Figura 3.2 Componentes del estado de esfuerzo actuando en un cubo (Jaeger, 1971)

Con las expresiones (3.2), (3.3) y (3.4) se pueden escribir nueve componentes en forma matricial (tensor de esfuerzos).

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Es usual que cuando el subíndice se repite, los esfuerzos se escriben de la forma:

$$\sigma_{xx} = \sigma_x, \sigma_{yy} = \sigma_y, \sigma_{zz} = \sigma_z$$

La expresión (3.5) define el estado de esfuerzos en un punto, compuesta por nueve componentes de esfuerzo independientes. Sin embargo, si el cubo de la Figura 3.2 se encuentra en equilibrio se demuestra:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}, \tau_{xz} = \tau_{zx}$$

Al estar el cubo de la Figura 3.2 en equilibrio, el tensor de esfuerzos se reduce a seis componentes de esfuerzo para definir el estado de esfuerzos en un punto y la expresión (3.5) se reduce:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

La notación del tensor puede ser denotado por los sufijos 1, 2, 3, en este caso los componentes de esfuerzo son definidos por σ_{11} , σ_{12} , σ_{13} . Estas notaciones se pueden mostrar en el arreglo de la expresión (3.5) y son las componentes conocidas como el *tensor de esfuerzos*. La teoría puede ser estudiada en términos de análisis de tensores.

3.1.1 ESFUERZO EN DOS DIMENSIONES

La teoría para los esfuerzos en dos dimensiones puede desarrollarse considerándose un plano x-y y todas las cantidades pueden ser independientes de z.

Tomando el plano x-y como el plano de la hoja de papel, los componentes de los esfuerzos σ_x , τ_{xy} , σ_y y τ_{yx} , pueden mostrarse en la Figura 3.3 De acuerdo con el segmento inclinado AC tiene una longitud unitaria y una profundidad unitaria, por tanto la distancia vertical BC tiene una dimensión igual a $1 \text{ sen } \alpha$, y el segmento horizontal BA una dimensión igual a $1 \text{ cos } \alpha$.

Por equilibrio, la suma de fuerzas en cualquier dirección debe ser cero, por tanto obtenemos:

$$\sum F_h = H - T \cos \alpha - N \text{sen} \alpha = 0 \quad (3.6)$$

$$\sum F_v = V - T \text{sen} \alpha - N \cos \alpha = 0 \quad (3.7)$$

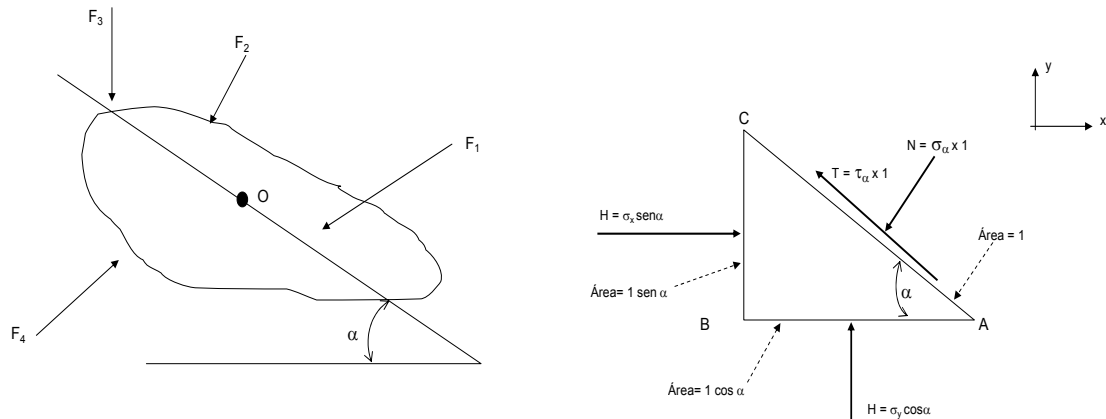


Figura 3.3 Fuerzas actuando sobre un cuerpo

Dividiendo las fuerzas entre las áreas en las cuales actúan, se obtienen las ecuaciones en función de esfuerzos normales y cortantes:

$$\sigma_x \text{sen} \alpha - \tau_\alpha \cos \alpha - \sigma_\alpha \text{sen} \alpha = 0 \quad (3.8)$$

$$\sigma_y \cos \alpha - \tau_\alpha \text{sen} \alpha - \sigma_\alpha \cos \alpha = 0 \quad (3.9)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_y \sin^2 \alpha + \sigma_x \cos^2 \alpha = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha \quad (3.10)$$

$$\tau_{\alpha} = (\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha \cos \alpha = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha \quad (3.11)$$

Al elevar al cuadrado las ecuaciones (3.10) y (3.11), se obtiene la ecuación de un círculo de:

$$\text{Radio:} \quad (\sigma_x - \sigma_y) / 2 \quad (3.12)$$

$$\text{Con centro en:} \quad (\sigma_x + \sigma_y) / 2 \quad (3.13)$$

Si hacemos σ_1 y σ_3 como los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente, donde los cortantes son nulos Figura 3.4; las ecuaciones (3.10) y (3.11) adquiere la forma:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (3.14)$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad (3.15)$$

Las fórmulas (3.14) y (3.15), proporcionan una descripción del estado de esfuerzos sobre un plano conocido el ángulo α y los esfuerzos principales. El máximo esfuerzo tangencial es $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, y ocurre sobre secciones a 45° de los planos principales. Los máximos esfuerzos normales y los máximos esfuerzos tangenciales se ejercen sobre secciones a 45° una de otra.

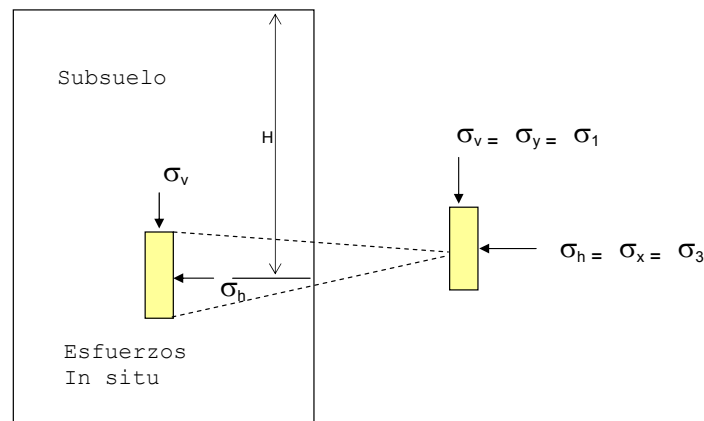


Figura 3.4 Estado de esfuerzos de un elemento

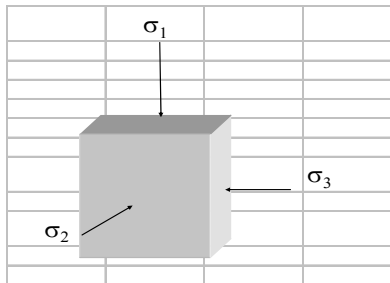
3.1.2 ESFUERZO EN TRES DIMENSIONES

Si en lugar de un plano, se considera un punto situado en el interior de un cuerpo rocoso, por el mismo pasan infinitos planos de diferente orientación. Si se determinan los vectores esfuerzo para cada uno de los planos quedará definido el estado de esfuerzos en el punto, por un tensor de esfuerzos $[\sigma]$, definidos por tres planos ortogonales.

La matriz de esfuerzos queda definida por nueve componentes, expresión (3.16) y el tensor de esfuerzos correspondientes a los esfuerzos principales queda definido por (3.17).

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (3.17)$$



Si existe una presión de fluidos, u , y aplicando el concepto de esfuerzos efectivos, el tensor (3.16) y (3.17) queda únicamente en sus componentes normales, ya que la presión hidrostática no actúa sobre las componentes tangenciales:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x - u & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - u & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - u \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 - u & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - u & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - u \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

3.1.3 PLANOS PRINCIPALES

En algunas masas rocosas la existencia del ordenamiento o disposición espacial de las discontinuidades (fábrica) como la foliación o la estratificación puede ser de ayuda para orientar las direcciones del estado de esfuerzos en los ejes convencionales (Brady, 1993). Sin embargo en una masa rocosa isotrópica, la elección de los ejes de referencia para definir el estado de esfuerzos en un punto pueden ser elegidos arbitrariamente y esto se logra con la determinación de los esfuerzos principales en alguna de la rotación de los ejes de referencia seleccionados.

Se llaman *ejes principales de esfuerzos*, cuando los esfuerzos cortantes en un punto son nulos, entonces las caras del cubo, son llamadas *planos principales*, Figura 3.5. Los esfuerzos que actúan en los planos principales sólo son normales y se llaman *esfuerzos principales*. Convencionalmente son denotados por los símbolos σ_1 llamado esfuerzo principal mayor, σ_3 corresponde al esfuerzo principal menor, y σ_2 es el esfuerzo principal intermedio:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

Una masa rocosa isotrópica no puede tener efectos de orientación respecto a su resistencia, es decir, tiene la misma resistencia en todas sus direcciones. Por lo tanto, las condiciones de rotura pueden estar expresadas en términos de cantidades que sean independientes de la dirección. Los *invariantes* son propiedades de los tensores (escalares) que tienen el mismo valor para cualquier sistema coordenado. Los esfuerzos principales representan un estado de esfuerzos en el que tienen únicamente componentes de esfuerzo normal, en tanto, los esfuerzos principales son también invariantes.

Si sólo existen esfuerzos debido a las fuerzas gravitacionales sobre un punto, el plano horizontal y todos los planos verticales que pasan por ese punto serían planos principales de esfuerzo. Si $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ el estado de esfuerzos se denomina isótropo o hidrostático, como el que presentan los fluidos.

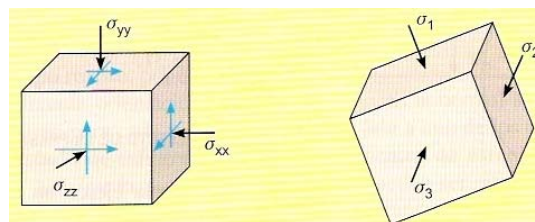


Figura 3.5 Componentes de esfuerzos referidos a un sistema de ejes x,y,z.

Las paredes en las excavaciones superficiales y subterráneas que se autosoplan corresponden a los planos principales de esfuerzos, sobre en las que no actúan los esfuerzos tangenciales o cortantes.

Existen métodos gráficos para representar la variación de esfuerzos en dos dimensiones, el diagrama del círculo de Mohr es el más importante. Las ecuaciones (3.14) y (3.15) corresponden a un círculo; las intersecciones del círculo con el eje σ_n son los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 . El radio del círculo representa el máximo valor de esfuerzo tangencial τ Figura 3.6. Cualquier punto del círculo representan el estado de esfuerzos sobre un plano cuya normal forma un ángulo α con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 . El círculo de Mohr permite representar diferentes estados de esfuerzos, Figura 3.7.

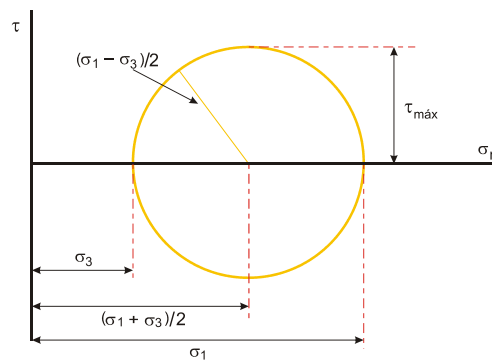


Figura 3.6 Círculo de Mohr

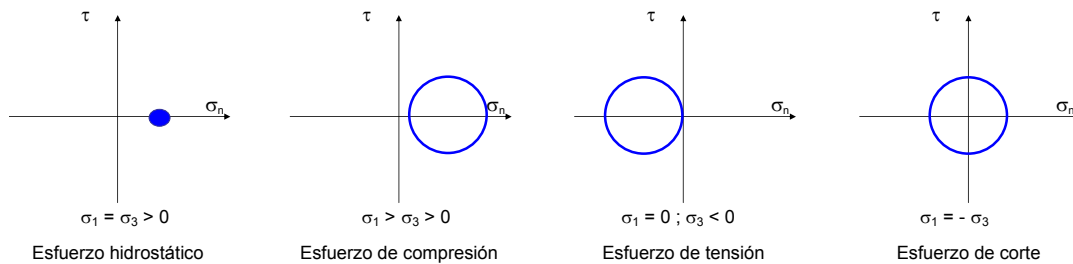


Figura 3.7 Círculos de Mohr para distintos estados de esfuerzos

Para determinar los esfuerzos en dos dimensiones, es necesario conocer los esfuerzos σ_x , σ_y , τ_{xy} en cada punto, o los esfuerzos principales σ_1 , σ_3 y las direcciones de los ejes principales. Existen representaciones simples que pueden ser usadas para la interpretación gráfica del campo de esfuerzos (Jaeger, 1971). Estas representaciones son:

- o *Isobaras*: Son curvas de esfuerzo principal constante, se pueden realizar para σ_1 y otras para σ_3 .

- o *Isocromáticas*: Son curvas constantes de máximo esfuerzo cortante $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$.
- o *Trayectorias de esfuerzo*: Son sistemas ortogonales de curvas en la dirección principal de los ejes; intersectando a las fronteras de los ángulos directos.

3.1.4 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN LAS ROCAS

El comportamiento esfuerzo-deformación de un cuerpo está definido por la relación de los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas; es decir, como varía la resistencia del material para determinados niveles de deformaciones, considerando:

- o El comportamiento antes de llegar a la rotura
- o La forma en que se produce la rotura
- o El comportamiento después de la rotura

El estudio se lleva a partir de ensayos de aplicación de esfuerzos, en donde se registran curvas esfuerzo-deformación del material a lo largo de las diferentes etapas del proceso. Las rocas pueden presentar relaciones lineales o no lineales entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones producidas a partir de un determinado nivel de esfuerzos.

Al ensayar en laboratorio una probeta de roca sin confinamiento, mediante la aplicación de carga axial, el registro de esfuerzos y deformaciones correspondientes, permite dibujar la curva esfuerzo-deformación Figura 3.8, la rama ascendente antes de alcanzar la resistencia pico, presenta un comportamiento elástico lineal.

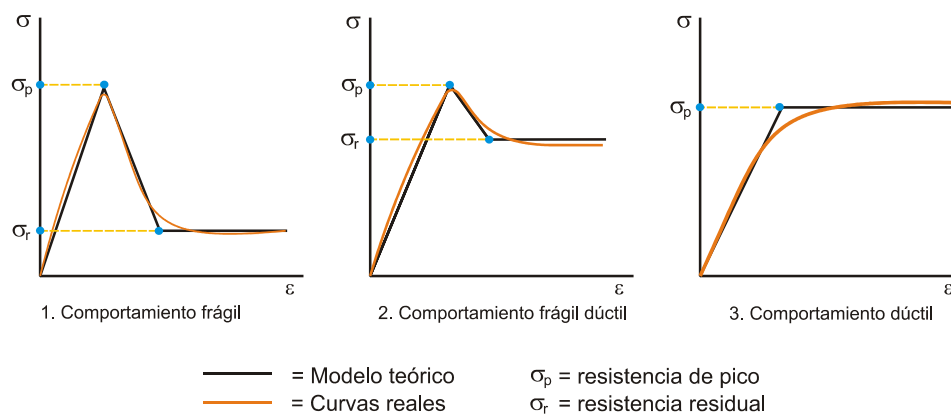


Figura 3.8 Modelos de comportamiento esfuerzo-deformación, sin confinamiento (González de Vallejo, 2002).

Al ensayar probetas de roca en laboratorio con confinamiento y altos niveles de esfuerzo para llevar al

material más allá de la rotura, se obtiene plastificación de la roca con endurecimiento o reblandecimiento Figura 3.9.

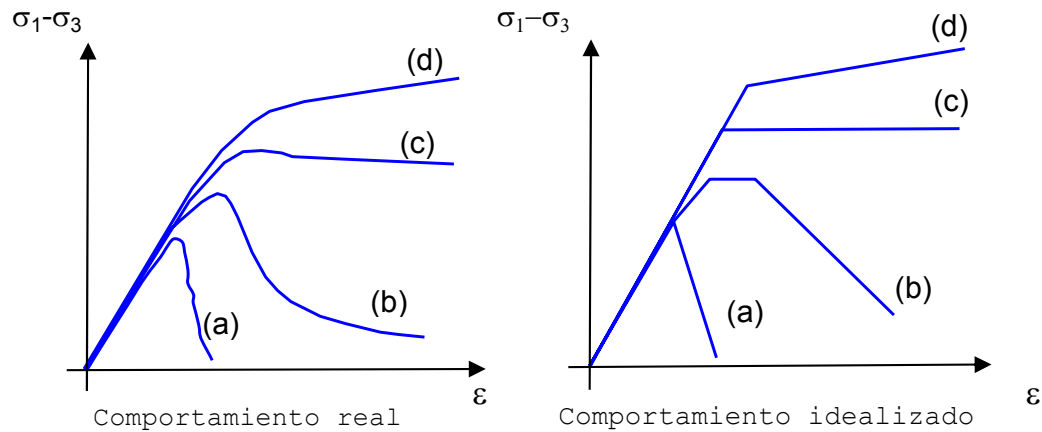


Figura 3.9 Comportamiento real de un material rocoso en pruebas triaxiales a distintos niveles de confinamiento e idealizaciones mediante endurecimiento y reblandecimiento (Ramm, 2000).

Las características básicas de los tipos de comportamiento que se muestran en la Figura 3.9 se puede explicar como sigue:

- a) Falla frágil: bajo confinamiento linealidad de ε_1 casi hasta el pico, rotura súbita, cuando comienza a apreciarse fluencia aumenta el volumen hasta la rotura.
- b) Flujo inestable: esfuerzo de confinamiento suficientemente alto, bajo nivel de fluencia, la muestra se mantiene entera y el volumen incrementa hasta antes del pico, la falla suele ocurrir de acuerdo a la falla de Mohr- Coulomb.
- c) Plasticidad perfecta: existe en condiciones de altos niveles de confinamiento, el espécimen mantiene su integridad a cualquier deformación, no hay cambio de volumen.
- d) Flujo estable: ocurre en muy altos niveles de confinamiento, después del inicio de la fluencia comienza un endurecimiento con pérdida de volumen.

3.1.5 CRITERIOS DE RESISTENCIA

Ante la práctica para determinar las leyes que rigen el comportamiento, la resistencia y la rotura de los materiales rocosos (tanto en la roca intacta como en la

masa rocosa), se emplean una serie de *criterios de rotura o de resistencia*, obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y de experiencias. Estos criterios son expresiones matemáticas que representan modelos que permiten estimar la resistencia del material en base a los esfuerzos aplicados, en sus propiedades de resistencia y predecir cuando ocurre la rotura.

La resistencia estará en función de los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 . Además de los esfuerzos principales, los criterios de resistencia son desarrollados en términos del esfuerzo normal y el esfuerzo tangencial, actuando sobre un plano. El hecho de que el esfuerzo intermedio σ_2 tenga poca influencia con respecto al esfuerzo menor principal σ_3 en la resistencia pico de los materiales, hacen que los criterios en general se expresen de la forma:

$$\sigma_1 = f(\sigma_3)$$

a) CRITERIO DE MOHR-COULOMB

De los criterios más extendido en mecánica de rocas es el criterio lineal propuesto por Coulomb (1800), Figura 3.10:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.20)$$

Donde:

c es la cohesión y ϕ el ángulo de resistencia interna del material.

τ y σ son los esfuerzos tangencial y normal sobre el plano de rotura.

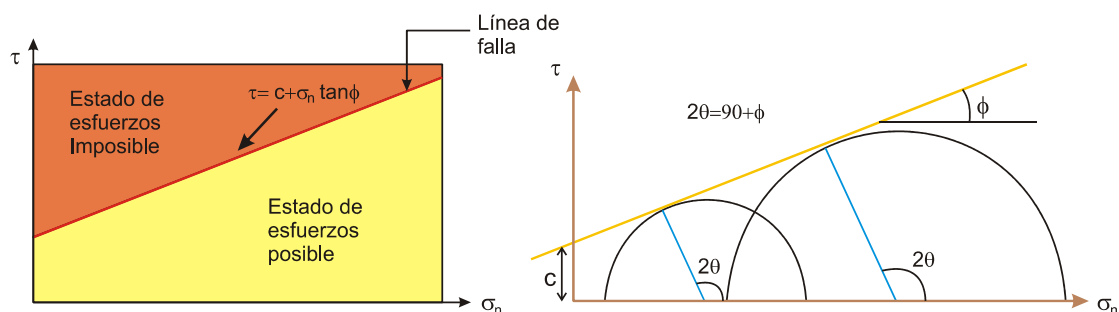


Figura 3.10 Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

El criterio puede expresarse en función de los esfuerzos principales mediante la expresión (3.21), permitiendo obtener la resistencia en cualquier plano definido por el ángulo θ .

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\text{sen} \cdot 2\theta + \tan \phi (1 - 2 \cos \theta)]}{\text{sen} \cdot 2\theta - \tan \phi (1 + 2 \cos \theta)} \quad (3.21)$$

Para el plano crítico de rotura cuando $\theta = 45^\circ + \phi/2$ la expresión (3.21) adquiere la forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{(1 + \text{sen} \phi)}{(1 - \text{sen} \phi)} + 2c \frac{\cos \phi}{(1 - \text{sen} \phi)} \quad (3.22)$$

Si se tiene la condición sin que exista confinamiento, $\sigma_3 = 0$, σ_1 será la resistencia a compresión simple de la roca, expresión (3.23) y la resistencia a tensión de la roca es definida por la expresión (3.24).

$$\sigma_1 = \sigma_c = 2c \frac{\cos \phi}{(1 - \text{sen} \phi)} \quad (3.23)$$

$$\sigma_t = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 + \text{sen} \phi} \quad (3.24)$$

b) CRITERIO DE HOEK Y BROWN

Criterio de rotura para la matriz rocosa

Es propuesto por Hoek y Brown (1980), es un criterio de rotura no lineal para evaluar la resistencia de la matriz rocosa (roca intacta) isotrópica en condiciones triaxiales, ecuación (3.25).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \cdot \sigma_{ci} \cdot \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (3.25)$$

Donde:

σ_1 y σ_3 : son los esfuerzos principales mayor y menor

σ_{ci} : es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa

m_i : es una constante que depende de las propiedades de la matriz rocosa.

El valor de σ_{ci} debe ser determinado en laboratorio; el parámetro m_i puede obtenerse la Tabla 3.1 cuando no se tengan ensayos triaxiales en la roca. La resistencia a compresión simple de la roca se obtiene cuando se sustituye $\sigma_3=0$ en la ecuación anterior y la resistencia a tensión se obtiene resolviendo para $\sigma_1=0$ y $\sigma_3=\sigma_t$, ecuaciones (3.26) y (3.27).

$$\sigma_1 = \sigma_{ci} \quad (3.26)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}) \quad (3.27)$$

Tabla 3.1 Valores de la constante m_i para la matriz rocosa (Hoek y Brown, 1997)

Tipo de roca y valor de la constante m_i				
Sedimentarias clásticas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gneiss (*)	33
	Cuarcita	24	Esquisto (*)	4-8
	Migmatita	(30)	Filita (*)	(10)
	Anfibolita	25-31	Pizarra (*)	9
	Milonita	(6)		
Ígneas	Granito	33	Diorita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	19
	Granodiorita	(30)	Gabro	27
	Dacita	(17)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Los valores entre paréntesis son estimados

*Valores obtenidos con dirección de aplicación de carga a los planos de foliación

Mediante la ecuación (3.25) se puede dibujar la envolvente para la rotura de la matriz rocosa, para diferentes condiciones de esfuerzo Figura 3.11.

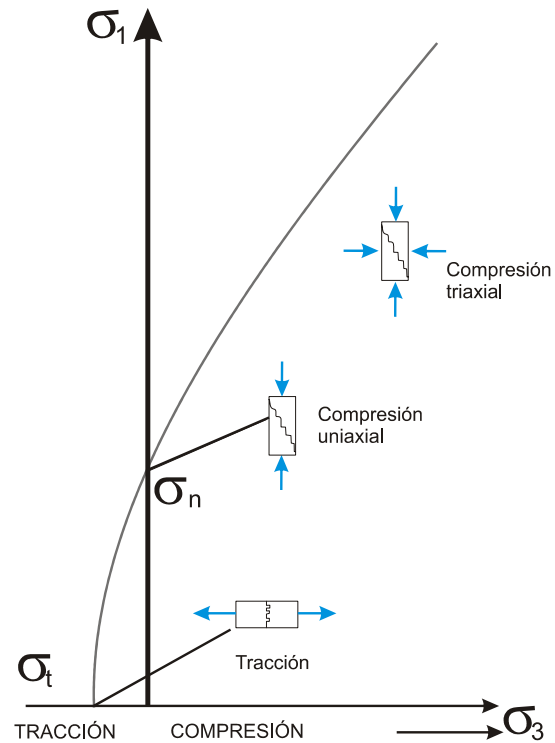


Figura 3.11 Envoltorio de falla del criterio de Hoek-Brown en función de los esfuerzos principales (Hoek y Brown, 1997)

Criterio de rotura para la masa rocosa

Se conoce como el criterio generalizado para determinar la rotura de una masa rocosa (Hoek y Brown, 1980), considera los factores que determinan la rotura a escala de la masa rocosa, como el nivel de esfuerzos a la que esta sometida, la no linealidad, la influencia del tipo de roca y el estado de alteración del medio rocoso; la ecuación (3.28) define la resistencia de la masa rocosa.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \quad (3.28)$$

Donde:

σ_1 y σ_3 : son los esfuerzos principales mayor y menor

σ_{ci} : es la resistencia a compresión simple de la masa rocosa

m y s : son constantes adimensionales que dependen de las propiedades de la masa rocosa, del tipo de la roca, de la frecuencia y características de las discontinuidades.

El valor de σ_{ci} debe ser determinado en ensayos de compresión simple en laboratorio, los valores de las constantes m y s , pueden determinarse a partir del índice RMR de la clasificación geomecánica de Bieniawski, con las expresiones del grupo (3.29) se determinan las constantes para masas rocosas no alteradas y sin afectaciones por voladuras; con el grupo de expresiones (3.30), corresponden a masas rocosas alteradas o afectadas por voladuras.

$$m = m_i \exp \frac{RMR - 100}{28} ; \quad s = \exp \frac{RMR - 100}{9} \quad (3.29)$$

$$m = m_i \exp \frac{RMR - 100}{14} ; \quad s = \exp \frac{RMR - 100}{6} \quad (3.30)$$

La constante m_i se obtiene de la Tabla 3.1, correspondiente a la resistencia de la matriz rocosa, los parámetros obtenidos de las ecuaciones (3.29) y (3.30), también se pueden obtener de las Tablas de Hoek (1997), Anexo II.

Con el fin de ampliar el rango de aplicación del criterio generalizado y emplear parámetros geológicos para la evaluación de la resistencia de la masa rocosa, Hoek (1997) y Hoek *et al* (2002) han propuesto un índice geológico de resistencia, **GSI**, que evalúa la calidad de la masa rocosa en función de las características de fracturación y alteración de las discontinuidades, Figura 3.12. El GSI equivale al RMR menos 5.

Los valores de las constantes m y s utilizando el índice GSI, se determinan con el grupo de expresiones (3.31):

$$m = m_i \exp \frac{GSI - 100}{28} ; \quad s = \exp \frac{GSI - 100}{9} \quad (3.31)$$



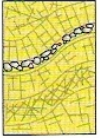

<p>ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA GSI (<i>geological strength index</i>)</p> <p>A partir de la clasificación obtenida en la Figura 3.94 seleccionar el cuadro correspondiente en este ábaco y obtener el valor medio del índice GSI.</p>		CONDICIÓN DEL FRENTE				
ESTRUCTURA		MUY BUENA (MB) Superficies muy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

Figura 3.12 Estimación del índice GSI en base a descripciones geológicas (Hoek, 1997)

Ejemplo práctico para determinar la resistencia de la masa rocosa utilizando los criterios de rotura

Se considera un túnel que atraviesa una formación de areniscas, con buzamiento prácticamente horizontal.

Datos de campo de la masa rocosa:

- RQD = 85% Roca de buena calidad
- RMR = 80 Masa rocosa de buena calidad
- Q = 54 Masa rocosa de muy buena calidad
- GSI = 75 (índice geológico de resistencia)
- Se considera un esfuerzo vertical $\sigma_v=1$ MPa, equivalente a una profundidad de 38 m.

- La masa rocosa se encuentra seca

Datos de ensayos de laboratorio en la roca intacta:

- Peso volumétrico $\gamma = 2.67 \text{ t/m}^3$
- Resistencia a compresión simple de la roca intacta $\sigma_{ci} = 85 \text{ MPa}$
- Módulo de deformabilidad de la roca intacta $E = 40 \text{ GPa}$
- Relación de Poisson $\nu = 0.24$
- De ensayos triaxiales se obtuvo $\phi = 70^\circ$ y $c = 2.9 \text{ MPa}$

Resistencia de la matriz rocosa

- *Criterio de Mohr-Coulomb*

La resistencia de la roca expresada en función de los esfuerzos principales es:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\text{sen} \cdot 2\theta + \tan \phi (1 - 2 \cos \theta)]}{\text{sen} \cdot 2\theta - \tan \phi (1 + 2 \cos \theta)}$$

Si se considera el plano de rotura teórico más desfavorable, corresponde a $\theta = 45^\circ + \phi/2$; si el ángulo de fricción interna obtenido en laboratorio es de 70° y una cohesión de 2.9 MPa , se tiene:

$$\theta = 45^\circ + 70/2 = 80^\circ$$

Si suponemos que $\sigma_3 = 1 \text{ MPa}$, que es a la profundidad donde se realizará el túnel:

$$\sigma_1 = \frac{2(2.9) + 1 \cdot [\text{sen} \cdot 2(80) + \tan 70(1 - 2 \cos(80))]}{\text{sen} \cdot 2(80) - \tan 70(1 + 2 \cos(80))} = \mathbf{65.06 \text{ MPa}}$$

La resistencia a compresión simple según Mohr-Coulomb será:

$$\sigma_c = 2c \frac{\cos \phi}{(1 - \text{sen} \phi)}$$

$$\sigma_c = 2(2.9) \frac{\cos 70}{(1 - \text{sen} 70)} = \mathbf{32.89 \text{ MPa}}$$

La resistencia a la tensión de la matriz rocosa viene dada por:

$$\sigma_t = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 + \text{sen} \phi}$$

$$\sigma_t = \frac{2(2.9) \cdot \cos 70}{1 + \operatorname{sen} 70} = \mathbf{1.02 \text{ MPa}}$$

- *Criterio de Hoek y Brown*

La resistencia a compresión de la roca viene dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \cdot \sigma_{ci} \cdot \sigma_3 + \sigma_{ci}^2}$$

Si suponemos $\sigma_3=1$ MPa y de la Tabla 3.1 se obtiene el valor de la constante $m_i=19$ y $\sigma_{ci}=85$ MPa (resistencia a compresión simple obtenida en laboratorio):

$$\sigma_1 = 1 + \sqrt{19 \cdot 85 \cdot 1 + 85^2} = \mathbf{95.02 \text{ MPa}}$$

La resistencia a la tensión está dada por:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{2} (85) \cdot (19 - \sqrt{19^2 + 4}) = \mathbf{4.46 \text{ MPa}}$$

Resistencia de la masa rocosa

La resistencia de la masa rocosa a partir del criterio de Hoek y Brown, viene dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

Las constantes m y s pueden determinarse a partir de la expresión (3.29), para una masa rocosa no alterada:

a) Con $m_i=19$ (de la matriz rocosa) y RMR= 80

$$m = m_i \exp \frac{RMR - 100}{28} = 19 \exp \frac{80 - 100}{28} = \mathbf{9.301}$$

$$s = \exp \frac{RMR - 100}{9} = \exp \frac{80 - 100}{9} = \mathbf{0.108}$$

b) Con $m_i=19$ (de la matriz rocosa) y el índice GSI = 75 y utilizando las expresiones (3.31):

$$m = m_i \exp \frac{GSI - 100}{28} = 19 \exp \frac{75 - 100}{28} = \mathbf{7.78}$$

$$s = \exp \frac{GSI - 100}{9} = \exp \frac{75 - 100}{9} = \mathbf{0.062}$$

c) Consultando la Tabla en el anexo II para obtener las constantes m y s , para una arenisca inalterada con un RMR = 80:

$$\begin{aligned} m &= \mathbf{8.78} \\ s &= \mathbf{0.189} \end{aligned}$$

Si se toman los valores $\sigma_3 = 1$ MPa (una profundidad del túnel de 38 m) y $\sigma_{ci} = 85$ MPa (resistencia a compresión simple de la roca obtenida en laboratorio), en función de los anteriores pares de valores m y s en la ecuación para obtener la resistencia de la masa rocosa:

$$a) \sigma_1 = 1 + 85 \sqrt{9.301 \cdot \left(\frac{1}{85}\right) + 0.108} = 40.64 \text{ MPa}$$

$$b) \sigma_1 = 1 + 85 \sqrt{7.78 \cdot \left(\frac{1}{85}\right) + 0.062} = 34.30 \text{ MPa}$$

$$c) \sigma_1 = 1 + 85 \sqrt{8.78 \cdot \left(\frac{1}{85}\right) + 0.189} = 46.95 \text{ MPa}$$

La resistencia a compresión simple de la masa rocosa, σ_{cm} , se obtiene para la condición cuando $\sigma_3 = 0$, la ecuación de resistencia de Hoek se reduce a:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \sqrt{s}$$

$$a) \sigma_{cm} = 85 \sqrt{0.108} = 27.93 \text{ MPa}$$

$$b) \sigma_{cm} = 85 \sqrt{0.062} = 21.16 \text{ MPa}$$

$$c) \sigma_{cm} = 85 \sqrt{0.189} = 36.95 \text{ MPa}$$

La resistencia a la tensión de la masa rocosa, σ_{tm} , viene dada por:

$$\sigma_{tm} = \frac{s \sigma_{ci}}{m}$$

$$a) \sigma_{im} = \frac{0.108 \cdot (85)}{9.301} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$b) \sigma_{im} = \frac{0.062 \cdot (85)}{7.78} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$c) \sigma_{im} = \frac{0.189 \cdot (85)}{8.78} = 1.83 \text{ MPa}$$

En la Figura 3.13, se muestra los esfuerzos principales obtenidos con el criterio de rotura de Hoek, la resistencia a compresión simple de la masa rocosa se presenta cuando el esfuerzo principal menor es cero, obteniendo un valor del orden de 21 MPa, también se observa que el valor máximo a la tensión es de 0.68 MPa, estos valores son inferiores a los obtenidos con el criterio de Mohr Coulomb. En la Figura 3.14, se muestra la representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para la rotura de la roca.

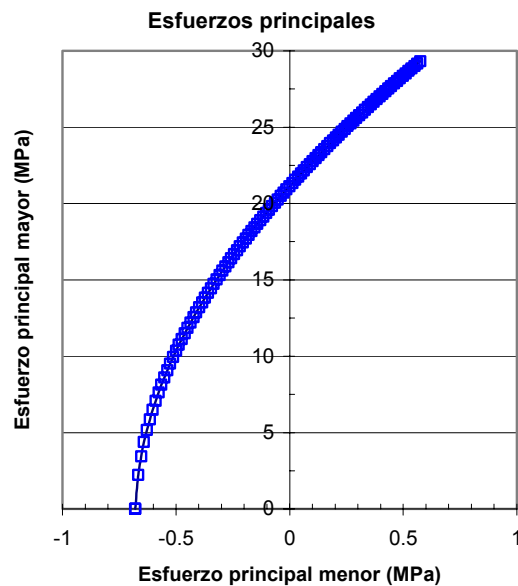


Figura 3.13 Envoltorio de falla del criterio de rotura (Hoek y Brown, 1997)

Esfuerzo normal vs. Esfuerzo cortante

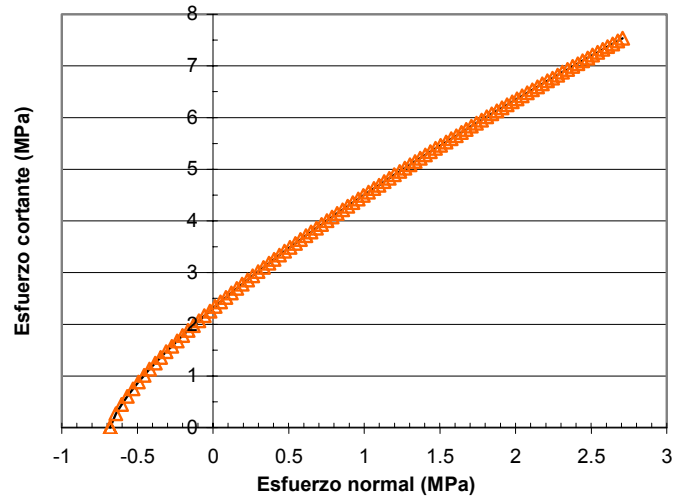


Figura 3.14 Representación de las condiciones de esfuerzo para la rotura de la roca (Hoek y Brown, 1997)

El resumen de los valores obtenidos con los criterios descritos, se muestra en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Resultados en la determinación de la resistencia de la roca

	Resultados de laboratorio	CRITERIO	
		Mohr-Coulomb	Hoek-Brown
<i>Roca intacta</i>			
σ_l		65.06	95.02
σ_c	85	32.09	95.02
σ_t	10	1.02	4.46
<i>Masa rocosa</i>			
σ_l	----	----	40.64 34.30 46.95
σ_{cm}	----	----	27.93 21.16 36.95
σ_{tm}	----	----	0.98 0.68 1.83

*Los valores están en MPa

** σ_c , σ_t : resistencia a compresión y tensión de la matriz rocosa

*** σ_{cm} , σ_{tm} : resistencia a compresión y tensión de la masa rocosa

Los valores obtenidos con el criterio de de Mohr-Coulomb resultan inferiores a los datos obtenidos de laboratorio de la resistencia a compresión simple de la roca ($\sigma_{ci}=85$ Mpa), lo que teóricamente no es posible, esta diferencia conduce a obtener valores sobreestimados en la resistencia de la roca.

El criterio de Hoek y Brown, resulta más acorde a rangos de valores característicos de la resistencia de la matriz rocosa. La no linealidad considerada en la resistencia se ajusta más al comportamiento real de los materiales rocosos. Las constantes m y s involucran el factor a escala de las discontinuidades de la masa rocosa, con lo que se obtienen valores representativos del comportamiento de la roca, así pues el valor de 95 Mpa de resistencia a compresión de la roca, se aproxima al valor obtenido en laboratorio (85 Mpa).

Para la resistencia de la masa rocosa se obtienen tres valores, que difieren por la obtención de las constantes m y s , un valor representativo puede utilizarse el promedio de los tres valores reportados.

- **Criterio de von Mises y Tresca**

Un cuerpo sólido es susceptible de ser deformado hasta un cierto nivel que comienza a cambiar sus propiedades de resistencia y deformabilidad o en el que directamente se colapse. Si el problema es unidimensional, a este límite se le conoce como *límite de fluencia*, si el material es capaz de seguir deformándose manteniendo ciertos niveles de esfuerzo o resistencia máxima de rotura si el material se colapsa súbitamente. Se llama condición de fluencia o condición de rotura para el cual el material fluye o llega a la falla.

Si el problema es multiaxial, los límites en los que se alcanza la fluencia o la resistencia pueden llamarse *superficie de fluencia* o *superficie de rotura*, ya que en el espacio presentan propiamente superficies. Entonces, la resistencia o el estado de fluencia pueden ser no alcanzados por un esfuerzo en particular sino por un *estado de esfuerzos*.

Un cuerpo formado por un material isótropo no puede tener efectos de orientación respecto a su resistencia, es decir, tiene la misma resistencia en todas sus direcciones. Por lo tanto, las condiciones de fluencia o rotura pueden estar expresadas en términos de cantidades que sean independientes de la dirección. Los *invariantes* son propiedades de los tensores que tienen el mismo valor para cualquier sistema coordenado. Los esfuerzos principales representan un estado de esfuerzos en el que se tienen únicamente componentes de esfuerzo normal y por lo tanto los cortantes son nulos. Sin embargo, los esfuerzos principales son también invariantes. Una superficie de fluencia o de rotura se puede expresar en términos de los

esfuerzos principales y entonces generar una superficie tridimensional en el sistema coordenado $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ Figura 3.15.

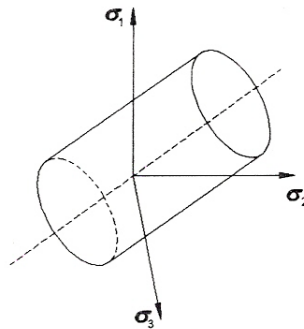


Figura 3.15 Superficie de fluencia en el espacio de los esfuerzos principales

Sin embargo, los problemas tensoriales suelen resolverse con los tensores de esfuerzos y deformaciones referidos a las coordenadas cartesianas (x, y, z) con lo cual, la superficie de fluencia resulta ser un hipersuperficie de nueve dimensiones, mientras que si se trabaja con la notación ingenieril tendría seis dimensiones, lo cual es imposible representar gráficamente. Utilizando invariantes es posible representar la superficie de fluencia en dos o tres dimensiones. Existen muchos tipos de invariantes, tanto para el tensor de esfuerzos como para el de deformaciones. Los más utilizados en la teoría de la plasticidad son:

Primer invariante del tensor de esfuerzos:

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.32)$$

Segundo invariante del tensor desviador de esfuerzos:

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} = \frac{1}{6} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 \quad (3.33)$$

Tercer invariante del tensor desviador de esfuerzos:

$$J_3 = \det s_{ij} \quad (3.34)$$

Ángulo de Lode:

$$\theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}J_3}{2(J_2)^{3/2}} \right] \quad (3.35)$$

La interpretación geométrica de los invariantes se observa en la Figura 3.16. El plano octaédrico es el que

pasa por un estado de esfuerzos arbitrario $\Sigma=(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ y corta a los ejes principales en $(\sigma_1^*, \sigma_2^*, \sigma_3^*)$, $\sqrt{3}p$ es la distancia del origen al plano octaédrico; $\sqrt{2J_2}$ es la distancia, medida sobre el plano octaédrico entre el punto Σ y el punto de cruce de la línea hidrostática con dicho plano; la línea que representa un ángulo de Lode de cero grados está a un ángulo de 30° respecto a la proyección del eje principal mayor σ_1 sobre el plano octaédrico; a partir de ahí, en el sentido antihorario se miden ángulos de Lode negativos y en el sentido horario positivos. Al plano octaédrico también suele llamarse *plano Π* o *plano desviador*.

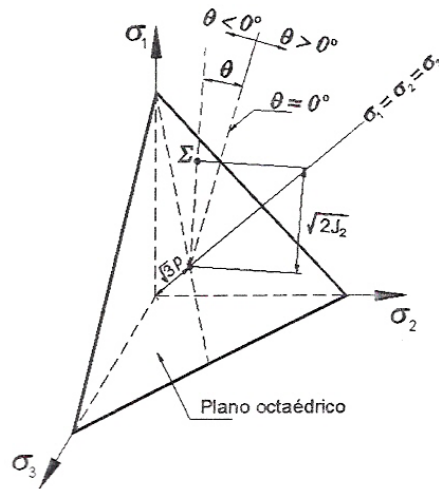


Figura 3.16 Interpretación geométrica de los invariantes

Cuando se utilizan modelos de comportamiento en donde las leyes de fluencia son independientes del primer invariante I_1 , el modelo más simple y utilizado es el de **Von Mises**, aquí el material presenta simetría en su resistencia desviadora con respecto al eje de esfuerzos hidrostáticos ($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$), la fluencia en el plano desviador tiene un radio constante, Figura 3.17.

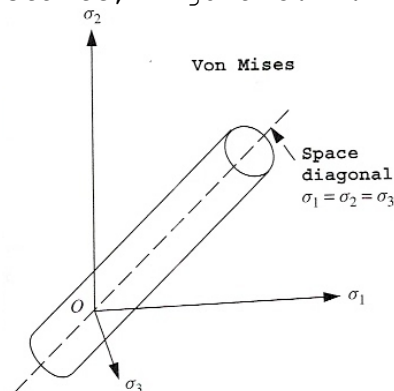


Figura 3.17 Modelo de von Mises (1913)

La expresión (3.36) define la fluencia para el modelo de Von Mises:

$$F = \sqrt{J_2} - \tau_0 = 0 \quad (3.36)$$

Donde τ_0 es el parámetro de la resistencia del material, que está relacionado con la compresión simple mediante, expresión (3.37):

$$\sigma_0 = \sqrt{3}\tau_0 \quad (3.37)$$

La teoría en torno a la condición de fluencia de Von Mises suele referirse bajo el nombre de *plasticidad J_2* . La representación de dicha superficie en el plano de los invariantes p - $\sqrt{J_2}$, en el plano desviador y en el plano de los esfuerzos principales de esfuerzo plano (σ_1, σ_2) se muestra en la Figura 3.18:

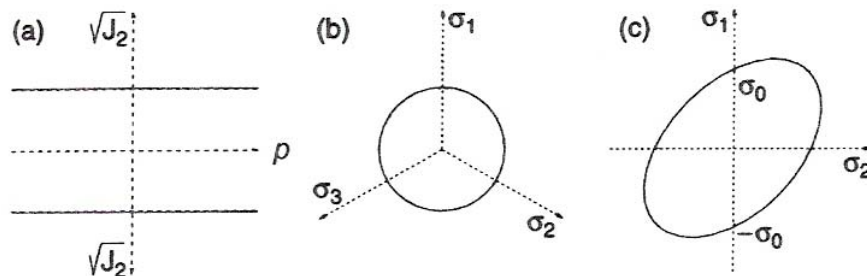


Figura 3.18 Superficie de fluencia de von Mises representada (a) en el espacio normal-desviador, (b) en el plano desviador, (c) en el plano de esfuerzos principales para un estado plano de esfuerzos.

En los materiales geotécnicos la aparición de los planos de deslizamiento generalmente se ve favorecida por la existencia previa de micro-discontinuidades como poros o micro fisuras; un material de estas características se denomina cohesivo-friccionante. La forma que adquieren las superficies de fluencia de los materiales cohesivo friccionante es cónica. Las superficies de fluencia cónicas son empleadas por el criterio de **Drucker y Prager** (1952) Figura 3.19, es una generalización del criterio de von Mises en el que la resistencia desviadora depende del confinamiento y es responsable, por ejemplo, que en ensayos triaxiales los materiales geotécnicos soporten mayores cargas a mayores presiones.

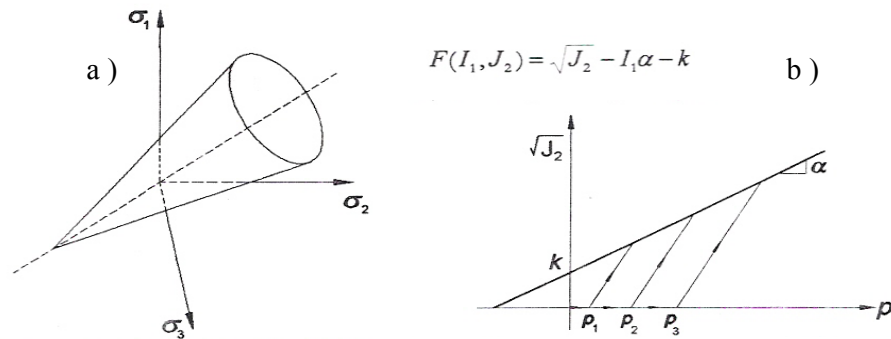


Figura 3.19 Criterio de Drucker y Prager, (a) Superficie de fluencia en el espacio de los esfuerzos principales, (b) superficie de fluencia en el espacio volumétrico desviador.

El modelo de **Mohr Coulomb** Figura 3.20, es una generalización del modelo de **Tresca**; en el espacio de los esfuerzos principales genera un cono hexagonal irregular con seis simetrías que surgen de las posibles permutaciones de los esfuerzos principales y es independiente del esfuerzo principal medio σ_2 .

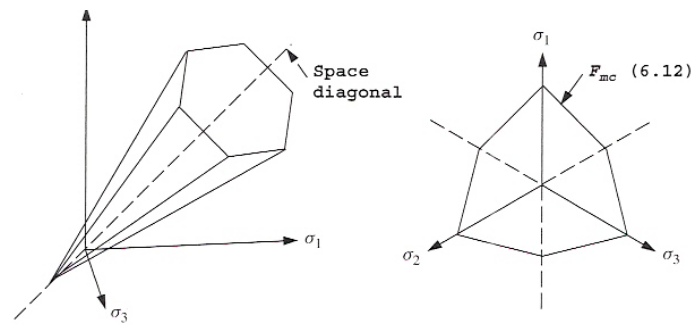


Figura 3.20 Criterio de Mohr Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales

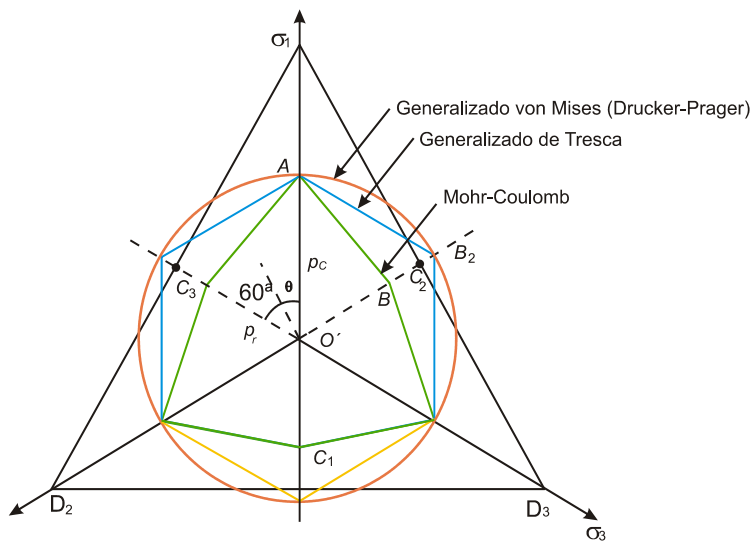


Figura 3.21 Comparación de los modelos Tresca, von Mises y Mohr Coulomb, en el plano desviador.

El comportamiento dúctil de las rocas aplicables con los criterios de Tresca y von Mises, son de menor importancia, son pocas las circunstancias en que las presiones elevadas y las temperaturas, hacen que la roca deje de comportarse como friccionante y tenga un comportamiento dúctil. Estos criterios suponen que la falla ocurre cuando el máximo esfuerzo cortante alcanza un valor prefijado.

Existen varios tipos de comportamiento posteriori al inicio de la fluencia y éstos están asociados a diversos factores que van desde la naturaleza del material, el tipo de esfuerzos al que esta sujeto, la velocidad de aplicación de las cargas, la temperatura, etcétera. En el marco de la teoría de la plasticidad, estos tipos de comportamiento se pueden agrupar en tres categorías:

- o Plasticidad perfecta
- o Plasticidad con endurecimiento¹ (hardening)
- o Plasticidad con reblandecimiento (softening)

Ninguno de estos comportamientos se presenta solo y representan simplificaciones matemáticas idealizadas de fenómenos complejos. Sin embargo, es posible combinarlos con una misma formulación de tal manera que el modelo represente varios estados del material.

Un factor importante que determina el tipo de plasticidad que conviene utilizar es la finalidad del análisis que se vaya a utilizar (Ramm *et al*, 2000). En la ingeniería de diseño geotécnico convencional por lo general no se va más allá de la plasticidad perfecta Figura 3.22. Las razones principales son que, en primer lugar, que actualmente no existe ningún método experimental ni de ensayo *in situ* que esté al alcance de la ingeniería de diseño práctico para determinar los parámetros que controlan los procesos de endurecimiento o reblandecimiento de los materiales, y en segundo lugar, que los análisis por elementos finitos crecen en costo computacional y en complejidad, dado que bajo estas condiciones, suelen surgir problemas de inestabilidad numérica.

¹ El endurecimiento (hardening) es el efecto de la variación de los esfuerzos de fluencia por plastificación. (Zienkiewicz, 1977).

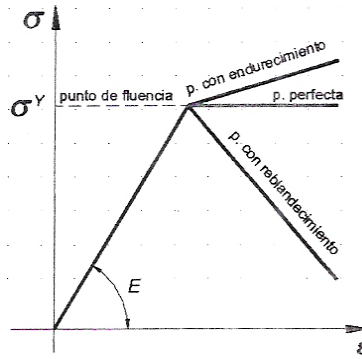


Figura 3.22 Tipos de plasticidad

En la Tabla 3.3 se resumen los criterios de rotura comúnmente utilizados en los materiales geotécnicos (suelos y rocas). Generalmente en suelos se utilizan los criterios de Mohr Coulomb y de Tresca, mientras que para masas rocosas se aplica el criterio de Mohr Coulomb y el criterio de Hoek y Brown (Tamez et al, 1997).

Tabla 3.3 Criterios de rotura comúnmente empleados en geotecnia (Tamez et al, 1997)

Nombre	Expresión	APLICABILIDAD	
		Suelos	Masas Rocosas
	$s = c + \sigma_n \tan \phi$		
Mohr-Coulomb	$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \text{sen} \phi}$	SI	SI
Tresca	$s \leq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$	SI	ESPORÁDICA
Esfuerzo cortante Octaédrico	$2\sigma_c^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2$	SI	ESPORÁDICA
Hoek-Brown	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$	ESPORÁDICA	SI

Nomenclatura;

s: resistencia del medio, σ_n : esfuerzo normal, σ_1, σ_2 y σ_3 : esfuerzos principales
 σ_t, σ_c : resistencia a la tensión y compresión en prueba uniaxial respectivamente
 m, s: constantes que dependen del material, anexo II.

3.1.6 LEYES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES

Las leyes constitutivas son las que relacionan los componentes de esfuerzo con las componentes de deformación en cualquier punto de un cuerpo². Estas leyes pueden ser muy simples, como en el caso de la teoría de la elasticidad o muy complejas, dependiendo del tipo de material y de las condiciones a las que esté sujeto. Junto con las

² Entiéndase *cuerpo* mediante las definiciones de homogéneo continuo e isótropo

condiciones de equilibrio y compatibilidad, las ecuaciones constitutivas representan las expresiones matemáticas necesarias para completar la formulación general de un problema de mecánica de sólidos. En la Figura 3.23 se muestran las interrelaciones de las variables que participan en la formulación de un problema estático.

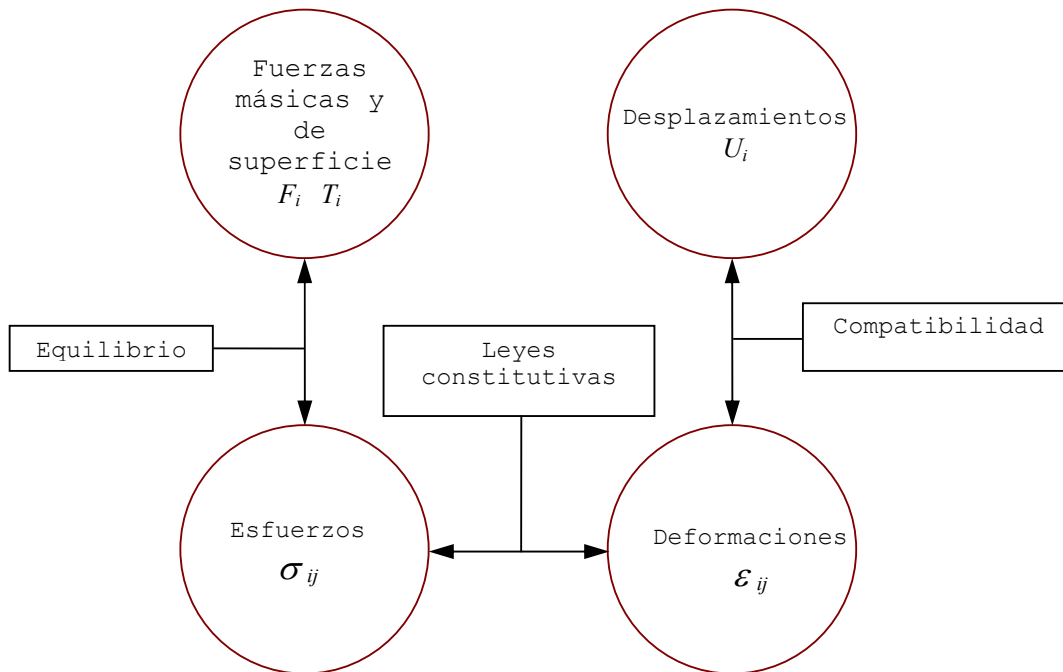


Figura 3.23 Interrelaciones entre variables en la solución de un problema de mecánica de sólidos

La ley constitutiva elástica es la relación más sencilla que se puede establecer para definir el comportamiento esfuerzo-deformación de un material. La elasticidad puede reproducir el comportamiento de algunas rocas con precisión aceptable si los rangos en que se trabaja están alejados de la rotura, pero una razón importante por la que esta teoría resulta fundamental, es que representa la base de las teorías del comportamiento de los materiales, como la elastoplasticidad, la mecánica del medio continuo, etcétera.

Sin embargo, en la solución de problemas elastoplásticos, comúnmente se trabaja con estados de esfuerzos de prueba que se calculan mediante incrementos puramente elásticos y que mediante algoritmos numéricos iterativos, se ponen en equilibrio de acuerdo a las condiciones de fluencia preestablecidas por el modelo.

Isotropía y Anisotropía

Un material *isótropo* es aquel en el que el comportamiento mecánico es idéntico en todas direcciones. Cualquier plano del material es un plano de simetría y cualquier eje. Ejemplos en los que un material rocoso puede considerarse isótropo serían una brecha, un conglomerado, en las que las posibles familias de discontinuidades no generan propiamente una respuesta de mecánica direccional del material, también dependiendo de la escala del dominio de un problema en mecánica de rocas, una masa rocosa intensamente fracturada (por ejemplo, Q de Barton menor a 0.1) puede considerarse isótropo, bajo ciertas concesiones.

Un material *ortotrópo* es aquel que tiene tres direcciones ortogonales de simetría en su comportamiento.

Un material *anisótropo* es aquel que tiene simetría rotacional con respecto a uno de los ejes coordenados. Las propiedades del material en la dirección del eje de simetría son diferentes de las que exhibe el material en direcciones contenidas en planos perpendiculares a dicho eje, tales son los casos en masas rocosas en formaciones sedimentarias, en donde las estratificaciones presentan una dirección preferencial del material.

MODELOS REOLÓGICOS

Las bases para el estudio reológico es el desarrollo de las ecuaciones constitutivas, las relaciones causa-efecto (carga desplazamiento). Los suelos y rocas exhiben características de los siguientes comportamientos (Tuma, 1973):

- o Elástico
- o Plástico
- o Elastoplástico
- o Viscoelástico
- o viscoplástico

Las causas y los efectos son analizadas en función del tiempo, las ecuaciones constitutivas conducen a análisis no lineales, sustituidos por unidades básicas de resortes y modelos viscosos en serie o en paralelo.

Un elemento constituido por un resorte, es conocido como el modelo de Hook, representando una relación lineal de la causa-efecto, su desarrollo es independiente del tiempo (fenómeno puramente elástico).

Un elemento de un fluido en un recipiente, es conocido como el modelo de Newton, representando una relación causa-efecto no lineal, su desarrollo es dependiente del tiempo (fenómeno puramente viscoso).

Estos dos modelos reológicos son llamados modelos elementales, sus combinaciones son requeridas para analizar el comportamiento de los suelos y rocas.

Para el interés práctico son tres los modelos básicos reológicos:

1. **Modelo de Hook** (modelo perfectamente elástico)

Si el esfuerzo σ es función lineal de la deformación ε Figura 3.24a, la relación esfuerzo deformación es:

$$\sigma = k\varepsilon \quad (3.38)$$

Donde K es la constante de proporcionalidad, también conocida como el módulo de elasticidad, tiene unidades de esfuerzo (kg/cm^2). La representación del modelo es mostrado en la Figura 3.24b, donde k la constante del resorte.

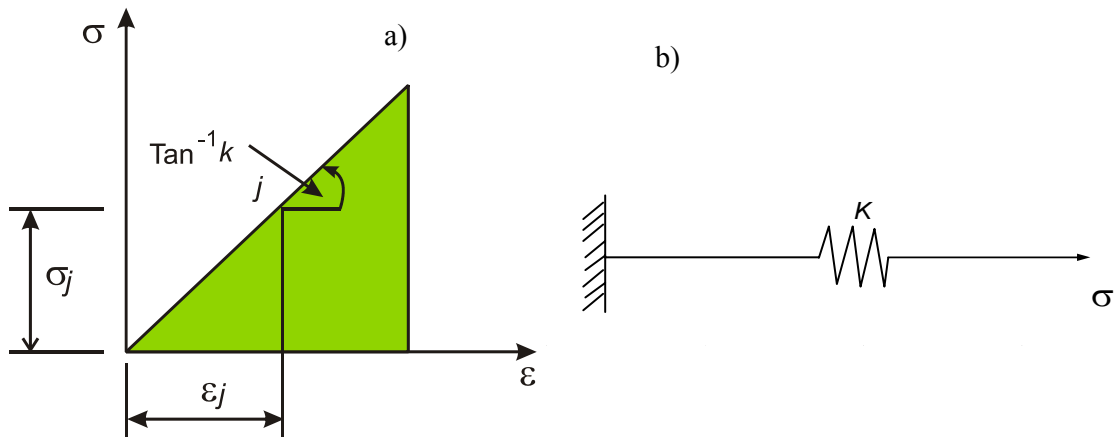


Figura 3.24 Modelo de Hook, (Tuma y Hady, 1973)
a) diagrama esfuerzo deformación b) Representación del modelo

2. **Modelo de Newton** (modelo perfectamente viscoso)

Si el esfuerzo σ es una función lineal de la relación del cambio en la deformación ε con respecto al tiempo t Figura 3.25a, la relación esfuerzo deformación es:

$$\sigma = \frac{\eta}{t}(\varepsilon + \varepsilon_0) \quad (3.39)$$

Donde η es la constante de viscosidad y tiene como unidades $(\text{kg}/\text{cm}^2 \times \text{t})$ y ε_0 es la deformación en el tiempo cero. La representación del modelo es mostrado en la Figura 3.25b, donde η es la constante del fluido.

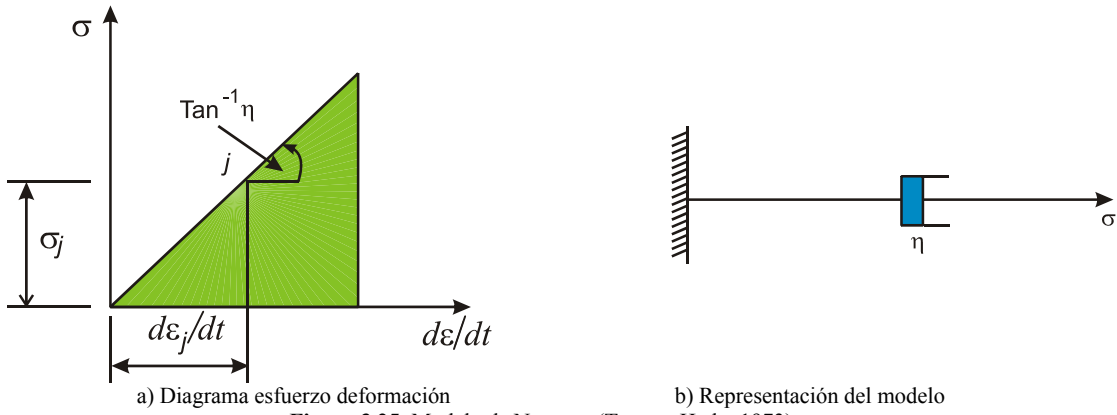


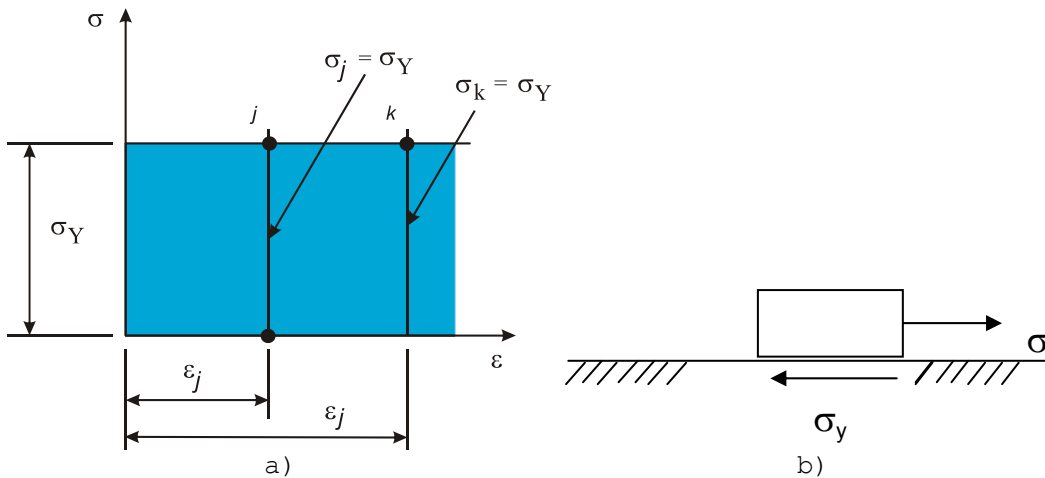
Figura 3.25 Modelo de Newton, (Tuma y Hady, 1973)

3. Modelo de Fluencia (Deformación perfecta)

En este caso el esfuerzo σ es generado por la deformación ε Figura 3.26a, únicamente si se cumple:

$$\sigma \geq \sigma_y \tag{3.40}$$

Donde σ_y representa el esfuerzo mínimo donde no ocurre deformación, llamado esfuerzo de fluencia. La representación del modelo es mostrado en la Figura 3.26b, donde σ_y es la resistencia a la fricción.



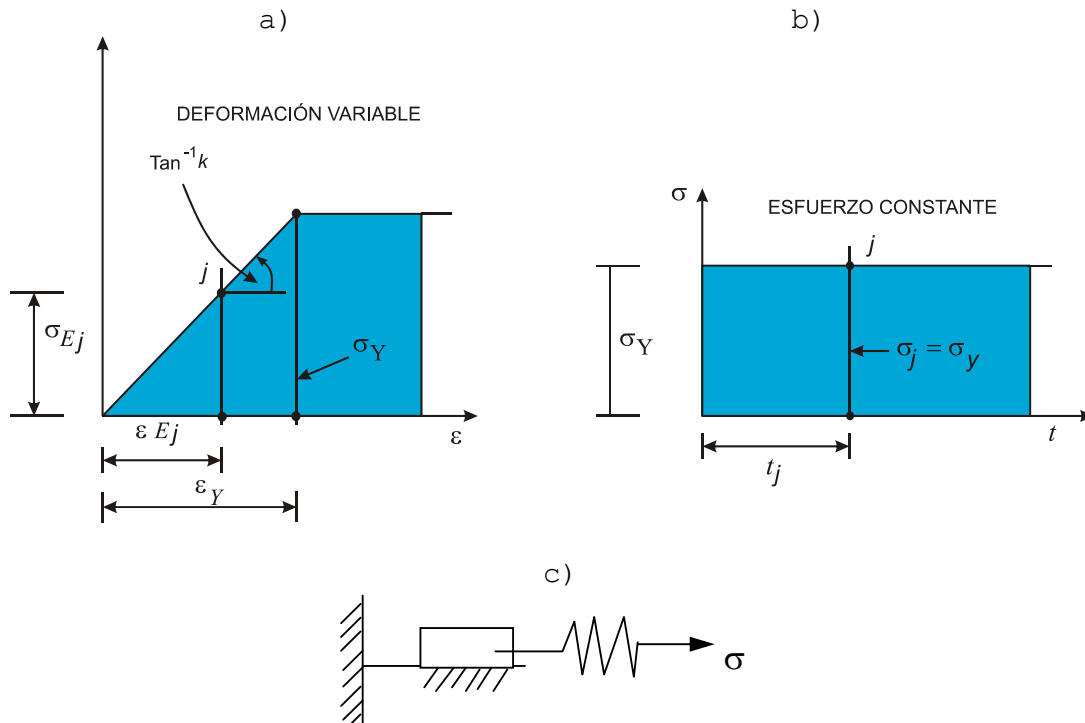
a) Diagrama esfuerzo deformación b) Representación del modelo

Figura 3.26 Modelo de Fluencia. (Tuma y Hady, 1973)

Las relaciones esfuerzo deformaciones en los suelos y rocas, no siguen un solo patrón de carga desplazamiento, y la combinación de dos modelos elementales pueden ser usados para representar el comportamiento.

Modelo de St. Venant

La combinación del modelo de Hook y del modelo de fluencia, representan un comportamiento elastoplástico, Figura 3.27.



a) Diagrama esfuerzo deformación b) Diagrama esfuerzo tiempo c) Representación del modelo
Figura 3.27 Modelo St Venant, (Tuma y Hady, 1973)

Modelo Kelvin (Voigt)

La combinación en paralelo del modelo de Hook con el modelo de Newton, representan un comportamiento viscoelástico, definido por la suma de los dos modelos en función de la constante de elasticidad k y la constante de viscosidad η ecuación (3.41):

$$\sigma = k\epsilon + \eta \frac{d\epsilon}{dt} \quad (3.41)$$

La solución de la ecuación en términos de las deformaciones que se producirán, esta definida por:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{k} (1 - e^{-\alpha t}) \tag{3.42}$$

Siendo α la relación k/η . Al sustituir la solución de la deformación ε , en las ecuaciones del modelo de Hook y de Newton, se puede describir:

Ecuación de Hook $\sigma_H = \sigma_0 (1 - e^{-\alpha t})$ (3.43)

Ecuación de Newton $\sigma_N = \sigma_0 \cdot e^{-\alpha t}$ (3.44)

Este par de ecuaciones nos representa un fenómeno de transferencia, en la Figura 3.28b se muestra la suma de los dos efectos de comportamiento obteniéndose un esfuerzo constante en el tiempo, esto se obtiene al sumar las ordenadas de las curvas de la Figura 3.28a en un tiempo t . La deformación del fluido viscoso es igual a la deformación del resorte. El modelo se muestra en la Figura 3.29.

a) b)

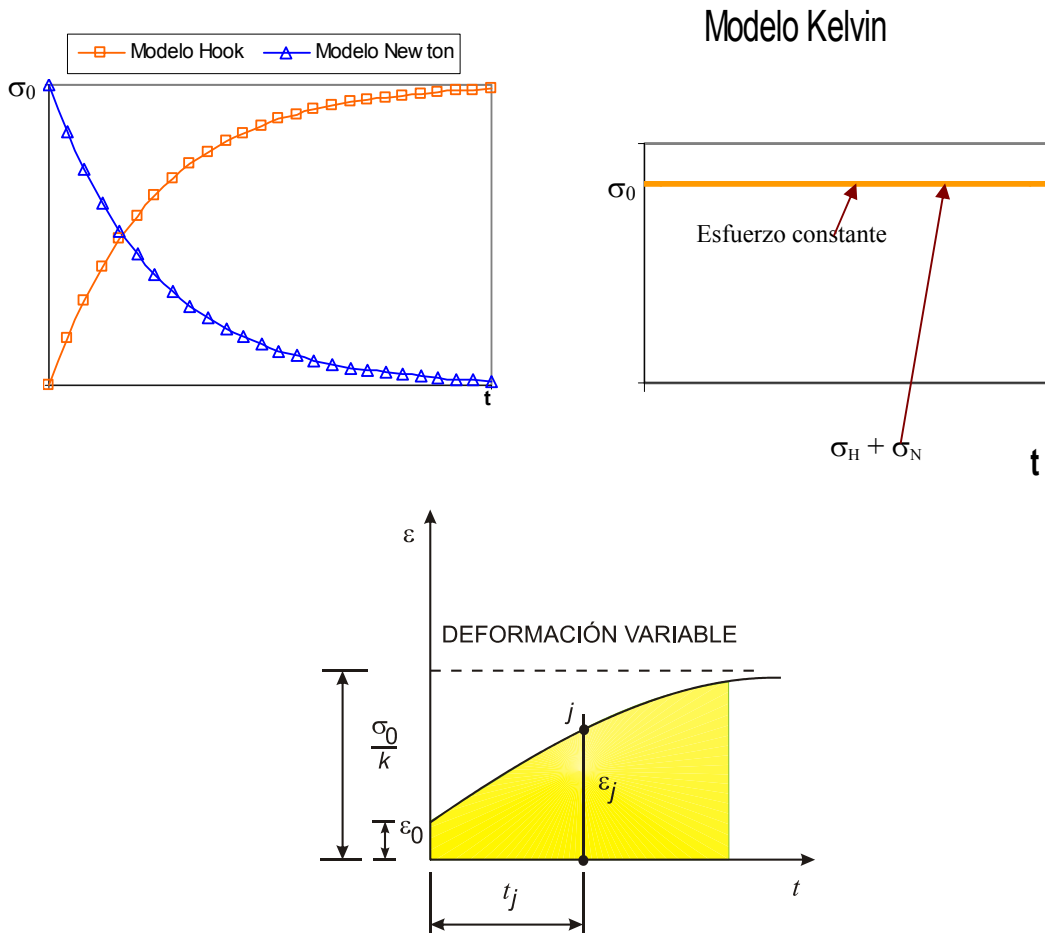


Figura 3.28 Modelo Kelvin. a) Diagrama esfuerzo deformación b) Diagrama esfuerzo tiempo c) Deformación tiempo

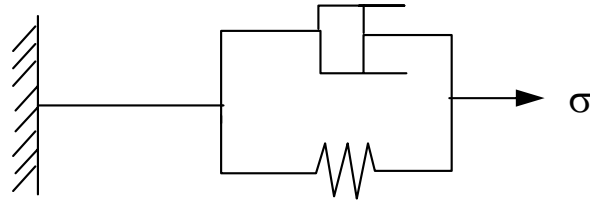


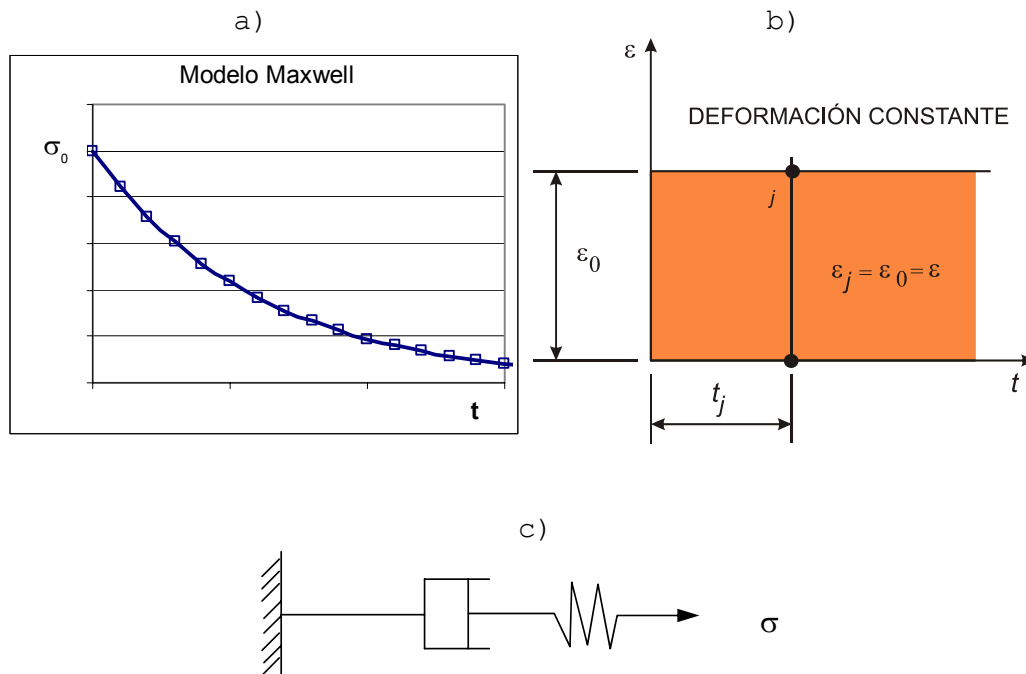
Figura 3.29 Representación del modelo Kelvin

Modelo Maxwell

La combinación en serie del modelo de Hook con el modelo de Newton produce un comportamiento viscoelástico inverso, dado por la ecuación (3.45):

$$k \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} + \sigma \frac{k}{\eta} \quad (3.45)$$

La deformación total es la suma de la deformación del fluido más la deformación del resorte, Figura 3.30.



a) Diagrama esfuerzo tiempo b) Diagrama deformación tiempo c) Representación del modelo

Figura 3.30 Modelo Maxwell, (Tuma y Hady, 1973)

Diferentes modelos reológicos han sido utilizados para tratar de explicar el comportamiento de los materiales rocosos, en la Tabla 3.4 se muestran algunos tipos de modelos utilizados (Lama y Vutukuri, 1978).

Tabla 3.4 Modelos Reológicos para diferentes tipos de rocas (Lama y Vutukuri, 1978)

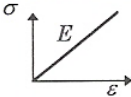

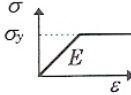
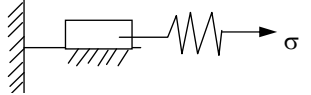
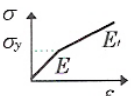
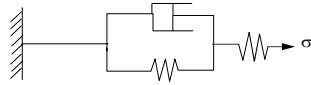
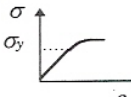
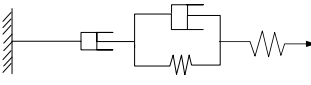
TIPO DE ROCA	MODELO REOLÓGICO	COMPORTAMIENTO
Roca sólida dura	Hook	Elástico
Roca a grandes profundidades	Maxwell	Viscoelástico
Areniscas, calizas	Hook en paralelo con Maxwell	Viscoelástico
Carbón	Modificado de Burger	Viscoelástico
Sedimentarias (Dolomita, anhidrita), Arcillas duras	Modelo de Hook más modelo de Kelvin en series	Viscoelástico
Rocas carboníferas	Kelvin	viscoplástico

Actualmente existe una diversidad de leyes constitutivas que tratan de representar los diferentes comportamientos observados tanto en suelos como en rocas, los comúnmente empleados en el ramo de la geotecnia se mencionan en la Tabla 3.5.

En primer lugar se indica la ley más sencilla que representa el comportamiento elástico-lineal, la cuál se define únicamente con el módulo de elasticidad y la relación de Poisson; posteriormente se va integrando el criterio de plastificación a la condición elástica desde su forma más simple, elástico perfectamente plástico.

En las masas rocosas las leyes constitutivas están gobernadas por la presencia de discontinuidades, por lo que la estimación de los parámetros de las leyes se deberá dirigir hacia el comportamiento inducido por dichas discontinuidades y no únicamente a la roca intacta (Tamez *et al*, 1997). En general, se recomienda considerar un comportamiento elástico lineal con falla frágil en condiciones de esfuerzos de confinamiento bajos, o emplear una ley elastoplástica.

Tabla 3.5 Leyes constitutivas de los elementos (Rangel, 2002)

LEY CONSTITUTIVA	COMPORTAMIENTO $\sigma - \epsilon$	PARÁMETROS REQUERIDOS	REPRESENTACIÓN DEL MODELO REOLÓGICO
Elástico lineal (Hooke)	Isotrópico 	E y ν	
	Ortotrópico	E, ν y G: en todas direcciones	
Elastoplástico isótropo	Elástico, Perfectamente Plástico 	E, σ_y y ν	
	Elástico con Endurecimiento Lineal 	E, E _t , σ_y y ν	
Elasto-plástico Según el criterio De Ramberg- Osgood		E, σ_y , ν , n y $\sigma_{0.7}$ $\epsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{3}{7} \frac{\sigma_{0.7}}{E} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{0.7}} \right)^n$	
<i>Nomenclatura:</i> E: módulo de elasticidad		E _t : módulo tangente elasto-plástico	
σ_y : criterio de cadencia		ν : relación de Poisson	
$\sigma_{0.7}$: parámetros del criterio Ramberg Osgood		G: módulo de rigidez al cortante	

3.2 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL SUBSUELO

La distribución de esfuerzos y deformaciones en el subsuelo dependerá de las características esfuerzo deformación del suelo. Para la solución de un gran número de problemas prácticos, se utiliza la teoría de la elasticidad considerando al suelo como un medio continuo homogéneo respecto a las relaciones esfuerzo deformación, isotrópico, además que existe una relación lineal o proporcional entre esfuerzos y deformaciones.

El problema fundamental de la teoría de la elasticidad es determinar en cada punto y en cada dirección de un cuerpo elástico los seis componentes de esfuerzo ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$), los seis componentes de deformación ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$), y los tres componentes de desplazamiento (u, v, w) dadas las constantes elásticas E y ν , que dependen del tamaño y forma del cuerpo, así como de las condiciones de frontera.

Las condiciones de frontera pueden escribirse como cargas aplicadas, como desplazamientos aplicados o ambos.

Existen 15 incógnitas y se tienen 15 ecuaciones diferenciales parciales, seis relaciones esfuerzo-deformación, seis relaciones deformación-desplazamiento y tres ecuaciones de equilibrio, teóricamente estas 15

ecuaciones diferenciales son necesarias y suficientes para determinar las 15 incógnitas.

Relaciones esfuerzo-deformación:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \\ \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy}; \quad \gamma_{yz} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{yz}; \quad \gamma_{zx} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{zx}\end{aligned}\tag{3.47}$$

Relaciones deformación-desplazamiento:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} & \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} & \gamma_{zx} &= \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\end{aligned}\tag{3.48}$$

Condiciones de equilibrio:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0\end{aligned}\tag{3.49}$$

Las condiciones de frontera son usadas para evaluar las constantes de integración. Las ecuaciones de compatibilidad son usadas para asegurar que los desplazamientos son funciones continuas del espacio de variables.

El propósito es obtener soluciones matemáticas para todo problema que se nos presente en la práctica de la ingeniería. Una solución analítica es una expresión matemática que proporciona los valores de las incógnitas en cualquier punto de un cuerpo, como consecuencia es válida en un número infinito de puntos del cuerpo; y puede ser obtenida para ciertas situaciones.

3.3 ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS

Las masas rocosas en estado natural se encuentran sometidas a estados de esfuerzos como consecuencia de su historia geológica, los esfuerzos en el interior están producidos por fuerzas exteriores aplicadas y por el peso propio del material. El estado o sistema de esfuerzos resulta en ocasiones complejo.

La corteza terrestre está sometida a esfuerzos tectónicos cuyos efectos se manifiestan en los movimientos de las placas tectónicas, en las deformaciones de las masas rocosas o en la liberación brusca de energía en forma de sismos. Los movimientos tectónicos (movimiento de placas y la interacción entre ellas), son una causa principal de los esfuerzos actuantes en las masas rocosas y que pueden manifestarse de distintas formas, desde terremotos y desplazamientos en fallas, hasta explosiones de la roca, fracturas y deformaciones excesivas como fallas y plegamientos. El conocimiento de la dinámica del tectonismo es fundamental para el estudio de distintos campos dentro de la ingeniería, como en el área de la minería y de las obras subterráneas, explotación del petróleo, estudios de riesgo sísmico y predicción de terremotos, (Anexo I).

Determinadas estructuras geológicas pueden ayudar a estimar la dirección de los esfuerzos principales a la que fue sometida la roca, en la Figura 3.31 se muestra un ejemplo de deformación en la roca en formaciones sedimentarias debido a fuerzas tectónicas.



Figura 3.31 Plegamiento en formaciones de calizas

La predicción y estimación de los esfuerzos en las masas rocosas, está relacionada con los fenómenos tectónicos, esfuerzos térmicos, erosión, topografía y curvatura del planeta (Mc Cutchen, 1982). Lo que denominamos masa rocosa no es más que una región tridimensional conexas dentro de la capa superior de la corteza terrestre cuyas características geotécnicas son el resultado de un sinfín de procesos iniciados hace millones de años, sobre la cuál actúan principalmente cuatro campos de esfuerzos:

- Esfuerzos geostáticos
- Esfuerzos residuales
- Esfuerzos de origen tectónico
- Esfuerzos de origen térmico

Los **esfuerzos geostáticos**, se producen como consecuencia del peso propio de los materiales geológicos. Si en un punto no actúan otro tipo de esfuerzos, el estado de esfuerzos es el correspondiente a las fuerzas gravitacionales que ejercen los materiales subyacentes y confinantes, y los esfuerzos principales son el vertical y el horizontal.

Donde las formaciones de roca son relativamente uniformes, tales como extensiones de topografía regular, los esfuerzos verticales pueden determinarse por el peso de la roca a cierta profundidad, mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (3.50)$$

Donde:

γ = peso específico de la roca

z = es la profundidad desde la superficie o frontera con la atmósfera.

El esfuerzo horizontal está condicionado por el coeficiente k , de empuje de tierras por la siguiente expresión:

$$\sigma_h = \sigma_v k \quad (3.51)$$

$$k = \frac{\text{esfuerzo horizontal}}{\text{esfuerzo vertical}} \quad (3.52)$$

La magnitud de los esfuerzos geostáticos es del orden de 0.027 MPa/metro de profundidad (aproximadamente 1 MPa por cada 40 metros, Figura 3.32), valor válido para topografía poco accidentada, en donde la magnitud del esfuerzo vertical puede ser explicado por el peso de la propia roca localizada a la profundidad de interés. Los datos obtenidos por Hoek y Brown (1985), denotan que a profundidades menores de 500 m, los esfuerzos horizontales son notablemente mayores a los verticales.

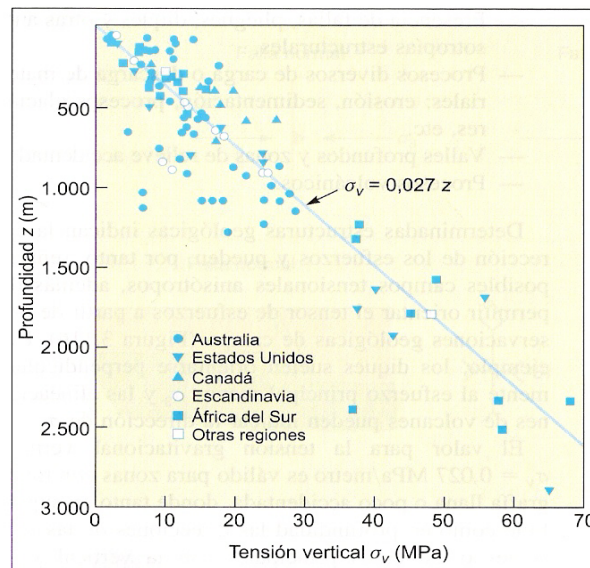


Figura 3.32 Variación de los esfuerzos verticales con la profundidad (Hoek y Brown, 1985)

Debido a que la mayoría de los materiales y las rocas entre ellos, se expanden lateralmente como respuesta a los esfuerzos verticales, el campo gravitacional de esfuerzos induce un campo de esfuerzos horizontales con el cual se relaciona a través del módulo de Poisson cuando la

expansión lateral está impedida en el interior de la masa rocosa.

El campo inicial de los esfuerzos fue definido por los valores de σ_h y σ_v , con la expresión (3.51) y (3.52). El esfuerzo horizontal está condicionado por el valor de k ; para el caso de un estado de esfuerzos debido a peso propio del material sin deformaciones horizontales, llamado estado de reposo y es igual a:

$$k = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3.53)$$

Donde:

ν es la relación de Poisson y teóricamente varía de 0 a 0.5; aunque los valores frecuentes varían entre 0.20 y 0.35. En cuerpos elásticos sometidos a compresión simple, la expansión transversal puede expresarse por la relación de Poisson, considerando a las expansiones con signo (-) y a las compresiones con signo (+) se tiene:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} \quad (3.54)$$

Siendo ε_t la deformación transversal y ε_l la deformación longitudinal. Si la roca no es libre de expandirse transversalmente, $\varepsilon_t = 0$, se crea un esfuerzo transversal cuyo valor se puede determinar:

$$\sigma_{transversal} = \sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v \quad (3.55)$$

Las rocas blandas tienen módulos de Poisson más elevados, alcanzando valores cercanos a 0.5 y consecuentemente el esfuerzo σ_h es mayor en rocas blandas que en rocas duras por lo que la aparición de grietas generadas por dichos esfuerzos es mayor en las partes cercanas a las superficies excavadas en materiales blandos.

En materiales elásticos $k=1/3$ y para profundidades importantes se dan condiciones hidrostáticas donde $k=1$; pero esta relación no es válida en el rango de profundidades en donde tiene lugar la mayoría de las obras subterráneas, a menos de 500 metros de profundidad, el valor de k , puede ser mayor que 1, Figura 3.33 y se considera que la región sufre o ha sufrido la influencia de tectonismo.

Según mediciones hechas por Hoek y Brown en zonas de gran plegamiento o de gran actividad tectónica, el esfuerzo

vertical mantiene la sencilla relación de $\sigma_v = \gamma z$; sin embargo, k viene comprendido entre:

$$\frac{100}{z} + 0.3 \leq k \leq \frac{1500}{z} + 0.5 \quad (3.56)$$

El campo de esfuerzos en una masa rocosa puede estar condicionado por la actividad tectónica, en tal caso los esfuerzos que actúan sobre el macizo son a nivel regional y esto no implica necesariamente que la zona sea sísmicamente activa. Los esfuerzos impuestos a la masa rocosa se reflejan alrededor de la excavación, dependiendo de las características del medio; de esta manera, para un masa rocosa en la condición de reposo se tiene un valor de $k = 1/3$, correspondiéndole una relación de Poisson ν de 0.25, representativa de una gran variedad de rocas sanas a profundidad media.

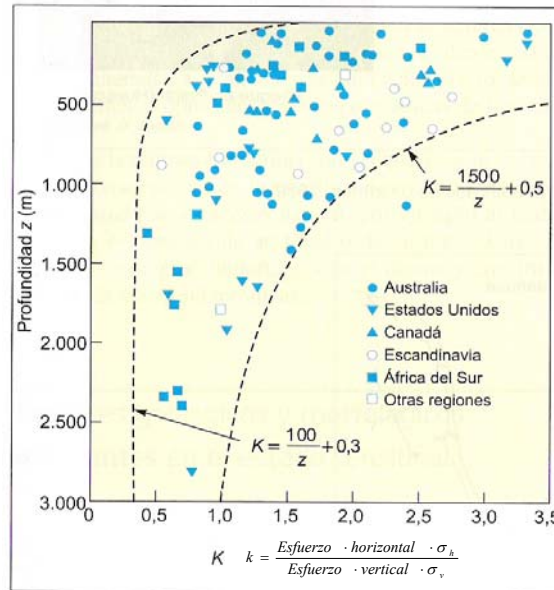


Figura 3.33 Variación de la relación σ_h/σ_v con la profundidad (Hoek y Brown, 1985).

Los **esfuerzos residuales** son inducidos en la roca como resultado de los procesos de su formación y pueden generarse por presiones debidas a la cristalización y por gradientes térmicos elevados. En este caso la masa rocosa puede encontrarse en una situación aparente de equilibrio mientras no existan fuerzas externas que la desestabilice. La desaparición súbita del confinamiento trae consigo la aparición de grietas o bien su propagación si ya existían, así como caída de cuñas, fragmentos de roca, etcétera.

Los **esfuerzos tectónicos** son los que se originan como consecuencia de movimientos de la corteza terrestre. Dichos movimientos dan lugar a esfuerzos de compresión horizontales que muchas veces exceden los esfuerzos verticales, teniendo como consecuencia que la relación de esfuerzos k sea mayor de uno.

Los **esfuerzos debidos al choque térmico** se generan cuando se impide la contracción o expansión de la masa rocosa al existir un cambio de temperatura; estos esfuerzos se disipan en procesos tipo "creep", o de rotura frágil, dentro de períodos geológicos relativamente cortos (Mattauer, 1976). La magnitud del campo de temperatura depende del flujo térmico que se manifiesta en la zona, este flujo es originado por la existencia de cuerpos magmáticos a poca profundidad (rocas jóvenes), por la radioactividad de algunas rocas con presencia de uranio, torio o potasio, por la disipación de calor almacenado en el núcleo del planeta o por combinación de ellas. En un elemento homogéneo de roca la relación entre deformación unitaria ε y el cambio de temperatura $\Delta\tau$ es:

$$\varepsilon = \alpha(\Delta\tau) \quad (3.57)$$

Donde α es el cociente de dilatación térmica en la dirección que se considere.

Al quedar impedida la deformación en el interior de la masa rocosa se generan unos esfuerzos cortantes τ que en ausencia de otras fuerzas se puede relacionar con el cambio de temperatura $\Delta\tau$ de la siguiente manera:

$$\alpha(\Delta\tau) = \frac{\sigma_t(1-\nu)}{E} \quad (3.58)$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del material

ν : Relación de Poisson

$\Delta\tau$: Cambio de temperatura

Supongamos que una roca se enfría alrededor de 30°C, cambio de temperatura que puede producirse a lo largo de un día en algunas zonas áridas de México. Para un $\alpha = 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, $E = 10^5$ MPa y $\nu = 0.25$, aplicando la ecuación (3.58) se obtiene un esfuerzo de tensión por cambio de temperatura $\sigma_t = 4$ MPa, esfuerzo que puede llegar a producir microfisuras en partes de la roca o incrementar apreciablemente la abertura de fisuras existentes.

En la central hidroeléctrica Charcani en el Perú (Deere, 1992), se presentaron fisuramientos radiales en un túnel de conducción, variando entre 0.5 y 2 mm. El enfriamiento de la roca-concreto descendió con una temperatura en el ambiente de (18°C) hasta la temperatura del agua en el embalse (10°C).

3.4 ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

Al abrirse un orificio en el subsuelo por una excavación subterránea, los materiales que anteriormente estaban confinados, se ven de pronto liberados siguiendo trayectorias convergentes hacia el centroide del área transversal de la zona excavada (Széchy, 1970), impulsados por el estado inicial de esfuerzos que los rodea.

Por la geometría convergente del movimiento generado, el techo de la excavación trata de definir un mecanismo natural de estabilidad, el cual se asemeja a la configuración de un arco (Bello, 1977), (Chunlin, 2006); especialmente cuando la masa rocosa es uniforme, esto es, cuando tiene el mismo número de fisuras y fracturas por unidad de volumen.

La redistribución de los esfuerzos principales puede predecirse con la aplicación de la teoría de la elasticidad alrededor de una abertura formada en un sólido sujeto a la acción de un campo de esfuerzos unidireccionales. En este nuevo campo de esfuerzos la roca en su estado parcialmente desconfiada, es incapaz de resistir el incremento de esfuerzos generados por la excavación. Estos esfuerzos son los de interés para el diseño de elementos de soporte.

Para el diseño de una excavación subterránea, los métodos que existen en la literatura técnica, conducen a determinar el valor de una "presión" para ser aplicada al sistema de soporte que debe ser utilizado.

3.5 VARIACIÓN DE ESFUERZOS EN LA PERIFERIA DE UNA EXCAVACIÓN

La solución para el nuevo estado de esfuerzos originado por la excavación Figura 3.34, se representa mediante una distribución bidimensional de los esfuerzos alrededor de un orificio en un cuerpo elástico comprimido. Kirsch (1898), propuso la solución al estado de esfuerzos para el problema planteado. Mediante un sistema de coordenadas polares determinó los esfuerzos radiales y tangenciales, en función de los esfuerzos que actúan sobre las caras del elemento

diferencial i , localizado a una distancia r_i , y un ángulo, θ_i . Esta situación es válida si el eje de la excavación es paralelo a una dirección principal del tensor de esfuerzos; para dichos esfuerzos se obtienen las siguientes expresiones:

Radial

$$\sigma_r = \frac{1}{2} P_z \left[(1+k) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3.59)$$

Tangencial

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} P_z \left[(1+k) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3.60)$$

Cortante

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} P_z \left[-(1-k) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \operatorname{sen} 2\theta \right] \quad (3.61)$$

Donde, P_z es el esfuerzo vertical aplicado.

Los esfuerzos principales máximo y mínimo σ_1 y σ_3 , en el punto (r, θ) , están definidos como:

Máximo

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) + \left[\frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right]^{1/2} \quad (3.62)$$

Mínimo

$$\sigma_3 = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) - \left[\frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right]^{1/2} \quad (3.63)$$

Dirección

$$\operatorname{Tan} 2\alpha = 2\tau_{r\theta} / (\sigma_\theta - \sigma_r) \quad (3.64)$$

Estas ecuaciones definen el estado de esfuerzos en el entorno de una abertura en un medio continuo; este puede concebirse en dos etapas: la primera corresponde al campo de esfuerzos misma en la masa rocosa y la segunda modifica el campo de esfuerzos por la liberación de esfuerzos alrededor del orificio.

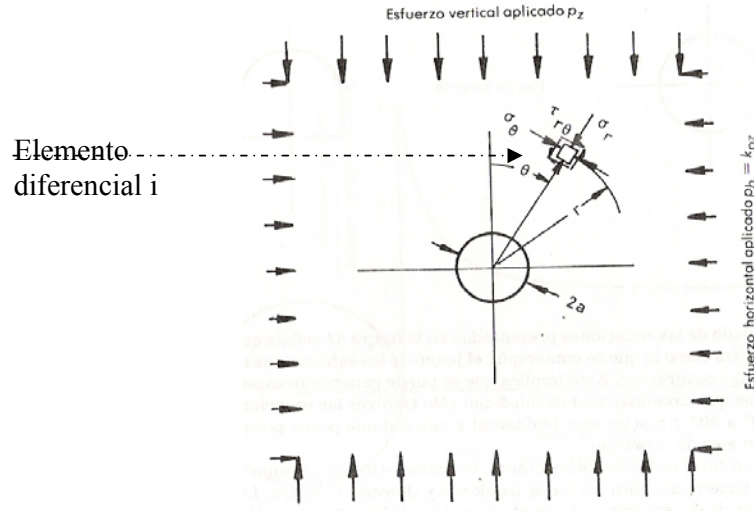


Figura 3.34 Modelo bidimensional elástico de un orificio circular sometido a compresión.

La Figura 3.35, señala que el campo de esfuerzos para la etapa (a) será el mismo que el debido a la suma de las etapas (b) y (c), siempre y cuando las fronteras del elemento se localicen lejos de la excavación. Cabe recalcar que ingenierilmente hablando, los desplazamientos inducidos por la etapa (c) son los de interés, mientras que los desplazamientos inducidos por la etapa (b) no se conocen.

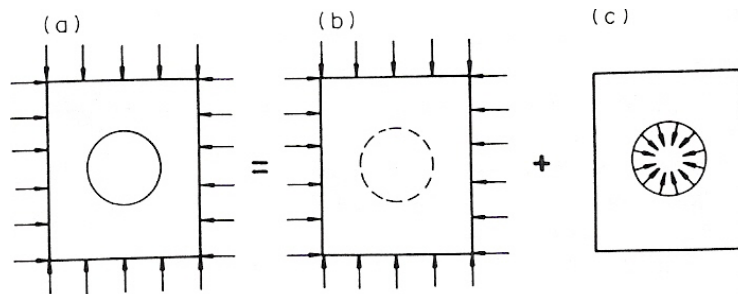


Figura 3.35 Análisis de esfuerzos en una excavación circular (Meek, 1992):
 a)abertura b)inicial c)alteración

Considerando el caso límite donde $r = a$, es decir en la periferia de la excavación, el esfuerzo radial σ_r y el esfuerzo cortante $\tau_{r\theta}$ son cero, mientras que el esfuerzo tangencial σ_θ es:

$$\sigma_\theta = P_z [(1+k) - 2(1-k)\cos 2\theta] \tag{3.65}$$

Para el piso y clave de la excavación $\theta = 0^\circ$ y 180° , respectivamente:

$$\sigma_{\theta} = P_z(3k-1) \quad (3.66)$$

En las paredes, cuando $\theta = 90^\circ$ y 270° :

$$\sigma_{\theta} = P_z(3-k) \quad (3.67)$$

La interpretación de las ecuaciones se aprecia al graficar la relación σ_{θ}/P_z contra k , Figura 3.36. Donde para $k = 0$, los esfuerzos en piso y clave son de tensión, mientras que para los valores mayores de $1/3$, los esfuerzos de toda la periferia son de compresión.

Las ecuaciones anteriores, pueden comprobarse en casos donde la masa rocosa se encuentra sometida a altos esfuerzos laterales ($k > 1$); este fenómeno se puede presentar como "core disking" (Panet, 1969). El efecto de descompresión violenta que sufre la roca por el tectonismo fue constatado en las minas del África del Sur y se puede presentar cuando los esfuerzos radiales superan la resistencia a tensión de la roca (Jaeger, 1963), provocando la formación de placas alrededor de la excavación.

En el proyecto del túnel Monte Blanco se presentaron relaciones de esfuerzos del orden de $k = 4$, esta componente tectónica pudiera explicar en parte el agrietamiento del revestimiento de concreto de 70 cm de espesor en las paredes del túnel.

Tener $k = 1$, puede reflejar esfuerzos en el piso, clave y paredes con un valor de $2P_z$ a compresión, ya que conforme aumenta el valor de k , el comportamiento en el piso y clave tiende a aumentar a valores de compresión altos, mientras que para las paredes los esfuerzos van de compresión a tensión, Figura 3.36.

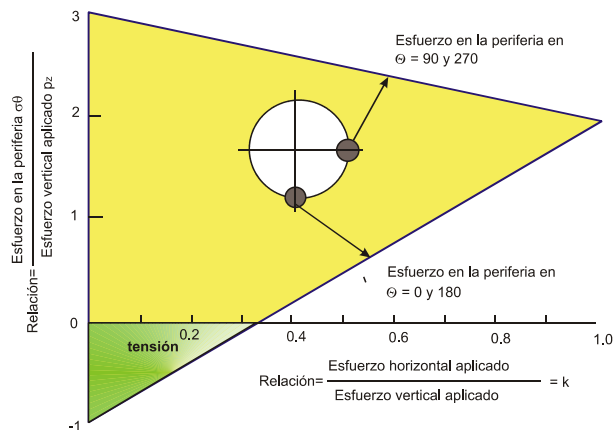


Figura 3.36 Variación en los esfuerzos de la periferia, en la clave, piso y paredes de una excavación circular con la variación en la relación k de los esfuerzos aplicados (Hoek y Brown, 1985)

Se puede verificar entonces, que los esfuerzos que pueden afectar la resistencia de la roca en el contorno de una excavación de cualquier tipo de sección, son los *esfuerzos tangenciales*, siempre y cuando no se tengan fuerzas internas de la excavación hacia la roca.

En el túnel Kizlack en Turquía, con una longitud de 2739 m una sección transversal de 16 m de diámetro (Özbeck, 2003); se observó que a medida que se avanzaba y se profundizaba la excavación, se presentaban incrementos de los desplazamientos, hasta alcanzar el orden de 13 mm en las paredes del túnel, se constató que los desplazamientos surgieron por la relajación de la roca, esto puede explicarse al invertirse los esfuerzo principales, teniendo mayor valor el esfuerzo horizontal. Los desplazamientos longitudinales medidos en extensómetros en las paredes y la clave de la excavación, se observan en la Figura 3.37.

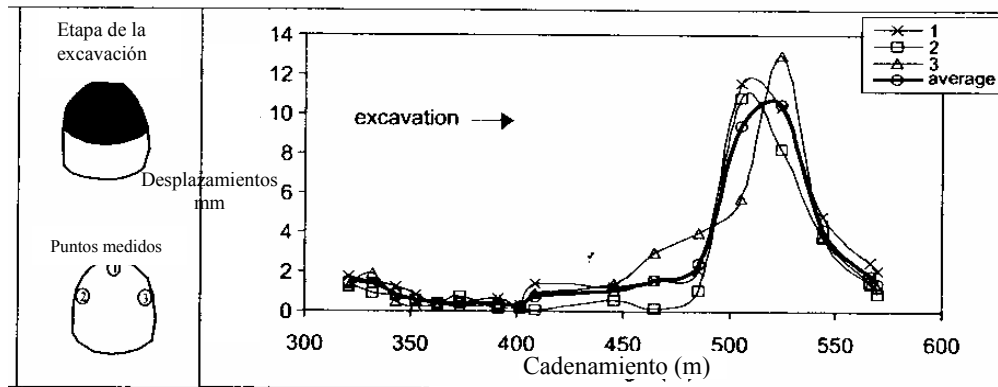


Figura 3.37 Desplazamientos registrados en extensómetros de barra en el túnel Kizlac, Turquía, (Ozbek, 2003).

Estos desplazamientos, ocasionaron el agrietamiento del concreto lanzado de 15 cm de espesor en las paredes de la excavación; el cual se reforzó con un mayor número de anclas, con la finalidad de adaptar el mecanismo de falla al nuevo estado de esfuerzos; esto explica en parte, la redistribución del campo de esfuerzos y la acción de los esfuerzos de tensión en el concreto (Auld, 1988).

CAPÍTULO 4

4 RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LAS MASAS ROCOSAS

En este capítulo, se presenta la resistencia al esfuerzo cortante como el factor geomecánico principal para la estabilidad de las excavaciones, se mencionan los principales ensayos de campo y laboratorio in situ utilizados comúnmente en la práctica. Se estudia la deformabilidad de una masa rocosa, sus ensayos para obtener el módulo E.

4.1 RESISTENCIA

La estabilidad de excavaciones en una masa rocosa depende de la resistencia al esfuerzo cortante, la cuál esta determinada por las características geométrico-mecánicas de sus sistemas de discontinuidades y de la resistencia de la matriz de roca. La presencia de alteraciones en la roca y zonas tectonizadas hacen compleja la evaluación de la resistencia.

4.1.1 ENSAYE DE CORTE DIRECTO

Se realiza sobre superficies de discontinuidad de manera directa, para determinar la cohesión y el ángulo de rozamiento interno de las masas rocosas.

Para la ejecución se requiere: dos gatos hidráulicos con sus aditamentos, incluyendo manómetros y un conjunto de micrómetros para registrar los desplazamientos.

En el sitio se obtienen muestras cúbicas de 30 cm aproximadamente, de manera que la discontinuidad esté localizada al centro de la misma, excavando en el entorno del cubo para recuperar una muestra prácticamente intacta a efecto de que el resultado no esté influenciado por rugosidades puntuales.

La prueba se efectúa en un marco de carga Figura 4.1, aplicando las fuerzas con gatos hidráulicos calibrados. Primero, se confina a la muestra, hasta un nivel de esfuerzo normal (que será constante durante la prueba), para consolidar la capa del relleno. El esfuerzo normal a la superficie de corte, debe tener la misma dirección a la que se tendría en la capa para el sitio de estudio, esto

es, tratando de reproducir los niveles de esfuerzo a la que estaba sometida la roca y la dirección de movimiento.

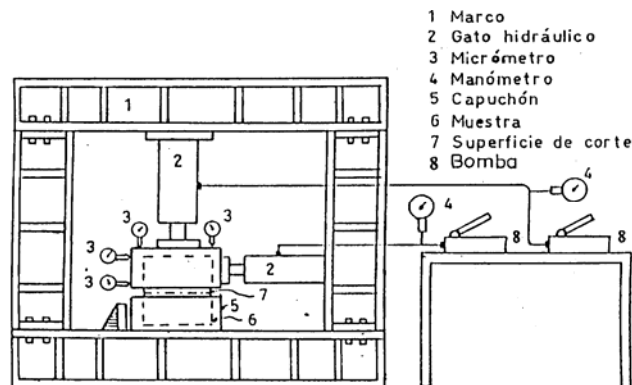


Figura 4.1 Mecanismo general para prueba de corte directo (Modificado de González de Vallejo, 2002)

Durante la prueba, se miden los desplazamientos vertical y horizontal, en la parte superior del espécimen, para cuantificar el corrimiento o levantamiento relativo de la cara superior respecto a la inferior que está fija. En el caso de que se presente giro en un plano horizontal (en torno a un eje vertical), significa que una cresta de la rugosidad, impide el corrimiento y los resultados, no son confiables.

Existen dos formas de realizar la prueba, con carga controlada o con deformación controlada. En el caso de carga controlada los incrementos en carga son constantes, se aplica fuerza tangencial desde cero hasta que se registra un desplazamiento que previamente se defina como límite o se obtenga una curva como la teórica de la Figura 4.2. En el caso de deformación controlada, la carga se incrementa manteniendo la velocidad de desplazamiento constante.

Al alcanzar el máximo esfuerzo cortante, se obtiene la resistencia máxima al corte, mientras que cuando la deformación horizontal, aumenta sin variar el esfuerzo cortante, se obtiene el valor del esfuerzo cortante residual, Figura 4.2. El máximo esfuerzo se presenta cuando hay una rotura de crestas de rugosidad o el relleno alcanza su resistencia máxima.

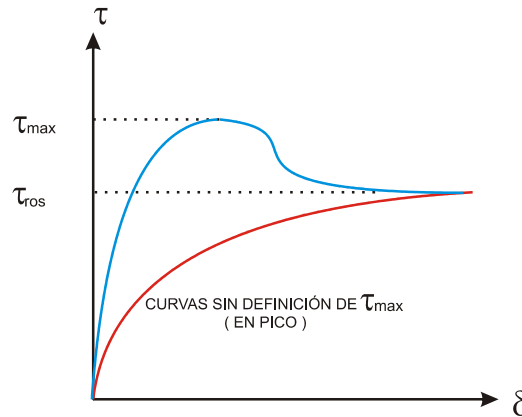


Figura 4.2 Esfuerzo cortante contra desplazamiento horizontal, en la prueba de corte directo (González de Vallejo, 2002)

Los resultados de esfuerzos normales y cortantes (σ, τ) de las pruebas, se grafican en el plano de Mohr Figura 4.3; para obtener un valor del ángulo ϕ , y en su caso de cohesión c , representativos del material.

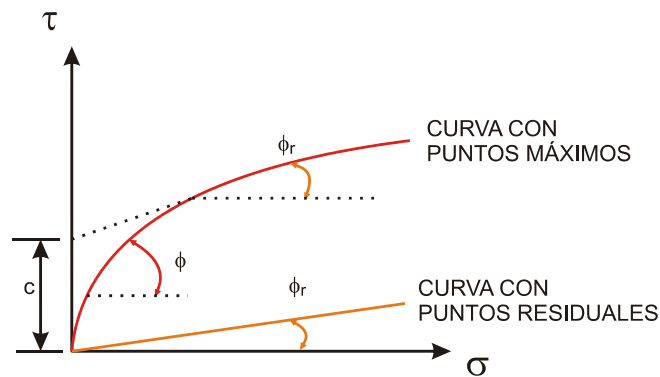


Figura 4.3 Representación de las curvas en el plano de Mohr. (González de Vallejo, 2002)

Los puntos en el plano de Mohr, pueden diferir de lo teórico, debido a la variación de las características geométricas de la discontinuidad en las diferentes muestras ensayadas. Se debe aproximar su comportamiento al de una recta o a una curva como el de la Figura 4.2. Si es una recta que corta al origen, el material se comporta como friccionante. El ángulo de fricción máximo y el residual, están dados por las expresiones 4.1 y 4.2:

$$\phi_{\text{máx}} = \text{ang} \tan \left(\frac{\tau_{\text{máx}}}{\sigma} \right) \quad (4.1)$$

$$\phi_{\text{res}} = \text{ang} \tan \left(\frac{\tau_{\text{res}}}{\sigma} \right) \quad (4.2)$$

Si los puntos en el plano de Mohr resultaron como la curva de la Figura 4.3, entonces correspondería al comportamiento de un material cohesivo friccionante. En este caso el ángulo ϕ se mide en el tramo de pendiente uniforme en la curva; por la proyección de esa recta hacia el eje vertical se obtiene el valor de la cohesión en la intersección de dicho eje.

Otra manera de obtener la resistencia de masas rocosas es por el criterio de Hoek y Brown (1980), basada en las clasificaciones geomecánicas de masas rocosas. Sin embargo, son aplicables a masas rocosas homogéneas, donde no hay plano potencial dominante de deslizamiento, por lo que no se considera aplicable en los modelos de este trabajo.

La resistencia depende de la rugosidad, la abertura y el relleno entre las paredes de la roca en la discontinuidad. Dependiendo de estas tres características, se presentan cuatro efectos de representar la resistencia al esfuerzo cortante en el plano de la falla:

- a. Superficie plana sin relleno
- b. Superficie plana con relleno
- c. Superficie rugosa sin relleno
- d. Superficie rugosa con relleno

a. Superficie plana sin relleno

Este caso es el que existiría sin capa blanda delgada, entre las discontinuidades. El contacto entre las paredes de roca conduce a un comportamiento friccionante cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por la ecuación (4.3) y se presenta como la línea 1 en la Figura 4.4.

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi \quad (4.3)$$

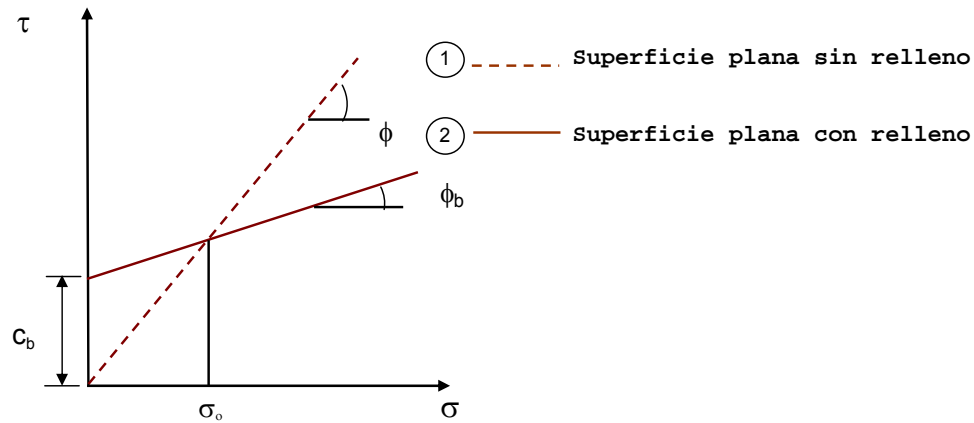


Figura 4.4 Resistencia al corte en superficies planas

b. Superficie plana con relleno

En este caso no hay contacto entre las paredes de roca, por la presencia de la capa de relleno. El comportamiento para un material cohesivo friccionante se asemeja a la línea 2, de la Figura 4.4. La resistencia es la del relleno y esta dada por la ecuación (4.4):

$$\tau = c_b + \sigma \cdot \tan \phi_b \quad (4.4)$$

c. Superficie rugosa sin relleno

Este caso corresponde a discontinuidades en contacto roca con roca, la resistencia es mayor que el caso 1, esto por el efecto de la rugosidad. Patton (1966), sugiere una ley de resistencia basada en las irregularidades entre las discontinuidades, definida por un ángulo de rugosidad "i", que se suma al ángulo básico de fricción ϕ para obtener el valor total de ϕ_p de la superficie, expresión (4.5):

$$\phi_p = \phi + i \quad (4.5)$$

El ángulo i es el que forma la irregularidad con respecto al plano de discontinuidad, Figura 4.5.

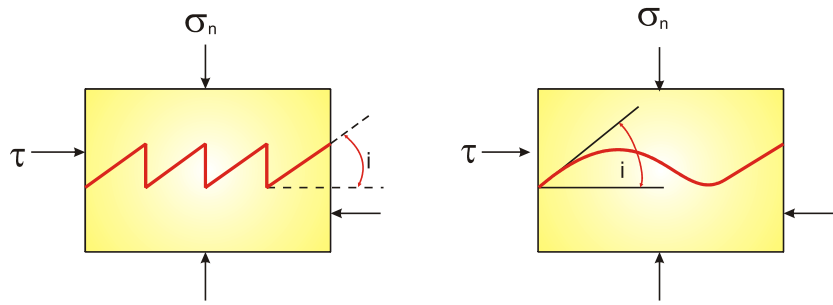


Figura 4.5 Influencia del ángulo de rugosidad en la resistencia al corte (Patton, 1966)

Si se ejerce un esfuerzo tangencial sobre una discontinuidad sometida a bajos esfuerzos normales, al producirse el desplazamiento a favor del plano tiene lugar al efecto de dilatación (apertura o separación) de las paredes de la discontinuidad, y esto ocurre al tener que superar el ángulo i de la estría para que haya desplazamiento Figura 4.6. Si se incrementan el esfuerzo normal sobre el plano, se alcanza un valor para que se genere la dilatación y las estrías deben ser rotas para que exista desplazamiento, esto es, si se aumenta el valor del esfuerzo normal las curvas correspondientes muestran una disminución de la dilatación y aumenta el esfuerzo cortante.

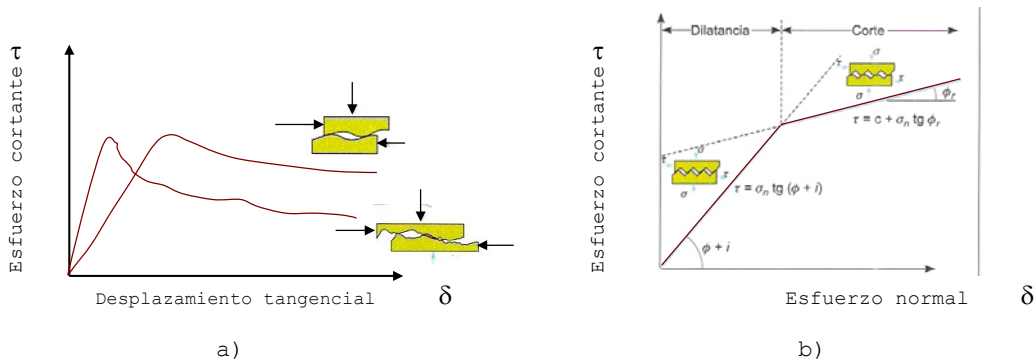


Figura 4.6 a) Curvas típicas de esfuerzo cortante vs desplazamiento en superficies rugosas (Patton, 1966)
b) Criterio de rotura para discontinuidades rugosas

d. Superficie rugosa sin relleno

La ley de resistencia en este caso es de mayor complejidad que los anteriores. En el artículo de Suárez (1989) el lector puede encontrar las ecuaciones de la teoría de Ladanyi y Archambault que modelan el criterio de rotura no lineal para este caso, pero no se considera necesario incluirlas en el presente escrito.

4.1.2 DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LA LEY DE RESISTENCIA DE UNA MASA ROCOSA

Contar con una determinación aproximada de la ley de resistencia de la masa rocosa, permite una adecuada evaluación de anteproyectos y la programación racional de los ensayos de campo.

Los parámetros de resistencia que definen la envolvente de falla de una masa rocosa, pueden ser determinados con aproximación satisfactoria, mediante ensayos de campo, como la prueba de corte directo que permite conocer los parámetros de resistencia del sistema de discontinuidades del macizo rocoso en que se efectúe la prueba (Bello, 1993).

ENVOLVENTE DE FALLA PARA MASAS ROCOSAS SIN RELLENOS

Las determinaciones de la Ley de Resistencia de masas rocosas, mediante ensayos de campo en alguna de sus discontinuidades que no presentan alteración, rellenos o aberturas significativas, han mostrado que la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante a la falla, es una curva cóncava hacia el esfuerzo normal y que pasa por el origen, toda vez que las masas rocosas, no tienen resistencia a tensión, debido a sus discontinuidades.

La magnitud de la resistencia y el grado de concavidad de la curva envolvente de falla de la masa rocosa, están regidas por la geometría y estado de las discontinuidades, definidas por su apariencia (plana, ondulada) y por su aspecto (lisa, áspera, rugosa), así como por la resistencia de la roca que se encuentra entre las discontinuidades de la masa rocosa.

Con base en lo anterior y tomando en cuenta que para la roca entre discontinuidades, se puede obtener la resistencia a compresión simple (q_{ur}) y la resistencia a la tensión (q_{tr}) y que ambas pueden representarse en un plano de Mohr, como se muestra en la Figura 4.7, se propone que la envolvente de falla de la masa rocosa, se defina con las siguientes consideraciones:

- 1.- Es una parábola con concavidad hacia el esfuerzo normal.
- 2.- Es tangente a los círculos de Mohr para las resistencias de la roca, con su vértice en el punto correspondiente a la resistencia a tensión de la roca.

3.- Como la masa rocosa no tiene resistencia a tensión, su vértice debe estar en el origen de su plano de Mohr, Figura 4.7.

4.- La resistencia a compresión simple de la masa rocosa (q_{um}), es el diámetro del círculo, que tiene igual curvatura que la parábola en el origen y ahí son tangentes.

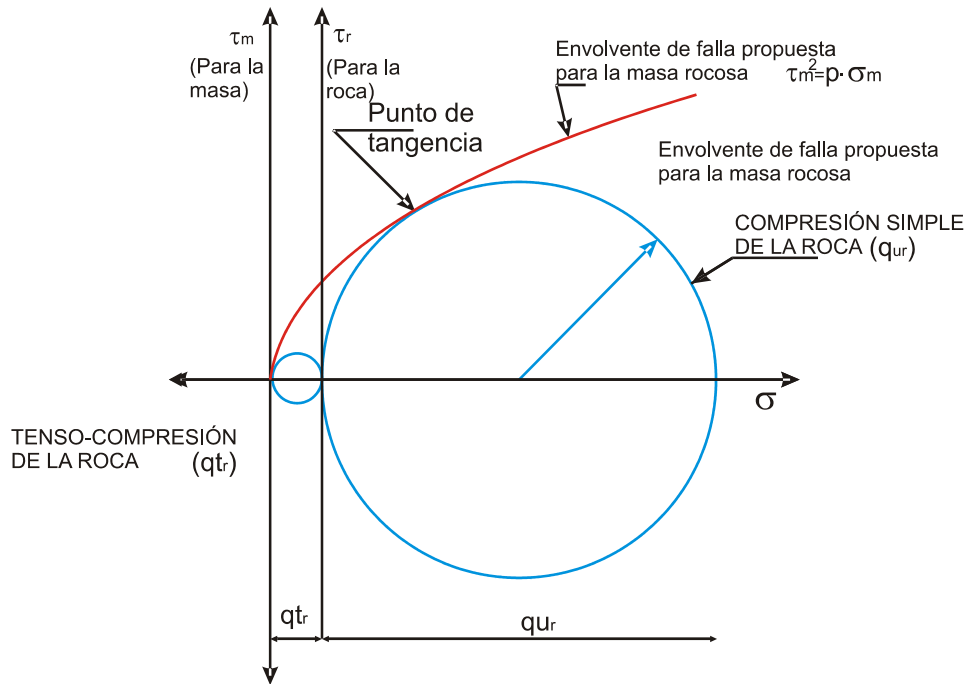
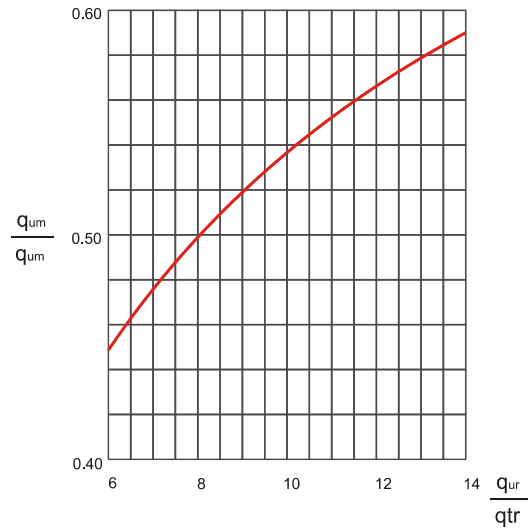


Figura 4.7 Desarrollo geométrico de la envolvente de falla para la masa rocosa (Bello,1993)

Con la hipótesis anterior, se obtiene la relación entre las resistencias de la masa rocosa y de la roca que se encuentra entre las discontinuidades, siempre que estas no tengan alteración en sus paredes, rellenos ó aberturas que impidan el contacto roca-roca, al iniciarse el desplazamiento en la discontinuidad:

$$\frac{q_{um}}{q_{ur}} = 1 - \frac{2}{\left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} - 1 \right] \quad (4.6)$$

Esta relación, se presenta en forma gráfica en la Figura 4.8.



q_{um} = Resistencia a la compresión simple de la masa rocosa
 q_{ur} = Resistencia a la compresión simple de la roca
 q_{tr} = Resistencia a la tensión de la roca

Figura 4.8 Relación entre las resistencias de la masa rocosa y de la roca, entre sus discontinuidades sin alteración, relleno o abertura significativa. (Bello, 1993)

Una vez obtenida la envolvente de resistencias de la masa, la resistencia al esfuerzo cortante para un esfuerzo normal dado, puede determinarse, como se muestra en la Figura 4.9. Cabe señalar que la ecuación de la parábola que representa la envolvente de falla, adquiere la expresión (4.7).

$$\tau^2 = (q_{um}) \cdot \sigma_m \tag{4.7}$$

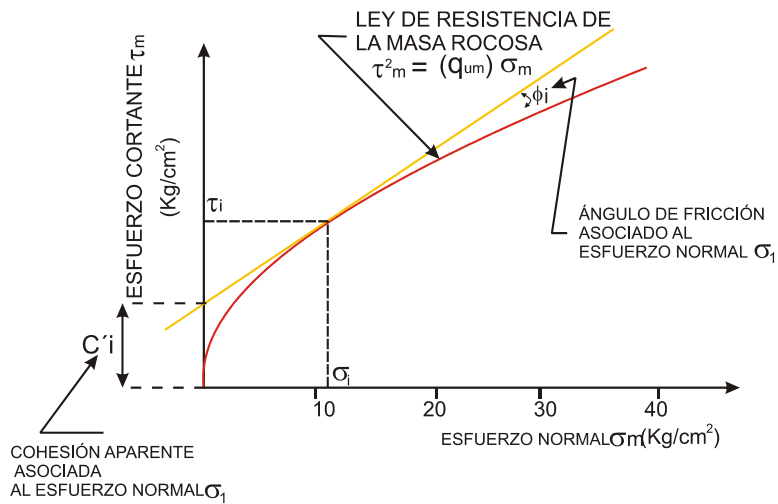


Figura. 4.9 Ley de Resistencia de la masa de roca y determinación de los parámetros de resistencia, asociados a un esfuerzo normal dado. (Bello, 1993)

ENVOLVENTE DE FALLA PARA MASAS ROCOSAS CON DISCONTINUIDADES ALTERADAS O CON RELLENOS

Para tomar en consideración la condición geomecánica de las discontinuidades, como el grado de alteración de las paredes, el tipo y consistencia de los rellenos en las discontinuidades y la eventual presencia de agua que conducen a una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades, con respecto a la que se tendrá en un contacto directo de la roca inalterada en dichas discontinuidades, se ha adoptado un factor de reducción, originalmente propuesto por Sheorey (1989), en función de la calidad del macizo rocoso, obtenido con el criterio de clasificación propuesto por Barton (1974); la variación del factor de reducción con el índice Q , se muestra en la Figura 4.10.

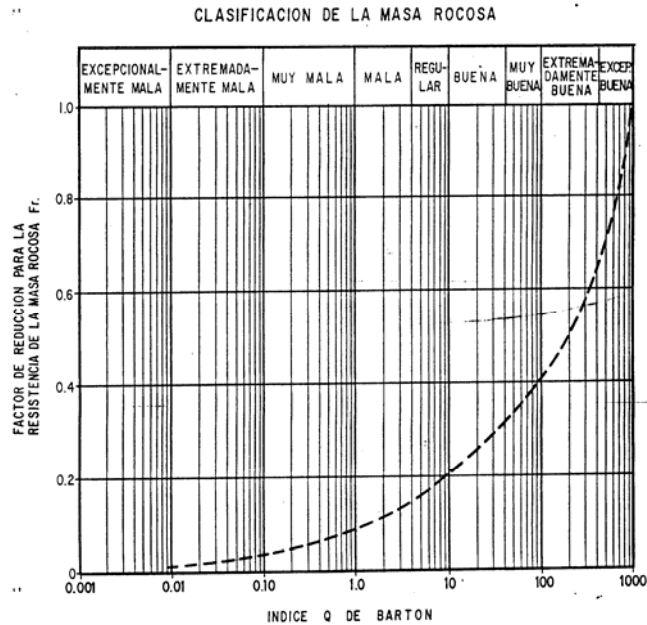


Figura. 4.10 Factor de reducción "Fr" relacionándolo con la calidad del macizo rocoso "Q" (Barton, 1974)

Aplicando el factor de reducción por alteración o rellenos, a la ley de resistencia deducida para la masa rocosa, se obtiene la expresión (4.8).

$$\tau_m^2 = (q_{um} \cdot Fr) \sigma_m \quad 4.8)$$

La cual, representa de manera aproximada, la ley de resistencia de la masa rocosa y el término $(q_{um} \cdot Fr)$, corresponde a la resistencia a compresión no confinada del macizo rocoso que tiene discontinuidades alteradas ó con rellenos.

Ejemplo de aplicación de la determinación aproximada de la ley de resistencia

Con los datos de laboratorio de ensayos en núcleos de roca y con datos de observación en campo y medición entre discontinuidades se obtuvo:

Núcleos de roca ignimbrita, las discontinuidades presentan alteraciones.

Los datos obtenidos de ensayos de laboratorio son:

- o Resistencia a la compresión simple de la roca: 1224 kg/cm²
- o Resistencia a la tenso compresión de la roca: 153 kg/cm²
- o Índice de calidad Q de Barton: 4

De la Figura 4.10 para un $Q = 4$, el factor de reducción por calidad de la roca es de $Fr = 0.18$.

Aplicando la expresión (4.6), se obtiene la resistencia a compresión simple de la masa rocosa $q_{um} = 594.44$ kg/cm².

Graficando los estados de esfuerzos en los círculos de Mohr Figura 4.11, se obtiene la geometría de la envolvente de falla.

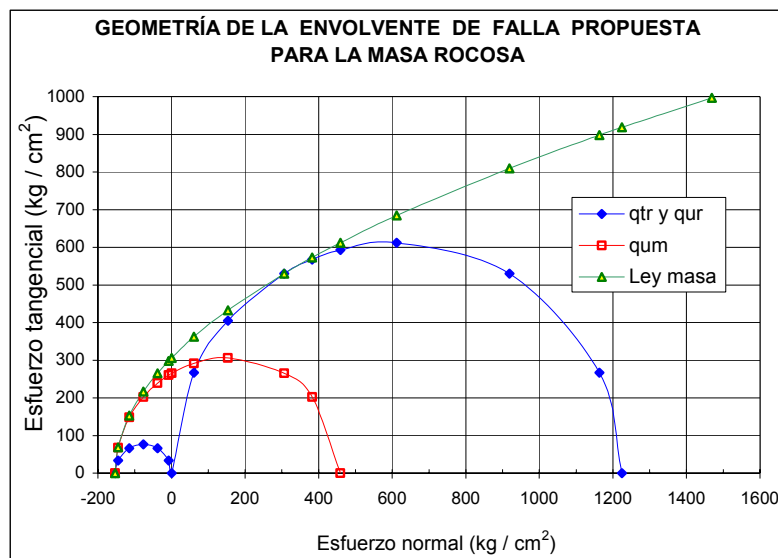


Figura. 4.11 Envolvente de falla para la masa rocosa

Con la expresión (4.8) se obtiene la ley de resistencia al esfuerzo cortante de la masa rocosa, Figura 4.11. Considerando la calidad de la roca y el factor de reducción, la resistencia se reduce a $q_{um} = 107$ kg/cm². El ángulo de fricción asociado a la resistencia q_{um} es de 26° , Figura 4.12.

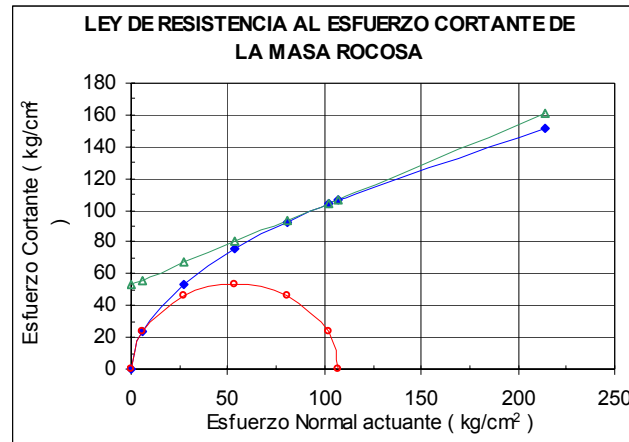


Figura. 4.12 Ley de resistencia al esfuerzo cortante

4.2 MÉTODOS PARA DETERMINAR LOS ESFUERZOS IN SITU

Los esfuerzos in situ en las excavaciones subterráneas en ocasiones son suficientemente altos, produciendo explosiones violenta de la roca, distorsiones y rotura (Kim *et al*, 1987). En tales casos el conocimiento del estado de los esfuerzos in situ es de importancia para el diseño y construcción de estructuras subterráneas en las masas rocosas.

Los factores que afectan las magnitudes en las orientaciones de los esfuerzos in situ, incluyen el peso propio del material, estructuras geológicas, fuerzas tectónicas, esfuerzos residuales y esfuerzos de origen térmico. La complejidad de las relaciones entre estos factores y los esfuerzos in situ, hacen que la determinación de los esfuerzos sólo sea estimados y por tanto, no puedan medirse directamente. La determinación de los esfuerzos in situ depende de las mediciones obtenidas (por ejemplo deformaciones y desplazamientos en la roca) al ser inducidas por la alteración al campo de esfuerzos en la masa rocosa.

Los métodos para determinar los esfuerzos in situ ofrecen ventajas y desventajas respecto a una particular aplicación. Tres técnicas son las que han tenido una amplia aceptación y aplicación en la práctica de la ingeniería (Kim *et al*, 1987).

- Gato plano
- Fracturación hidráulica
- Métodos de sobre perforación

4.2.1 MÉTODO CON GATO PLANO

Este ensayo se realiza en las paredes y clave de la excavación, nos permite conocer el esfuerzo en la dirección perpendicular al gato instalado en una ranura realizada. El objetivo de esta prueba es la de determinar la magnitud de los esfuerzos principales en la masa rocosa. Se debe realizar un mínimo de seis pruebas, tres en la clave y tres en las paredes Figura 4.13. Este método también permite estimar el módulo de deformabilidad E de la masa rocosa.

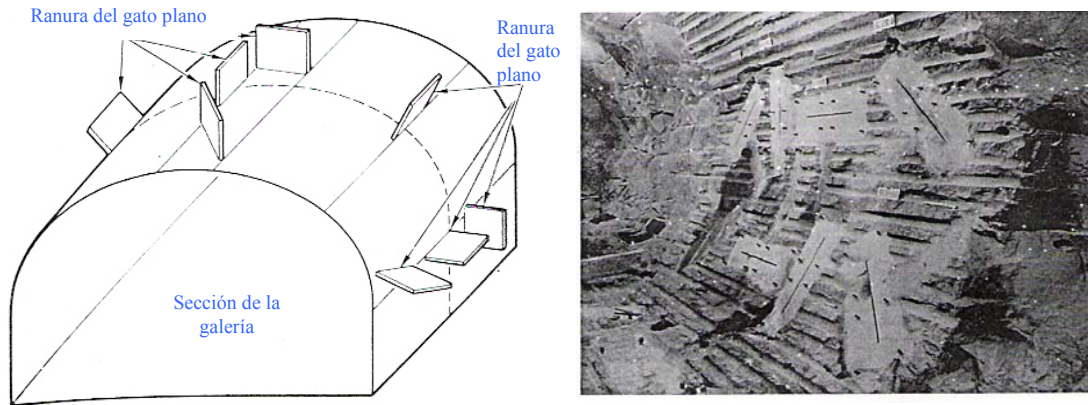


Figura 4.13 Ensayos en galería con gato plano, en distintas posiciones de ranuras, Sierra de Brasil (Mello, 2002)

La prueba consiste en realizar una ranura de 40 x 40 cm en las paredes o techo de la excavación. Se mide la deformación inducida por la liberación de esfuerzos, entre puntos de referencia que están separados a una distancia d de 25 cm entre sí. Posteriormente se introduce en la ranura un gato plano de sección cuadrada ahogado en mortero. Se aplica una presión al gato hasta que se recupere la deformación registrada, a dicha presión se le denomina presión de cancelación P_c , la cual corresponde al esfuerzo normal que actuaba sobre el plano de la ranura. La curva típica de deformación contra tiempo/presión aplicada, se observa en la Figura 4.14, partir de las deformaciones inducidas por la ranura realizada se genera una deformación que se recupera con la presión de cancelación P_c .

Para determinar el esfuerzo normal en la prueba de gato plano se emplea la expresión 4.9 (Espinoso, 1988).

$$\sigma_n = \frac{P_c(c_j - d)}{c} \quad (4.9)$$

Donde:

- σ_n : esfuerzo normal perpendicular al gato plano, kg/cm^2
- P_c : Presión de cancelación, kg/cm^2
- $2c_j$: longitud del gato plano, cm
- $2c$: longitud de la ranura, cm
- d : distancia entre la ranura y el gato, cm

Un caso en estudio donde se realizó este tipo de ensayos, fue en la hidroeléctrica Sierra Mesa, en Brasil, en la casa de máquinas, se hicieron 12 pruebas de gato plano formando una roseta de esfuerzos con inclinaciones de 0° , 45° , 90° y 135° ; la geometría de este ensaye se muestra en la Figura 4.15. Los resultados obtenidos fueron satisfactorios, ayudaron a resolver el problema del soporte temporal y definitivo en los túneles para la casa de máquinas. Estos ensayos podrían, en parte, resolver el comportamiento al nuevo campo de esfuerzos de la masa rocosa; una adecuada programación y número de pruebas nos conducirán a obtener resultados confiables en los análisis y en procedimientos constructivos para el diseño.

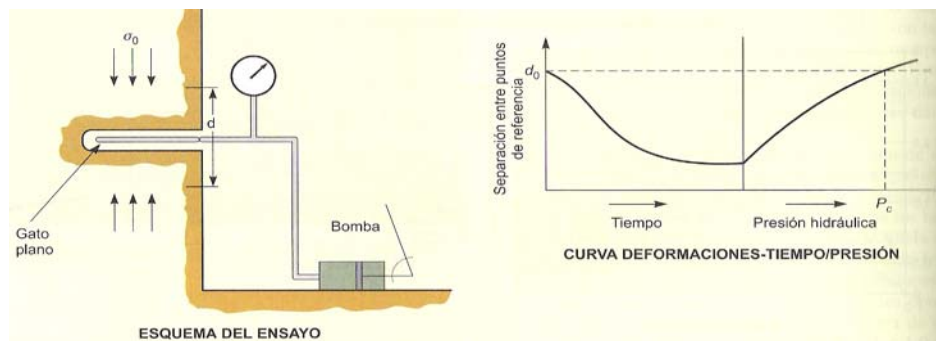


Figura 4.14 Esquema y registro del ensayo del gato plano (Kim *et al*, 1987)

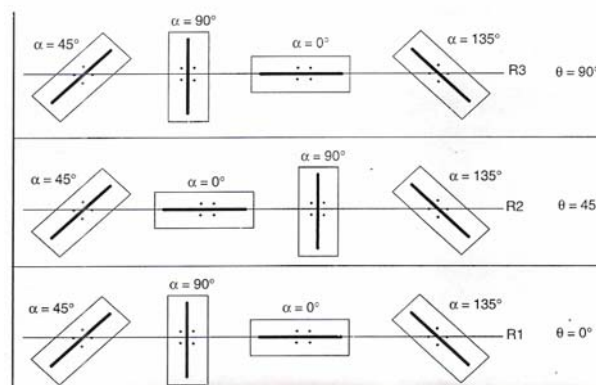


Figura 4.15 Definición de las inclinaciones para el ensayo de gato plano Serra Mesa Brasil (Mello, 2002).

El ángulo θ , es el ángulo de la zona de medición con respecto la horizontal.

4.2.2 MÉTODO DEL FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO

El fracturamiento hidráulico consiste en generar una presión hidráulica en una cavidad cilíndrica en un cuerpo infinito (Kehle, 1964); esta técnica fue desarrollada alrededor del año 1950 como un método destinado a las investigaciones en la producción del petróleo.

El objetivo de la fracturación hidráulica es poder estimar el estado de esfuerzos *in situ* en el interior de un sondeo; el ensayo proporciona las magnitudes y direcciones de los esfuerzos máximo y mínimo en un plano perpendicular al sondeo. Con esta técnica se puede llegar a profundidades superiores a los 1500 metros, Fairhurst (2003).

El ensayo consiste en inyectar un fluido a presión en un tramo de un sondeo vertical (puede ser del orden de 1 m de longitud), previamente aislado por obturadores, hasta conseguir la fractura de la roca; se mide la presión de fluido necesaria para generar, propagar, mantener y reabrir la fractura. Estas presiones se relacionan con la magnitud de los esfuerzos principales *in situ*, existentes en la zona donde se realiza el sondeo.

Se hace la suposición que la dirección del sondeo coincide con la dirección de uno de los esfuerzos principales, deduciéndose la dirección de las otras dos a partir de la orientación del plano de fractura inducido por la hidrofracturación; sin embargo, la exactitud del método es dudosa si la dirección del sondeo se desvía más de 15° de la dirección de uno de los esfuerzos principales.

En la Figura 4.16 se muestra la relación presión-tiempo en el ensayo de fracturación hidráulica, se observa que a mayor número de ciclos, la presión de reapertura será menor que la inicial, esto se debe a que la roca ya está fracturada.

El cálculo de los esfuerzos en la masa rocosa, se determina por la presión inducida, la cual puede propagarse en la fractura generada y coincidir con el esfuerzo menor principal horizontal σ_h , del campo de esfuerzos *in situ*. El esfuerzo máximo y mínimo horizontal, pueden determinarse a través del grupo ecuaciones (4.10).

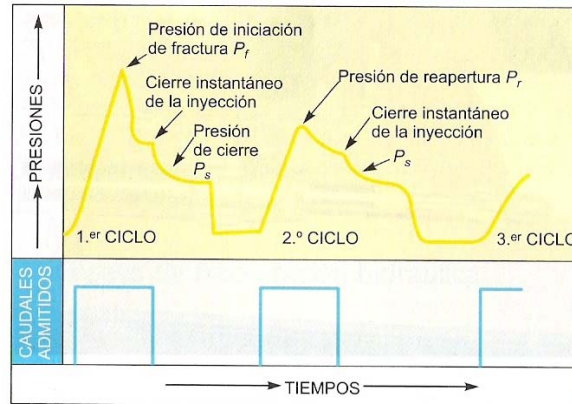


Figura 4.16 Relaciones presión-tiempo y gasto de inyección-tiempo en el ensayo de fracturamiento hidráulico (Kim *et al*, 1987)

$$\begin{aligned}
 \sigma_h &= P_s \\
 \sigma_H &= 3\sigma_h + T - P_c \\
 \sigma_1 &= \sigma_H \\
 \sigma_2 &= \sigma_h \\
 \sigma_3 &= \sigma_v
 \end{aligned}
 \tag{4.10}$$

Donde:

P_s = Presión de cierre
 P_c = Presión de inicio de la fractura
 P_r = Presión de reapertura
 T = Esfuerzo de ruptura de la roca
 σ_h = Esfuerzo mínimo horizontal
 σ_H = Esfuerzo máximo horizontal

4.2.3 MÉTODOS DE SOBUPERFORACIÓN

Estos métodos se basan en los esfuerzos que se liberan al re perforar un sondeo, mediante el registro de las deformaciones producidas en el fondo del barreno o en sus paredes (Kim *et al*, 1987). Los esfuerzos se calculan aplicando la teoría de la elasticidad, calculando los esfuerzos a partir de las deformaciones medidas; las propiedades de la roca (módulo de elasticidad y la relación de Poisson) son determinados en laboratorio.

MÉTODO USBM y CELDA CISR

El propósito de esta prueba es determinar los esfuerzos de la roca en la superficie de la excavación, con las mediciones de las deformaciones registradas en un sondeo, al recortar en forma concéntrica (sobre perforación), para producir un alivio de esfuerzos actuantes en la superficie de interés en la roca. Las propiedades elásticas de la roca y de las medidas de las deformaciones son utilizadas para

determinar los esfuerzos en el plano perpendicular en el eje del sondeo. El procedimiento del ensaye fue desarrollado por el USBM (U.S. Bureau of Mines) para obtener los esfuerzos en dos dimensiones; la celda desarrollada por CSIR (African Council for Scientific and Industrial Research) obtiene los esfuerzos en tres dimensiones.

El medidor de deformaciones del USBM, registra las tres deformaciones U_1 , U_2 y U_3 espaciadas a 60° . Los esfuerzos principales mayor y menor se obtienen con las ecuaciones (4.11).

$$\sigma_1 = \frac{E}{6d} \left\{ (U_1 + U_2 + U_3) + \frac{\sqrt{2}}{2} \left[(U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2 + (U_3 - U_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$\sigma_3 = \frac{E}{6d} \left\{ (U_1 + U_2 + U_3) - \frac{\sqrt{2}}{2} \left[(U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2 + (U_3 - U_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$
(4.11)

Donde:

E es el módulo de elasticidad de la roca
 d es el diámetro del barreno piloto

Con el sistema CISR, se miden las deformaciones mediante una sonda cilíndrica alrededor de la pared del sondeo en varias direcciones. En la Figura 4.17, se muestra el esquema del proceso de medición. Una vez realizado un sondeo hasta la profundidad donde se desea tomar las medidas, se realiza otro de menor diámetro desde el fondo del sondeo en el que se introduce la sonda para la medición, instrumentado para medir las deformaciones unitarias de la roca en tres direcciones; posteriormente se reperfora con el diámetro del sondeo inicial, liberando los esfuerzos en el núcleo de la roca, sobre el que se registran las deformaciones inducidas.

Este método es aplicable a comportamientos de rocas homogéneas y elásticas, las mediciones se vuelven dudosas cuando el sondeo se encuentra saturado.

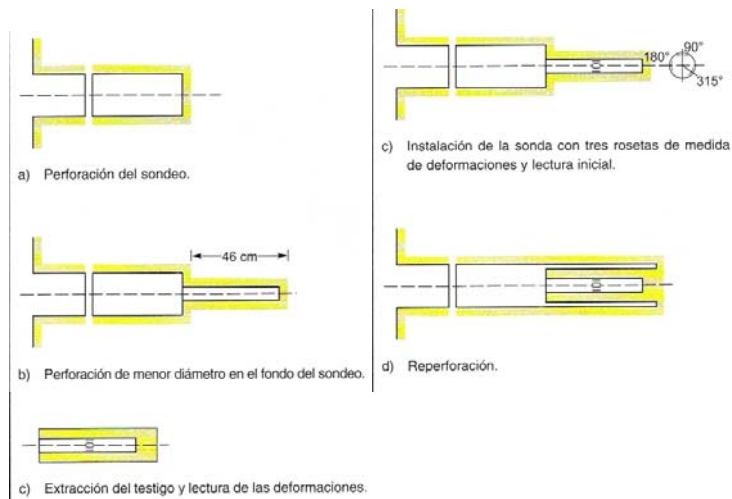


Figura 4.17 Etapas de ejecución para la medición de las deformaciones con la celda CISR (Kim *et al* 1987)

4.3 DEFORMABILIDAD DE LAS MASAS ROCOSAS

La deformabilidad depende del grado de fracturación, de las propiedades deformacionales de las discontinuidades y de la matriz rocosa. Al aumentar la intensidad de fracturación aumenta la deformabilidad de la masa rocosa, debido al aumento creciente de las discontinuidades.

Los métodos empleados a la fecha para evaluar la deformabilidad de las masas rocosas tiene dos tendencias: por un lado, se apoyan en la ejecución de pruebas de campo; algunas veces, éstas no son representativas del comportamiento que tendrá la masa, debido a que el volumen de material involucrado en la prueba no es de magnitud suficiente para que incluya a un número significativo de discontinuidades. Por otro lado se recurre a correlaciones que en ocasiones conducen a encarecer los diseños.

USO DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS PARA OBTENER E.

Bieniawski propuso una correlación entre la clasificación de masas rocosas y su módulo de deformación E, posteriormente Barton complementó la supuesta correlación anterior con varios casos en donde aplicó el sistema de clasificación NGI, Figura 4.18 (Tamez *et al*, 1997), estas correlaciones muestran los rangos de valores entre ambas clasificaciones de las masas rocosas y su módulo de deformación, en función de su calidad, definida por las clasificaciones de mayor uso actual, lo cual nos da una idea del valor requerido y puede ser útil (Bello, 1993).

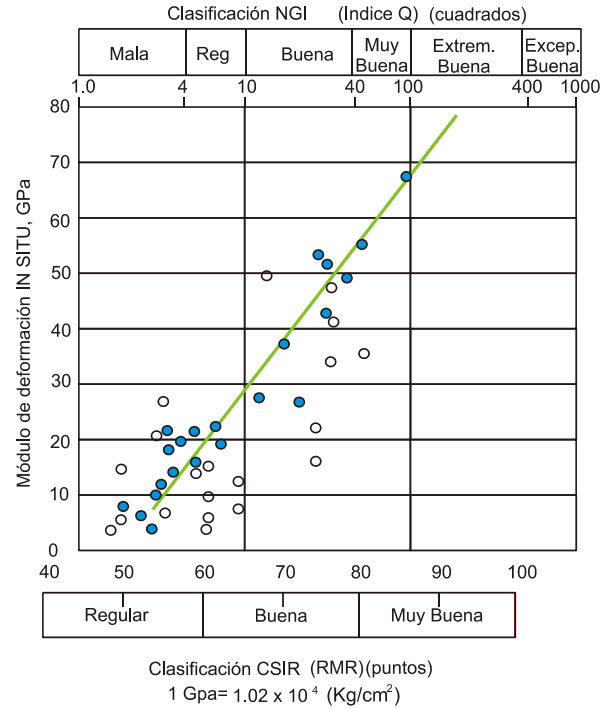


Figura 4.18 Relación entre las clasificaciones de las masas rocosas y el módulo de deformabilidad E, según Bieniawski y Barton (Hoek, 1980).

USO DEL ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA GSI

El índice geológico de resistencia GSI (Hoek, 1997) puede utilizarse para obtener la predicción del módulo de deformabilidad de las masas rocosas, especialmente en la etapa preliminar cuando la información de pruebas de campo es limitada. El módulo de deformabilidad es relacionado con el índice GSI con la ecuación (4.12), la variación de E en función del índice GSI es mostrado en la Figura (4.19) para D igual a cero.

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \text{ GPa} \quad (4.11)$$

Para $\sigma_c < 100$ MPa

Donde:

D es un factor de reducción que depende del grado de alteración y afectación de voladuras en la masa rocosa, varía entre 0 y 1.

σ_c la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

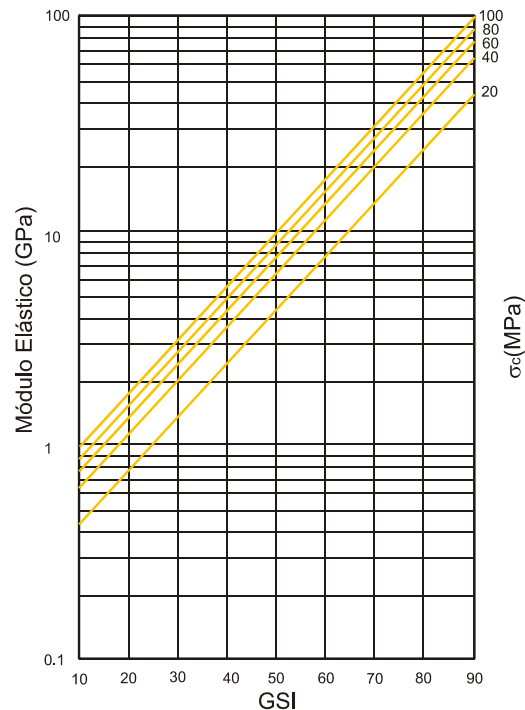


Figura 4.19 Gráfica del módulo de elasticidad para diferentes índices GSI y valores de σ_c (Cai *et al*, 2004)

En las cavernas para la casa de máquinas en el Japón, el sistema GSI fue utilizado para evaluar el módulo de elasticidad en las masas rocosas (Cai *et al*, 2004), y comparado con ensayos de placa realizados en campo. Obtuvieron un rango de variación del 20 por ciento del valor de E subestimado respecto a los ensayos de placa. Se constató la necesidad de contar con alternativas para obtener el orden de magnitud del módulo E; el índice GSI puede ser una alternativa para confirmar la predicción de los valores de E *in situ*.

DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LA DEFORMABILIDAD DE UNA MASA ROCOSA

La magnitud de los desplazamientos dependerá de la deformabilidad de la masa en estudio y para determinarla debe tomarse en cuenta que el comportamiento geomecánico de la masa rocosa se encuentra definido principalmente por sus discontinuidades (Bello, 1993), por lo que puede deducirse que la deformabilidad también estará en función de la ubicación, espaciamiento y relleno o abertura que presenten las discontinuidades.

En general las discontinuidades que se presentan en cualquier masa rocosa se encuentran abiertas o rellenas con suelos, para obtener la deformabilidad de la masa rocosa se

hace necesario conocer el tipo de material que forma el relleno, para posteriormente evaluar el comportamiento de dicho material cuando sobre la masa actúe una variación de la presión aplicada.

Considerando como se muestra en la Figura 4.20, una masa rocosa sujeta a una presión q aplicada en su frontera superior, teniendo discontinuidades con separación entre ellas $s = \Delta z$, cada elemento de espesor Δz tendrá una contribución a la deformación de la roca entre discontinuidades y por el relleno en una de esas discontinuidades.

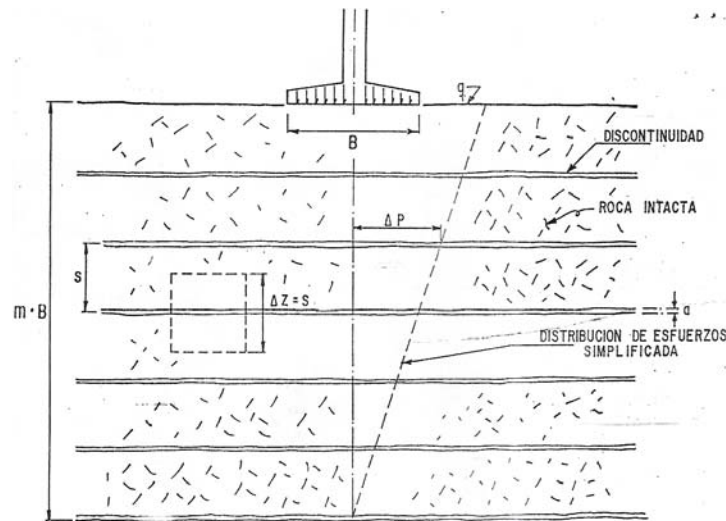


Figura 4.20 Masa rocosa sometida a una presión q aplicada en la superficie (Bello, 1993)

La deformación de la roca más la deformación de las aberturas, afectada en una profundidad mb , define la expresión (4.13), que es la relación entre el módulo de deformación de la roca intacta E_r , y el módulo correspondiente de la masa rocosa E_m .

$$\frac{E_r}{E_m} = \left(1 + \frac{a}{s} \cdot \frac{E_r}{E_s} \right) \quad (4.13)$$

Donde:

a : Abertura de la discontinuidad o espesor del relleno

s : Separación entre las discontinuidades

E_s : Módulo de elasticidad del suelo o relleno

E_r : Módulo de elasticidad de la roca intacta

E_m : Módulo de elasticidad de la masa rocosa

La Figura 4.21 muestra gráficamente la relación $\frac{E_m}{E_r}$ en función de la relación $\frac{E_r}{E_s}$ y del cociente entre la separación s y la abertura a de las discontinuidades, la cual permite determinar el módulo de deformabilidad de una masa rocosa E_m conociendo las características geométricas y mecánicas de la roca y del material que rellena sus discontinuidades.

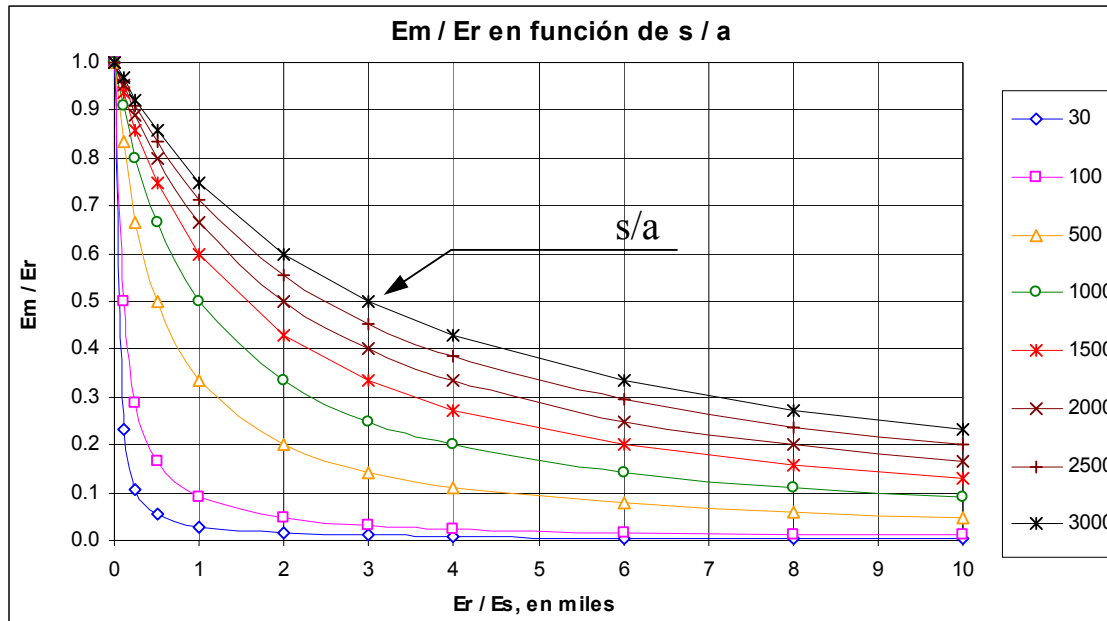


Figura 4.21 Presentación gráfica de los resultados generales (Bello, 1993)

4.3.1 PRUEBA DE PLACA FLEXIBLE

Tiene como finalidad la determinación de la deformabilidad de la masa rocosa en el interior de socavones. El ensayo consiste en colocar una placa de carga sobre la roca y medir los desplazamientos que se producen al aplicarse cargas conocidas. La orientación de la carga puede ser en sentido horizontal o vertical (en el techo o paredes de la excavación), se aplica mediante un gato hidráulico, utilizando como carga de reacción las paredes opuesta del túnel. El área de carga esta comprendida entre 0.3×0.3 m y hasta 1.07×1.07 m.

Los sitios deben de prepararse eliminando la roca suelta y rellenando las irregularidades con mortero para dejar una superficie plana y lisa; así mismo los puntos de medición para las deformaciones deben colocarse a una profundidad en donde la roca se descomprima superficialmente, (Espinosa, 1988).

El módulo E, se puede determinar mediante la ecuación (4.14), derivada de la teoría de Boussinesq para un medio semi-infinito:

$$E = \frac{P}{\delta_z} \left\{ [(1+\nu)z] \left[\frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\} \quad (4.14)$$

Donde:

- E: módulo de deformabilidad, kg/cm²
- P: presión de contacto, kg/cm²
- a₂: radio de la placa, cm
- a₁: radio del orificio central, cm
- z: profundidad del punto de medición, cm
- δ_z: desplazamiento a la profundidad z, cm
- ν: relación de Poisson

La carga máxima se divide en 2 o 4 ciclos de carga y descarga Figura 4.22, en el último ciclo se efectúa la prueba de fluencia durante 2 ó 3 días, el número de pruebas en un sitio depende de la estructura geológica, sus variaciones y heterogeneidad.

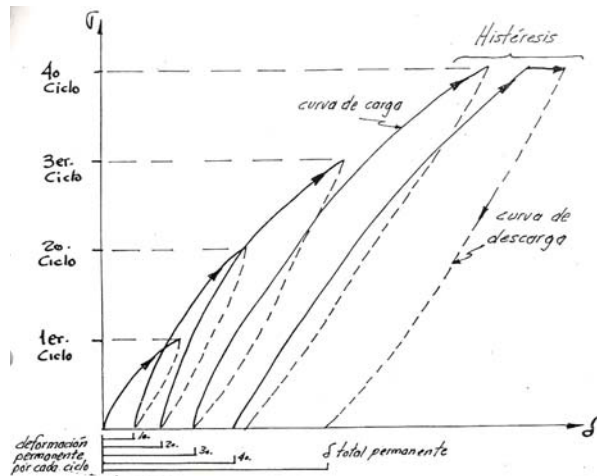


Figura 4.22 Interpretación de la prueba de placa (Herrera, 2005)

El primer ciclo generalmente muestra un E bajo, debido a la relajación en la pared por el uso de explosivos y por el cierre de fisuras mayores, Figura 4.23. Los ciclos subsiguientes tienen un mayor E, cuando no ocurre esto, podría existir un material débil a poca profundidad, la dirección de las discontinuidades influye en la obtención del valor de E.

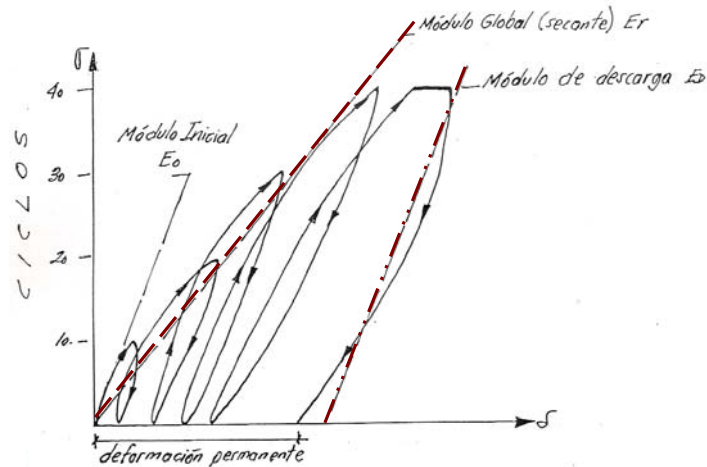


Figura 4.23 Módulos E, obtenidos en la prueba de placa (Herrera, 2005)

En la Figura 4.24 se muestran las curvas típicas de deformabilidad obtenidas en los ensayos de campo, para diferentes tipos de terreno.

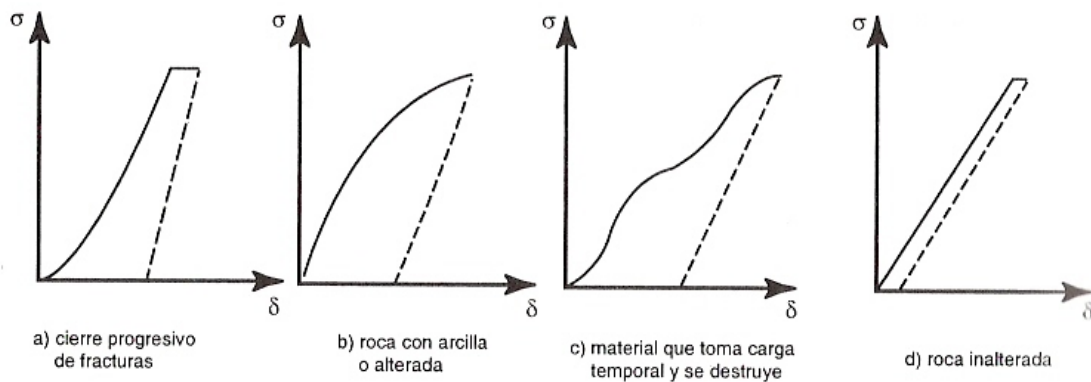


Figura 4.24 Curvas Esfuerzo deformación (IMTA, 2001)

La Figura 4.24a representa el cierre progresivo de las fisuras de la masa rocosa al aumentar el esfuerzo, la curva ascendente de carga es cóncava hacia la izquierda mostrando la reducción de la deformación en la zona de mayor esfuerzo. La curva descendente de descarga generalmente deja un valor de deformación no recuperable.

En la Figura 4.24b la curva representa a una roca con arcilla o material blando con pocos sólidos, los cuáles se trituran al aumentar el esfuerzo.

La curva en la Figura 4.24c representa un material que contiene arcillas y sólidos que toman carga temporalmente y posteriormente se trituran al aumentar el esfuerzo.

La Figura 4.24d representa el comportamiento de una roca prácticamente inalterada o con muy pocas fisuras, con

un comportamiento elástico; la deformación no recuperable es muy pequeña.

4.3.2 PRUEBA CON GATO PLANO

Para el cálculo del módulo de deformabilidad a partir de la prueba de gato plano, se utiliza la ecuación (4.15), que da los desplazamientos que se presentan sobre la cara de la ranura, (Espinosa, 1988).

$$\omega_j = \frac{1}{E} [F_1(S \cdot C - 2\nu \cdot S \cdot y_o)] \quad (4.15)$$

Donde:

$$F_1 = \left[\left(1 - \nu\right) \left(1 + \frac{y^2}{C^2}\right)^{\frac{1}{2}} - \frac{y}{C} + \left(1 + \nu\right) \left(1 + \frac{y^2}{C^2}\right)^{-\frac{1}{2}} \right]$$

ω_j : desplazamiento del punto de referencia, cm.

S: esfuerzo normal al plano de la ranura, kg/cm².

y: distancia del punto de referencia al eje mayor de la ranura, cm.

2C: longitud de la ranura, cm.

2y₀: ancho de la ranura, cm.

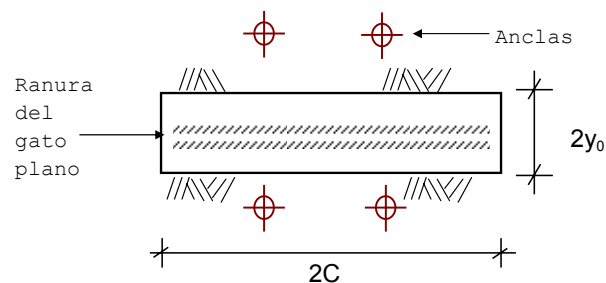


Figura 4.25 Esquema de las distancias en la ranura para el gato plano (Espinosa, 1988)

Ejercicio práctico para determinar el módulo E, a partir de pruebas en campo con gato plano.

Considérese los siguientes valores realizados en la prueba con gato plano en una masa rocosa:

Posición y dirección del gato plano:

Horizontal N S



Presión de cierre $P_c = 54 \text{ kg/cm}^2$
 $P_c = 80 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo normal al plano de la ranura $S = 42.1 \text{ kg/cm}^2$
 $S = 62.4 \text{ kg/cm}^2$

Desplazamiento en el punto de referencia $\omega_j = 0.0094 \text{ cm}$
 $\omega_j = 0.014 \text{ cm}$

Distancia al punto de referencia $y = 7.5 \text{ cm}$

Longitud de la ranura $2C = 41 \text{ cm}$

Ancho de la ranura $2y_0 = 3.8 \text{ cm}$

Módulo de Poisson $\nu = 0.25$

Los resultados se muestran en la Tabla 4.1 y se aplicó la expresión (4.15), se observa un módulo de deformabilidad E del orden de $140,000 \text{ kg/cm}^2$, haciendo uso de la Tabla de Barton (Figura 4.18), este valor de E corresponde a una masa rocosa de mala a calidad regular.

Tabla 4.1 Resultados del módulo E , a partir de ensayos con gato plano.

P_c	S	ω_j	$(1-\nu)$	(y/C)	(y^2/C^2)	$1+(y^2/C^2)$	F_1	S.C	$2\nu.S.y_0$	E
kg/cm^2	kg/cm^2	cm								kg/cm^2
54	42.1	0.0094	0.75	0.37	0.13	1.13	1.61	863.05	40.00	140,678
80	62.4	0.0140	0.75	0.37	0.13	1.13	1.61	1279.20	59.28	140,000

4.4 PROSPECCIÓN GEOFÍSICA

La prospección geofísica es el conjunto de técnicas que investiga el interior del subsuelo a partir de las variaciones detectadas en parámetros físicos y de su correlación con las características geológicas. Son técnicas no destructivas y complementarias con los ensayos *in situ*. La medición y distribución de estas variaciones, permite inferir algunas condiciones estructurales del subsuelo, correlacionando los valores medidos, variaciones anómalas, con los efectos calculados de los modelos de laboratorio, en los que se conocen las relaciones causa-efecto en términos de una función matemática.

Se dividen según el parámetro físico investigado Tabla 4.2, su utilización en superficie o en el interior de sondeos diferencia la técnica puesta en campo y se describen de manera independiente, aunque sus bases teóricas son las mismas.

Tabla 4.2 Métodos geofísicos usados comúnmente en geotecnia. (González de Vallejo, 2002)

MÉTODO	FENÓMENO FÍSICO OBSERVADO	PROPIEDAD FÍSICA OBTENIDA	APLICACIÓN
Prospección sísmica	Ondas elásticas	Velocidad de ondas Elásticas	Estructura y características Dinámicas del terreno
Perfiles acústicos	Reflexión de ondas Sónicas	Impedancia acústica	Estructura del subsuelo (fondo marino)
Prospección Eléctrica	Corriente eléctrica	Resistividad y Potencial espontáneo	Estructura del terreno Y agua subterránea
Prospección Gravimétrica	Campo gravimétrico	Densidad	Petróleo, minería, Geohidrología, geotecnia
Prospección magnética	Campo magnético	Susceptibilidad magnética	Minería, geohidrología

* Los métodos pueden ser aplicados en sondeos

En la Tabla 4.3, se mencionan las técnicas más comunes aplicadas en la ingeniería geofísica.

Tabla 4.3 Métodos geofísicos aplicados a la ingeniería geológica (González de Vallejo, 2002)

APLICACIÓN	MÉTODO				
	Refracción sísmica	Reflexión sísmica	Resistividad Corriente continua Dipolo-Dipolo; SEV	Resistividad Electromagnéticos TEM	Georadar
Profundidad de la roca dura	4	2	4	3	2
Estratigrafía	4	2	3	2	3
Fallas Geológicas	3	1	2	4	2
Parámetros Elásticos	3	0	0	0	0
Ripabilidad	4	0	1	1	0
Detección de Cavidades	1	2	2	3	3
Objetos enterrados Someros	1	1	1	3	4
Geohidrología	2	2	3	4	2

Calificación: 4-excelente, 3-muy bueno a excelente, 2-regular, 1-pobre, 0-no usarlo

Velocidad de ondas sónicas

Las velocidades sónicas permiten medir la velocidad de las ondas elásticas longitudinales y transversales, V_p y V_s ; la velocidad de las ondas esta relacionada con las características mecánicas del material, de su resistencia y deformabilidad, y a partir de ellas se determinan los módulos dinámicos E_d y la relación de Poisson ν_d .

La velocidad de las ondas de corte, V_s , es aproximadamente dos tercios de la velocidad longitudinal V_p . Los módulos dinámicos de la masa rocosa E_d y ν_d , se

determinan con las ecuaciones (4.16), (4.17) y (4.18). El módulo de deformabilidad dinámico corresponde al módulo tangente inicial de la curva esfuerzo deformación para una carga aplicada en forma instantánea, el cual generalmente es mayor que los módulos obtenidos a partir de pruebas estáticas.

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{(1-2\nu_d)(1+\nu_d)}{(1-\nu_d)} \quad (4.16)$$

$$\nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]} \quad (4.17)$$

$$G = V_s^2 \cdot \rho \quad (4.18)$$

Donde:

- ρ : es la densidad del material rocoso, kg/m^3
- V_p : velocidad de onda longitudinal, m/s
- V_s : velocidad de onda de corte, m/s

Las velocidades pueden utilizarse para determinar la calidad de la masa rocosa, a través del índice de velocidad relativa $(V_F/V_L)^2$. Este índice relaciona la velocidad de las ondas longitudinales medidas *in situ* de la masa rocosa con la velocidad medida en probetas de la matriz rocosa en laboratorio, Tabla 4.4. En la Tabla 4.5, se muestran valores típicos de las velocidades sónicas de suelos y rocas.

Tabla 4.4 Índice de velocidad relativa y calidad de la masa rocosa (Bieniawski, 1984)

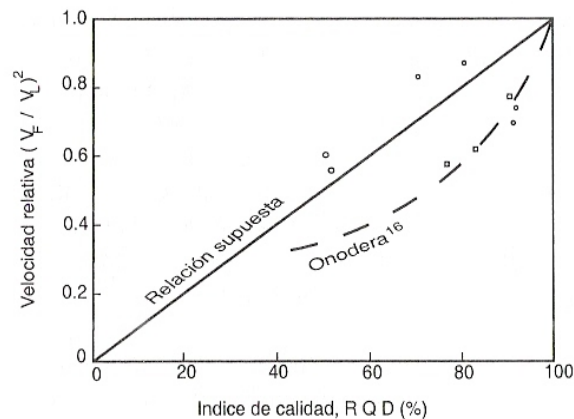
Índice de velocidad Relativa $(V_F/V_L)^2$	Calidad de la masa Rocosa
< 0.2	Muy mala
0.2 - 0.4	Mala
0.4 - 0.6	Media
0.6 - 0.8	Buena
> 0.8	Muy buena

Tabla 4.5 Velocidad sónica en suelos y rocas,
(Tomada de González de Vallejo, 2002)

MATERIAL	VELOCIDAD, (m/s)
Suelo superficial	170 – 500
Arcilla	1000 – 2800
Arcilla arenosa	975 – 1160
Arcilla arenosa cementada	1160 – 1280
Limo	760
Aluvión	550 – 2360
Loess	400 – 475
Arena seca	300
Arenisca	2400 – 4000
Lutita	1800 – 3800
Marga	3000 – 4700
Caliza	3000 – 5700
Granito	3000 – 5000
Basalto	4000 – 6000
Dolerita	4500 – 6500
Gabro	4000 – 7000
Mármol	3500 – 6000

Para una masa rocosa de buena calidad y con pocas discontinuidades, el índice de velocidad relativa es cercana a uno; decreciendo el valor al aumentar el grado de fracturación de la masa rocosa.

La relación entre la velocidad compresional de campo V_F y la velocidad sónica de laboratorio V_p , se correlaciona con el índice RQD Figura 4.26.

**Figura 4.26** Correlación entre el RQD y el índice de velocidad relativa (Deere, 1968)

Ejemplo práctico para la determinación de los parámetros dinámicos utilizando la prueba sísmica de refracción.

En una masa rocosa de formaciones de rocas basálticas, se realizaron pruebas sísmicas de refracción en socavones. En las dos primeras columnas de la Tabla 4.6, se presentan las velocidades de ondas compresionales (P) y transversales

(S). En la columna 4,5 y 6 se presentan los módulos dinámicos obtenidos con las ecuaciones (4.16) a (4.18).

De acuerdo con los parámetros descritos en la Tabla 4.6, la roca del sitio 2 es de menor calidad geotécnica, con valores de módulo de elasticidad dinámico del orden de 14,000 a 16,000 MPa, y su correspondiente relación de Poisson comprendido entre 0.26 y 0.33; comparada con el sitio 1, cuyos valores dinámicos representan rocas de mejor calidad.

Tabla 4.6 Parámetros dinámicos obtenido mediante la prueba sísmica.

SITIO	VELOCIDAD SÍSMICA		Relación de Poisson	MÓDULOS DINÁMICOS		
	(m/s)			ELASTICIDAD	CORTE	
	ONDAS P	ONDAS S	$(V_p/V_s)^2$	v_d	E_d	G
					Mpa	Mpa
SOCAVÓN 1	3560	1880	3.586	0.31	23,067	8,827
	3731	1890	3.897	0.33	23,684	8,921
	3660	2040	3.219	0.27	26,496	10,393
	4000	1950	4.208	0.34	25,529	9,497
SOCAVÓN 2	2600	1480	3.086	0.26	13,789	5470
	2900	1590	3.327	0.29	16,228	6314
	3100	1560	3.949	0.33	16,172	6078

Utilizando la Tabla 4.5 se obtiene un valor de velocidad sónica para un basalto promedio de 5000 m/s, los valores de la relación del índice de velocidad relativa se muestran en la Tabla 4.7; correlacionando con el RQD (Figura 4.26). Se comprueba teóricamente que la roca tiene una calidad mala a regular.

Estos parámetros complementan y ayudan a definir los resultados obtenidos de pruebas de campo de las propiedades geotécnicas que gobiernan el comportamiento de la masa rocosa.

Tabla 4.7 Índice de velocidad relativa

SITIO	V_F	V_L	$(V_F/V_L)^2$
	(m/s)	(m/s)	
SOCAVÓN 1	3560	5000	0.51
	3731	5000	0.56
	3660	5000	0.54
	4000	5000	0.64
SOCAVÓN 2	2600	5000	0.27
	2900	5000	0.34
	3100	5000	0.38

CAPÍTULO 5

5. EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS. ANÁLISIS MEDIANTE SOLUCIONES CERRADAS

En este capítulo, la investigación se enfoca al estudio de los procedimientos analíticos para determinar los esfuerzos y deformaciones en las excavaciones subterráneas, considerando métodos empíricos y soluciones cerradas.

5.1 SOPORTE DE CARGAS EN TÚNELES

La teoría de Terzaghi (1946) para la evaluación de las presiones verticales esperadas en la clave de un túnel, puede utilizarse para establecer las bases para diseñar los ademes en túneles. La acción de los esfuerzos producidos por la realización de un túnel, forma un arco localizado arriba de la clave de la excavación, el cual transfiere la sobrecarga de la roca localizada en ambos lados del túnel. Figura 5.1, este cuerpo de roca "carga de roca" es el responsable de la estabilidad de la excavación, teniendo como zona de arqueado una distancia aproximada de 1.5 veces el ancho B de la excavación.

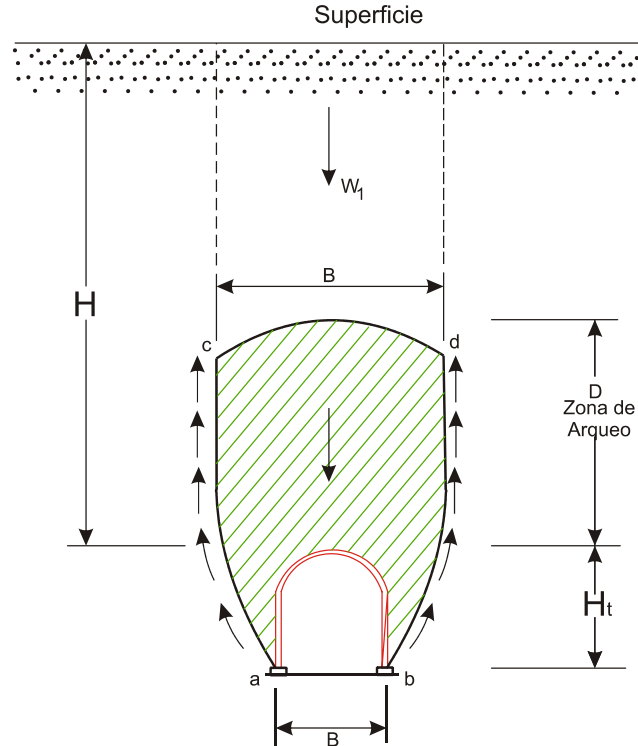


Figura 5.1 Arqueo del subsuelo en túneles, Terzaghi (1945)

La expresión (5.1) constituye la conclusión de Terzaghi sobre el comportamiento del subsuelo y su acción sobre la excavación formada, Figura 5.2.

$$\sigma_v = \frac{\gamma \cdot B_1}{K \tan \phi} \left(1 - e^{-k \cdot \tan \phi \cdot D / B_1} \right) \quad (5.1)$$

Donde:

σ_v : Esfuerzo esperado sobre la clave.

γ : Peso volumétrico del suelo.

B_1 : Semi ancho de la zona de aflojamiento potencial en la clave del túnel.

k : Relación de presión horizontal y vertical en los límites de la zona de aflojamiento.

ϕ : Ángulo de fricción interna del material.

D : Profundidad a la que se desea conocer la presión.

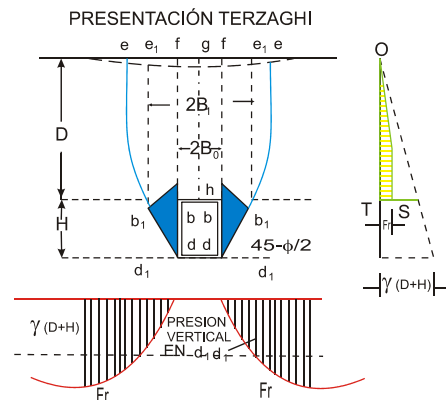


Figura 5.2 Mecanismo de arqueado en el subsuelo presentado por Terzaghi (1945)

La presión de roca H_p (altura de zona de aflojamiento) esta en función del ancho B de la excavación y de la altura H_t del túnel. La presión de roca sobre la clave de los túneles, H_p , se puede determinar con las relaciones empíricas de la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Carga de roca H_p sobre la clave de túneles, Terzaghi (1945)

Roca	Valor de altura de roca H_p , (en pies)	
Moderadamente en bloques	$H_p = 0.25B$	a $H_p = 0.35(B + H_t)$
Muy fracturada	$H_p = 0.35(B+H_t)$ a $H_p = 1.10 (B+H_t)$	

B: Ancho de la excavación; H_t : Altura de la excavación

Supongamos un túnel en una masa rocosa con formaciones de bloques, con una calidad media. Las dimensiones se muestran en la Figura 5.3, la altura de la carga de roca H_p actuando en la clave del túnel, se determina con las expresiones de la Tabla 5.1.

Ancho $B = 14 \text{ m}$

Altura del túnel $H_t = 14 \text{ m}$

$H_p = 0.25B = 0.25(14) = 3.5 \text{ m}$

$H_p = 0.35(B+H_t) = 0.35(14+14) = 9.8 \text{ m}$

Considerando el peso volumétrico de la roca 2.42 t/m^3 , la carga de roca se obtiene:

$$P = \gamma \cdot H_p$$

$$P = 2.42(3.5) = 8.5 \text{ t/m}^2$$

$$P = 2.42(9.8) = 23.7 \text{ t/m}^2$$

Para este caso la presión ejercida en la clave del túnel, se encuentra en un rango de 8 a 24 t/m^2 . Lo que resulta muy distante entre el juego de valores. Estos resultados son de ayuda para dar una idea en el diseño preliminar para los elementos de soporte en la excavación.

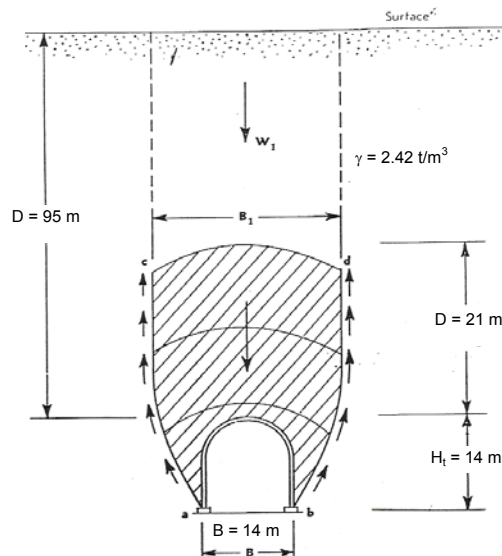


Figura 5.3 Dimensiones del túnel ejemplo

5.2 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

Para el diseño de una excavación subterránea se requiere determinar una presión para diseñar el sistema de soporte. Sin embargo, ha sido demostrado que en cualquier clase de masa de suelo o roca, es posible realizar una excavación subterránea sin soporte, siempre y cuando no exceda ciertas dimensiones. En México un caso son las grutas de Cacahuamilpa, caverna natural con una abertura de más de 100 m. Como lo hace ver Barton (1975), quien ha compilado más de 30 casos de excavaciones permanentes en masas rocosas sin refuerzo, no hay manera de saber qué tan cerca están esas excavaciones del debilitamiento y por lo tanto podría argumentarse que la estimación del claro de la excavación sin refuerzo siempre será conservadora, Figura 5.4.

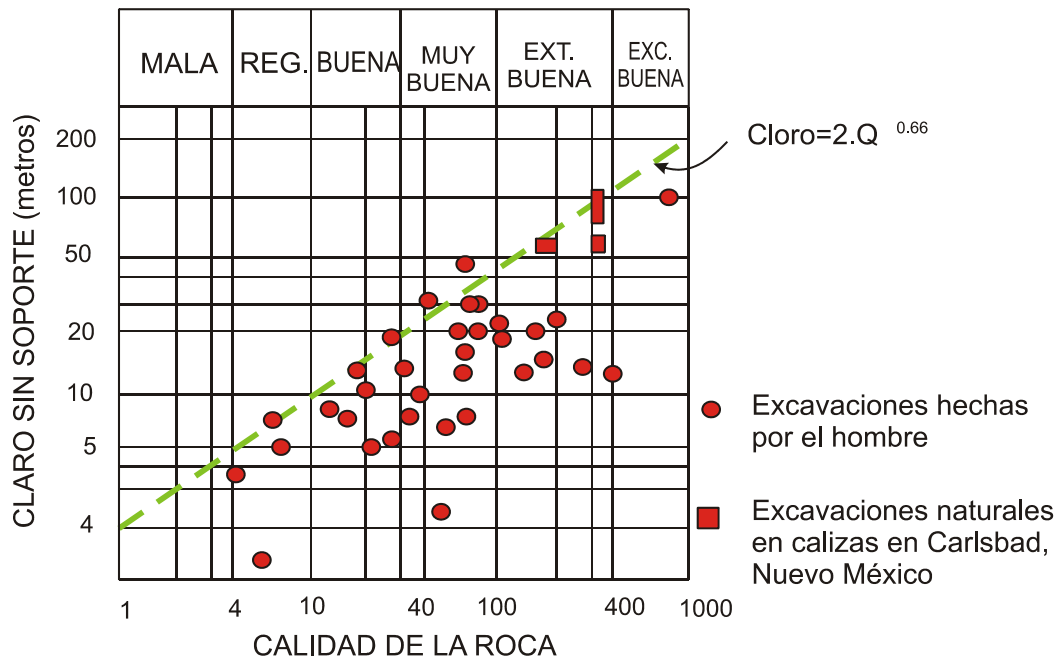


Figura 5.4 Excavaciones sin refuerzo hechas por el hombre y naturales, en masas rocosas de diferentes calidades (Barton, 1975).

Así pues, es evidente que alrededor de una excavación subterránea se genera de manera natural un mecanismo que es responsable de la estabilidad de la excavación cuando no se coloca ademe o refuerzo interior alguno (Chunlin, 2006), Figura 5.5. El método simplificado que se presenta define dicho mecanismo natural de estabilidad (Bello, 1977) que es dependiente de las propiedades mecánicas de la masa rocosa, de las dimensiones y geometría general de la excavación proyectada.



Figura 5.5 Túnel sin elementos de soporte, con un diámetro de 8.0 m, excavado en conglomerados.

La redistribución de los esfuerzos principales que puede predecirse con la aplicación de las teorías de la elasticidad o plasticidad alrededor de una abertura formada por un sólido sujeto a la acción de un campo de esfuerzos unidireccionales, también hace pensar que el arqueo en la masa de suelo alrededor de una excavación subterránea, tiene validez en cuanto que tales teorías predicen un incremento de esfuerzos verticales a los lados de las tangentes verticales de la excavación y un incremento de los esfuerzos horizontales en las inmediaciones de la clave. También es importante notar que el concepto de arqueo forma parte de un grupo numeroso de los métodos propuestos para analizar y diseñar túneles, sobre todo de aquellos propuestos en las primeras tentativas de análisis para este tipo de obras.

La hipótesis de que un arco se genera naturalmente en la masa de roca se ha adoptado en este desarrollo y se considera que su forma es parabólica, en congruencia con la más alta capacidad de las masas de suelo para soportar esfuerzos de compresión, en comparación con su habilidad para soportar esfuerzos de tensión. La formación del arco de carga en relación con la excavación se muestra en la Figura 5.6, se considera que la presión por arriba del arco de carga es distribuida por este elemento hacia los lados de la excavación y es el mecanismo con que los esfuerzos son redistribuidos bajo la excavación; los esfuerzos inducidos en el arco de carga se consideran uniformes en todo su espesor.

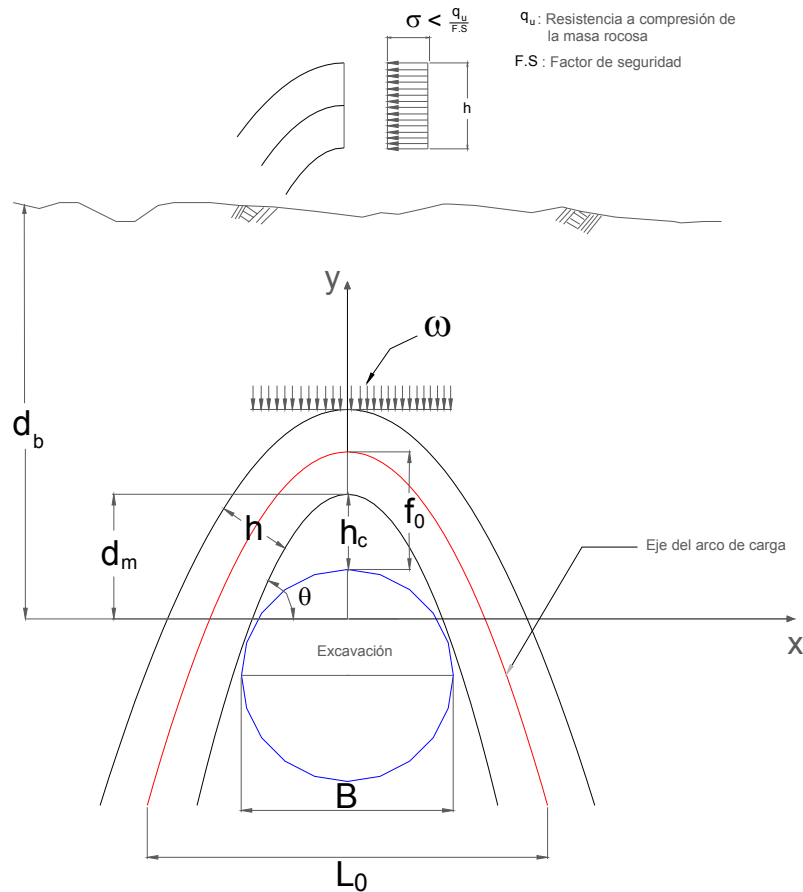


Figura 5.6 Método simplificado para el arco de carga (Bello, 1977)

Donde:

B: ancho de la excavación

L₀: ancho de la excavación medido al eje del arco

arco

f₀: Techo mínimo en la clave medido al eje del

h: Espesor del arco de carga

d_m: Techo mínimo resistente necesario

d_b: Profundidad de la base del arco

h_c: Altura de aflojamiento sobre el arco

θ: Ángulo de tangencia entre el arco y la excavación

ω: Peso tributario sobre el arco

q_u: Resistencia a compresión de la masa rocosa

A fin de que el arco de carga generado de manera natural en la masa del subsuelo, sea el mecanismo estabilizador de la excavación, los máximos esfuerzos inducidos en su espesor no deben exceder la resistencia a la compresión de la masa rocosa en ninguna sección, la ubicación crítica en una masa uniforme puede identificarse

en la sección donde el arco de carga es tangente a la abertura, en el ángulo θ .

En los casos en que los esfuerzos en el arco tangente a la excavación excedan la resistencia de la masa del suelo y éstas tenga características del comportamiento plástico, entonces, un nuevo arco de carga será generado sobre el arco en estado plástico, en una posición también definida por la condición de que el trabajo de deformación inducido en él sea un mínimo y que los esfuerzos generados ya no excedan la resistencia a compresión de la masa rocosa, la cual se incrementa conforme el nuevo arco se aleja del perímetro de la excavación, debido al confinamiento que se produce, Figura 5.7.

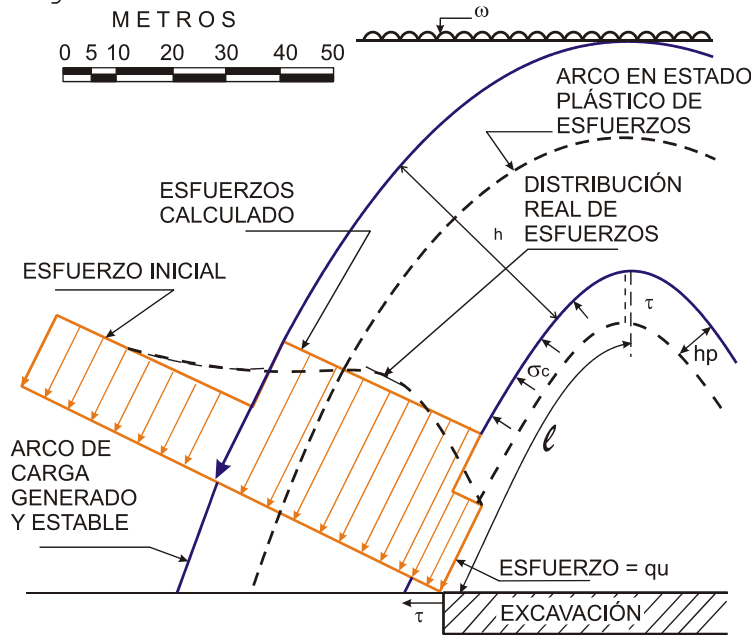


Figura 5.7 Mecanismo de estabilidad para la condición de esfuerzos plásticos perimetrales

De la Figura 5.6, se obtiene la ecuación del arco parabólico:

$$y - f_0 = -\zeta \cdot x^2 \quad (5.2)$$

$$\text{sen} \theta = \frac{\zeta \cdot L_0}{\sqrt{1 + \zeta^2 L_0^2}} \quad (5.3)$$

El trabajo de deformación inducido en el arco se obtiene:

$$\sigma = \frac{F}{h} = \frac{w}{h} \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\zeta^2}} \quad (5.4)$$

La deformación de un segmento de longitud ds es:

$$\delta = \frac{\sigma}{E} ds \quad (5.5)$$

En donde se admite una relación lineal entre esfuerzo y deformación para la masa del subsuelo en el rango de esfuerzos inducidos y siendo E su módulo de elasticidad. Entonces el trabajo de deformación inducido en el segmento de longitud ds , es:

$$dw = \frac{w^2}{4Eh\zeta^2} (1 + 4\zeta^2 x^2)^{3/2} dx \quad (5.6)$$

Integrando en la longitud total del segmento $x = -Lo/2$ a $x = Lo/2$:

$$w = \frac{w^2}{Eh8\zeta^3} \left[\frac{3}{4} \zeta \cdot Lo \sqrt{1 + \zeta^2 Lo^2} + \frac{1}{2} \zeta \cdot Lo (1 + \zeta^2 Lo^2)^{3/2} + \frac{3}{4} Ln(\zeta \cdot Lo + \sqrt{1 + \zeta^2 Lo^2}) \right] \quad (5.7)$$

Donde puede observarse que w es una función de variables independientes de Lo y θ , por lo que su valor mínimo se presenta cuando:

$$\frac{\partial w}{\partial \theta} = \frac{\partial w}{\partial Lo} = 0 \quad (5.8)$$

Y estas ecuaciones se cumplen para el juego de valores cuando el arco es tangente a la abertura:

$$\theta = 67.57^\circ \text{ y } Lo = 1.5B \quad (5.9)$$

Las características geométricas del arco de carga con el mínimo trabajo de deformación inducido pueden obtenerse una vez conocido los valores anteriores, al sustituirlos en las ecuaciones correspondientes, de esta manera se obtiene:

$$\begin{aligned} f_o &= 0.912 B \\ h &= 0.462 B \\ f_o - h/2 &= 0.681 B \end{aligned} \quad (5.10)$$

Una vez definida la posición del arco de carga estabilizador generado alrededor de la excavación, se conocen simultáneamente los esfuerzos provocados por el peso total del subsuelo entre la superficie y el arco, que es soportado por este elemento y distribuido hacia los lados de la excavación.

El material que se encuentra debajo del arco debe ser soportado en alguna forma. En masas rocosas con fisuras orientadas favorablemente con respecto a la excavación, la resistencia a tensión de la masa rocosa puede ser suficientemente para permitir que el material bajo el arco se "cuelgue" de él; en tal caso si la altura:

$$h_t = \frac{\sigma_t}{\gamma} \quad (5.11)$$

Donde:

σ_t = Resistencia a la tensión de la masa rocosa

γ = Peso volumétrico unitario

Es mayor que la distancia desde la clave de la excavación hasta la parte superior del arco de carga y no hay discontinuidades en este intervalo, el mecanismo de soporte a tensión que desarrollará para una estabilidad completa de la excavación se logrará por el trabajo de la masa de roca en sí misma, sin la ayuda de un soporte interno. La anterior descripción puede explicar en parte el hecho de que para cualquier masa rocosa es posible formar una excavación subterránea de dimensión restringida, sin que requiera soporte (Barton, 1975).

Cuando la altura h_t no es suficiente para permitir que el material abajo del arco se cuelgue de éste, se desarrollará una fractura a tensión, aún en roca masiva y la presión $P = \gamma h_t$ debe ser soportada por dentro de la excavación. Las anclas constituyen elementos capaces de transmitir al arco el peso del material que se encuentra bajo él, obligando a un comportamiento más uniforme y haciendo más fácil la generación del arco.

Ejemplo 1: aplicación del mecanismo del arco de carga en una excavación subterránea, (comportamiento elástico).

Se considera un túnel ejemplo con propiedades mencionadas en la Figura 5.8. Condiciones similares a las que se presentaría en una excavación subterránea en un proyecto hidroeléctrico.

En la Tabla 5.2 se muestran las características geométricas del arco y en la Figura 5.6 el esquema del arco final estabilizador para el túnel dado; la presión obtenida para el diseño del soporte corresponde al límite interior del arco y la clave del túnel con un valor de $P = 19.45 \text{ t/m}^2$. Cuando el comportamiento es elástico el límite interior del arco se hace tangente en las paredes de la

excavación presentándose el máximo esfuerzo inducido en el piso, en la Tabla 5.4 se muestran los resultados de las presiones inducidas.

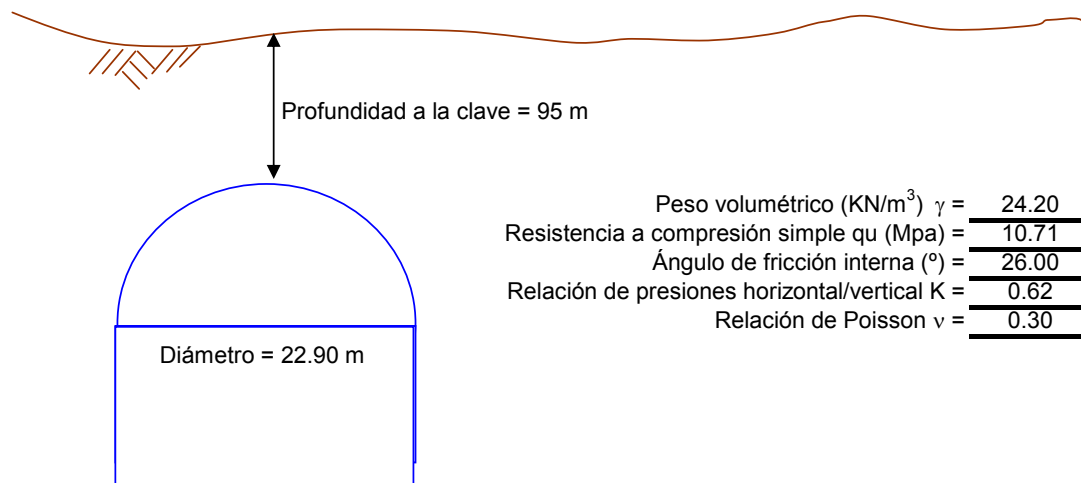


Figura 5.8 Datos para el túnel ejemplo

En la Tabla 5.2 se muestran las características geométricas del arco y en la Figura 5.4 el esquema del arco final estabilizador para el túnel dado; la presión obtenida para el diseño del soporte corresponde al límite interior del arco y la clave del túnel con un valor de $P = 19.45 \text{ t/m}^2$. Cuando el comportamiento es elástico el límite interior del arco se hace tangente en las paredes de la excavación presentándose el máximo esfuerzo inducido en el piso, en la Tabla 5.3 se muestran los resultados de las presiones inducidas.

Tabla 5.2 Características geométricas del arco

- Profundidad de su base :	$d_b = d + 0.234 D$	100.36 m
- Abertura al nivel de la base :	$B = 0.863 D$	19.76 m
- Claro del arco :	$L_o = 1.295 D$	29.66 m
- Flecha del arco :	$f_o = 0.787 D$	18.02 m
- Espesor del arco :	$h = 0.399 D$	9.14 m
- Techo mínimo resistente necesario :	$d_m = 0.750 D$	17.18 m
- Altura de aflojamiento bajo el arco :	$h_c = 0.354 D$	8.11 m

En la Figura 5.9, se muestran los puntos A y B correspondientes a la zona crítica del arco con la excavación, este punto de tangencia indica los máximos esfuerzos inducidos en las paredes de la excavación.

La presión para el diseño de los elementos de soporte se obtiene con la altura de aflojamiento:

Si altura de aflojamiento $h_c = 8.11$ m, y
Peso volumétrico $\gamma = 24.20$ KN/m³

Presión $P = (\gamma) (h_c) = 0.19$ Mpa

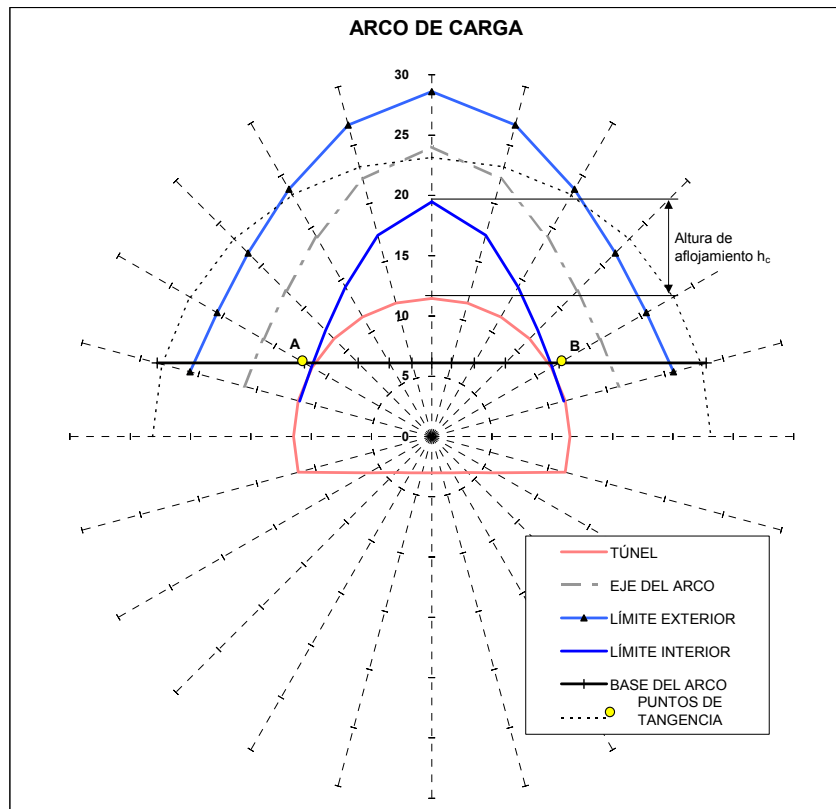


Figura 5.9 Arco de carga para el túnel propuesto

Tabla 5.3 Presiones actuantes y esfuerzos máximos inducidos, en MPa

- Presión al nivel de la base del arco :	$\omega = \gamma_c * d_b$	2.41
- Presión sobre el sistema de soporte :	$p_s = \gamma_c * h_c$	0.195
- Esfuerzos máximos inducidos en el Arco de Carga :		
- Sobre la clave :	$\sigma_{cM} = \omega * L_o^2 / 6 * f_o * h_o$	2.14
- En las paredes :	$\sigma_{pM} = \omega * (L_o / h * \text{sen } \theta - K)$	6.18

El factor de seguridad resulta al dividir la resistencia a compresión de la masa rocosa entre los esfuerzos inducidos, para ambos casos el factor de seguridad es mayor a uno. En caso de resultar menor a uno se tiene que generar otro arco hasta que el factor de seguridad sea mayor a uno.

El factor de seguridad se obtiene:

$$\text{Para la clave: } F.S = 10.71/2.14 = 4.98$$

$$\text{Para el paredes: } F.S = 10.71/6.18 = 1.73$$

En ambos casos el factor de seguridad indica un comportamiento elástico en la masa rocosa.

Ejemplo 2: aplicación del mecanismo del arco de carga en una excavación subterránea, (comportamiento plástico).

Considerando el caso de la excavación del ejemplo 1, disminuimos la resistencia a compresión de la masa rocosa, con el objeto de identificar la zona de plastificación. Los datos del túnel se muestran en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Datos para el túnel ejemplo

Diámetro del túnel, (m):	D = 22.90
Profundidad a la clave (m):	d = 95.00
<i>Propiedades de la masa rocosa sobre la clave :</i>	
Peso volumétrico (KN/m ³):	$\gamma = 24.20$
Resistencia a compresión simple (MPa):	$q_{u_c} = 3.57$
Ángulo de fricción interna (°):	$\phi = 26$
Relación de presiones horizontal/vertical :	$k = 0.62$
Relación de Poisson :	$\nu = 0.30$

En este caso con la primera iteración de cálculos, se obtiene los siguientes factores de seguridad:

$$\text{Para la clave: } F.S = 3.57/2.14 = 1.67$$

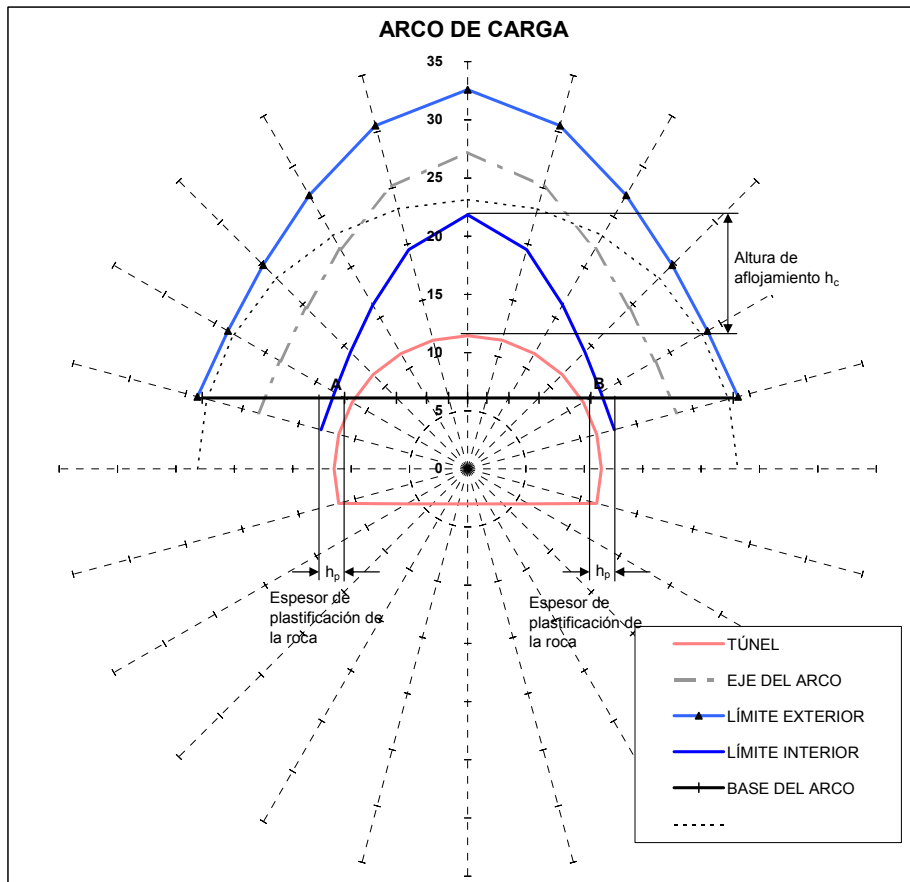
$$\text{Para las paredes: } F.S = 3.57/6.18 = 0.58$$

En las paredes de la excavación se observa que el factor de seguridad es menor a uno, el procedimiento de cálculo es generar un nuevo arco de carga que supere la zona de plastificación de la roca y esto se logra cuando $F.S > 1$.

En la Tabla 5.5 se muestran las nuevas características del arco, se observa que la altura de aflojamiento se incremento y el espesor de la zona plástica entre el arco y la pared de la excavación tiene un espesor de 1.60 m, zonas A y B de la Figura 5.10.

Tabla 5.5 Características geométricas del nuevo arco

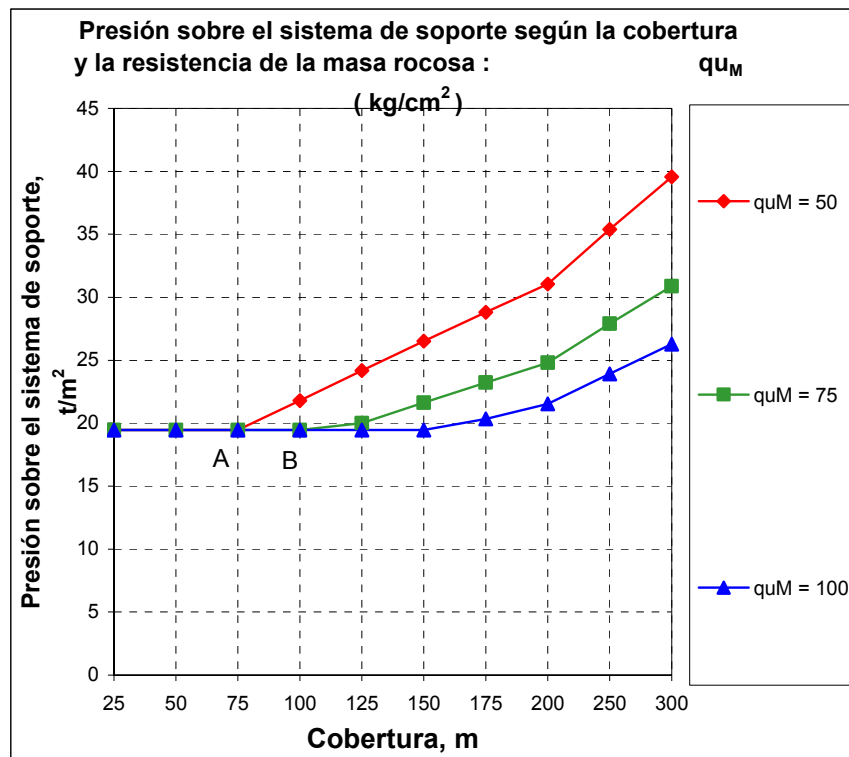
- Abertura al nivel de la base B:	23.25 m
- Claro del arco, L_0 :	34.87 m
- Flecha del arco f_0 :	21.20 m
- Espesor del arco h:	10.74 m
- Techo mínimo resistente necesario d_m :	21.22 m
- Altura de aflojamiento bajo el arco h_c :	10.48 m
- Espesor de la zona plástica h_p :	1.61 m

**Figura 5.10** Arco de carga para el túnel propuesto

Las presiones actuantes, se muestran en la Tabla 5.6, la presión para el diseño de soporte es de 0.25 MPa y el esfuerzo máximo inducido es de 4.91 MPa, valor superior a la resistencia a compresión de la masa rocosa. Este comportamiento plástico en la excavación conduce a esperar una mayor deformación en las paredes, que en la clave.

Tabla 5.6 Presiones actuantes y esfuerzos máximos inducidos, en MPa

- Presión al nivel de la base del arco :	2.41
- Presión sobre el sistema de soporte :	0.25
- Esfuerzos máximos inducidos en el Arco de Carga :	
- Sobre la clave :	2.14
- En las paredes :	4.91

**Figura 5.11** Variación de la presión sobre el sistema de soporte y la cobertura de la roca

En la Figura 5.11 se muestra la variación de la presión sobre el sistema de soporte con la cobertura de roca en la clave del túnel ejemplo. Los puntos A y B, indican la profundidad a la cual comienza a plastificarse la roca, esto es, en el orden de 75 y 100 m respectivamente. Los esfuerzos inducidos superan la resistencia a compresión de la masa rocosa, qu_m en esas profundidades.

Por otra parte esta gráfica, ayuda a determinar el rango de las presiones inducidas en función del valor estimado de la resistencia a compresión de la masa rocosa, teniendo idea del comportamiento esperado en la excavación.

5.3 MÉTODO ELASTOPLÁSTICO GENERAL PARA EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS EN UN MEDIO GEOESTÁTICO

A principios de siglo se enfocó la atención de muchos investigadores al problema de excavaciones subterráneas, el cual implicaba en su solución la utilización de una teoría acorde con las necesidades y características propias del medio. El análisis y la metodología de aproximación al problema, llevó a la utilización de la teoría de la elasticidad como punto de partida para determinar los esfuerzos y deformaciones inducidos alrededor de una excavación. La solución de ecuaciones de equilibrio, de compatibilidad de desplazamientos y constitutivas del material, fueron necesarias, para tener un punto de partida en la solución del problema, (Brown *et al*, 1993).

Las soluciones analíticas cerradas que describen el comportamiento elastoplástico alrededor de excavaciones circulares, son usadas ampliamente para la valoración del diseño en la excavación y los elementos de soporte (Carranza-Torres, 1999); y son necesarias simplificaciones en los análisis, para valorar posibles correcciones en los análisis numéricos.

Siguiendo el proceso matemático planteado por Bello (2005), las expresiones para los esfuerzos radiales, tangenciales y cortantes redistribuidos alrededor de un túnel en un medio geoestático deben de satisfacer las Ecuaciones de Equilibrio para ese medio, las cuáles se muestran en el grupo 5.12, y la condición de compatibilidad entre esfuerzos y deformaciones, tal como lo requiere la teoría de la elasticidad, (Timoshenko, 1951).

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \gamma \cos \theta = 0$$

(5.12)

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} - \gamma \sin \theta = 0$$

Una investigación analítica sobre los términos que podrían cumplir con tales requerimientos conduce a la conclusión de que los términos del grupo 5.13, en efecto satisfacen tales ecuaciones y condiciones:

Para el esfuerzo radial

$$\sigma_r = 2k_1 + \frac{k_2}{r^2} - 2k_3 \cos 2\theta - \frac{6k_4}{r^4} \cos 2\theta - \frac{4k_5}{r^2} \cos 2\theta + k_7 r \cdot \cos \theta + k_8 r \cdot \text{sen}^2 \theta \cos \theta$$

Para el esfuerzo tangencial

$$\sigma_\theta = 2k_1 - \frac{k_2}{r^2} + 2k_3 \cos 2\theta + \frac{6k_4}{r^4} \cos 2\theta + k_6 r \cdot \cos \theta - k_8 r \cdot \text{sen}^2 \theta \cos \theta \quad (5.13)$$

Para el esfuerzo cortante

$$\tau_{r\theta} = \left(2k_3 - \frac{6k_4}{r^4} - \frac{2k_5}{r^2} \right) \cdot \text{sen} 2\theta + k_8 r \cdot \text{sen} \theta \cdot \cos^2 \theta$$

Los términos con los coeficientes $k_{1...5}$ tienen la forma para dar la solución de presiones uniformes y se complementan con los términos de los coeficientes $k_{6...8}$ en el grupo 5.14, los cuáles proporcionan en la superficie los esfuerzos geostáticos originales actuantes siendo muy próximos a cero; lo mismo resulta para los esfuerzos cortantes.

$$k_1 = \frac{p_v + p_h}{4}$$

$$k_2 = [(p_{iv} + p_{ih}) - (p_v + p_h) + \gamma \cdot a] \frac{a^2}{2}$$

$$k_3 = -\frac{p_v - p_h}{4}$$

$$k_4 = [(p_{iv} - p_{ih}) - 3(p_v - p_h) + \gamma \cdot a] \frac{a^4}{12}$$

$$k_5 = [2(p_v - p_h) - (p_{iv} - p_{ih}) - \gamma \cdot a] \frac{a^2}{4}$$

$$k_6 = -K_0 \cdot \gamma$$

$$k_7 = -\gamma$$

$$k_8 = (1 - K_0) \cdot \gamma \quad (5.14)$$

El cumplimiento de las condiciones de frontera para los esfuerzos finalmente actuantes en el perímetro del túnel, en la clave y en las paredes en el diámetro horizontal, en puntos muy alejados del túnel sobre este mismo diámetro y en puntos a gran profundidad bajo el túnel, proporcionan un sistema de ocho ecuaciones que tomadas como simultáneas

conducen a determinar las expresiones para los coeficientes $k_{1..8}$, resultan funciones de las presiones originalmente actuantes a la profundidad del eje del túnel presión vertical y horizontal p_v y p_h , de las presiones internas actuantes en el perímetro del túnel, vertical en la clave p_{iv} y horizontal en la pared p_{ih} , del peso volumétrico de la masa del subsuelo γ , de la relación de esfuerzos K_0 , del radio del túnel a , y de la profundidad del eje del túnel D .

Las diferencias entre los esfuerzos redistribuidos y los originales geostáticos permiten determinar los desplazamientos generados en la dirección radial, u , y en la dirección tangencial v , mediante la solución de las ecuaciones diferenciales del grupo 5.15. Considerando los parámetros E, ν correspondientes al módulo de elasticidad del material y al módulo de Poisson respectivamente, las ecuaciones diferenciales esfuerzo deformación son:

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{1+\nu}{E} \cdot [(1-\nu) \cdot \Delta\sigma_r - \nu \cdot \Delta\sigma_\theta]$$

$$\frac{u}{r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial v}{\partial \theta} = \frac{1+\nu}{E} \cdot [(1-\nu) \cdot \Delta\sigma_\theta - \nu \cdot \Delta\sigma_r] \quad (5.15)$$

Las expresiones resultantes para los desplazamientos u y v se muestran en el grupo 5.16:

Desplazamientos radiales u

$$u = \frac{1+\nu}{E} \left[\begin{aligned} & 2k_1(1-2\nu)r - \frac{k_2}{r} - \left(2k_3r - \frac{2k_4}{r^3} \right) \cos 2\theta + \frac{4k_5}{r}(1-\nu) \cos 2\theta - k_6 \frac{r^2}{2} \cos \theta + k_7 \frac{r^2}{2} (1-\nu) \cos \theta + \\ & k_8 \frac{r^2}{2} \sin^2 \theta \cdot \cos \theta - \gamma \cdot (1+K_0) \cdot \left(D \cdot r - \frac{r^2}{2} \cos \theta \right) \cdot \left(\frac{1-\nu}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma \cdot (1-K_0) \cdot \left(D \cdot r - \frac{r^2}{2} \cos \theta \right) \cdot \cos 2\theta \end{aligned} \right]$$

Desplazamientos tangenciales v :

$$v = \frac{1+\nu}{E} \left[\frac{2k_4}{r^3} - \frac{2k_5}{r} (1-\nu) \right] \cdot \sin 2\theta \quad (5.16)$$

La magnitud de los desplazamientos puede calcularse numéricamente mediante las expresiones del grupo 5.16, que representan los desplazamientos originados en la roca por la redistribución de esfuerzos.

Ejemplo de aplicación de la solución elastoplástica

Se considera una excavación para un túnel en roca ignimbrita con las siguientes propiedades, Tabla 5.7.

Tabla 5.7 Datos para la excavación

Diámetro del túnel, (m):	D = 22.90
Profundidad a la clave (m):	d = 95.00
<i>Propiedades de la masa rocosa sobre la clave :</i>	
Peso volumétrico (KN/m ³):	$\gamma = 24.20$
Resistencia a compresión simple (MPa):	$q_{uc} = 10.71$
Ángulo de fricción interna (°):	$\phi = 26$
Relación de presiones horizontal/vertical :	$k = 0.62$
Relación de Poisson :	$\nu = 0.30$

El problema se resuelve asumiendo que la roca tendrá un comportamiento elastoplástico, aplicado a la roca ignimbrita en donde se realizará la excavación.

En la Figura 5.12 se muestran los resultados obtenidos para los esfuerzos elásticos geoestáticos redistribuidos en la clave y en las paredes al concluir la zona excavada; se observa que los valores obtenidos son inferiores a la resistencia a compresión simple de la masa rocosa.

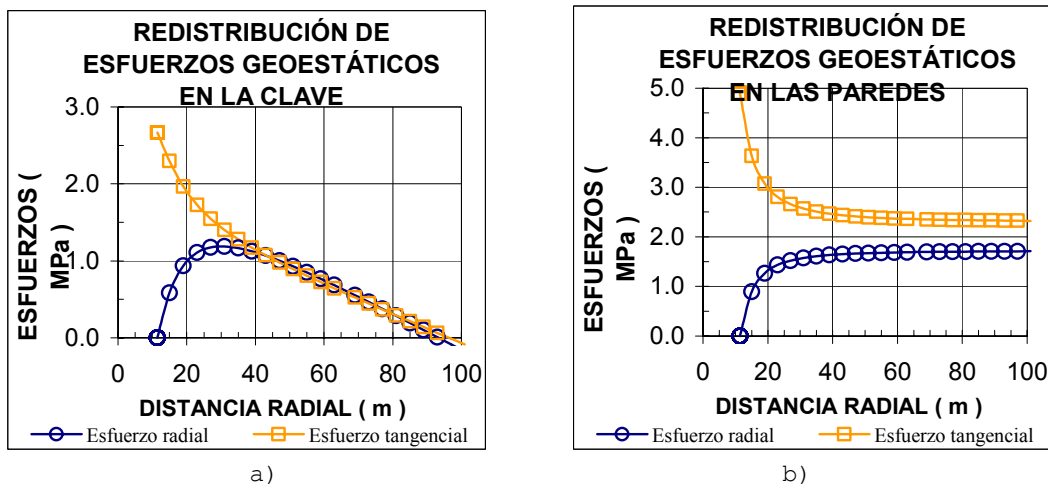


Figura 5.12 Redistribución de esfuerzos en la excavación.
a) En la clave b) En las paredes

En la Figura 5.12a se observa que los esfuerzos tangenciales son máximos en la distancia radial $r = 11.45$ m (alrededor de la excavación) y nulos en la superficie del terreno (cobertura de roca $d = 95$ m), de la misma manera los esfuerzos radiales toman valores hasta llegar a tomar un valor de cero en la superficie.

De igual manera en la Figura 5.12b los esfuerzos tangenciales son máximos en la pared de la excavación y disminuyen hacia el interior de la masa rocosa. Los esfuerzos radiales tienen un valor de cero en las paredes y se incrementan hacia la profundidad de la excavación. En ambos casos los esfuerzos actuantes no superan la resistencia a compresión de la masa rocosa, lo que conduce a determinar una redistribución de esfuerzos del tipo elástico.

En la Figura 5.13 se muestran los desplazamientos obtenidos en la clave y en la pared al término de la excavación. Es evidente esperar una mayor deformación en la clave que en las paredes, la Figura 5.13a y 5.13b indica el comportamiento elástico de la masa rocosa, esto es, una mayor deformación en la clave que en las paredes.

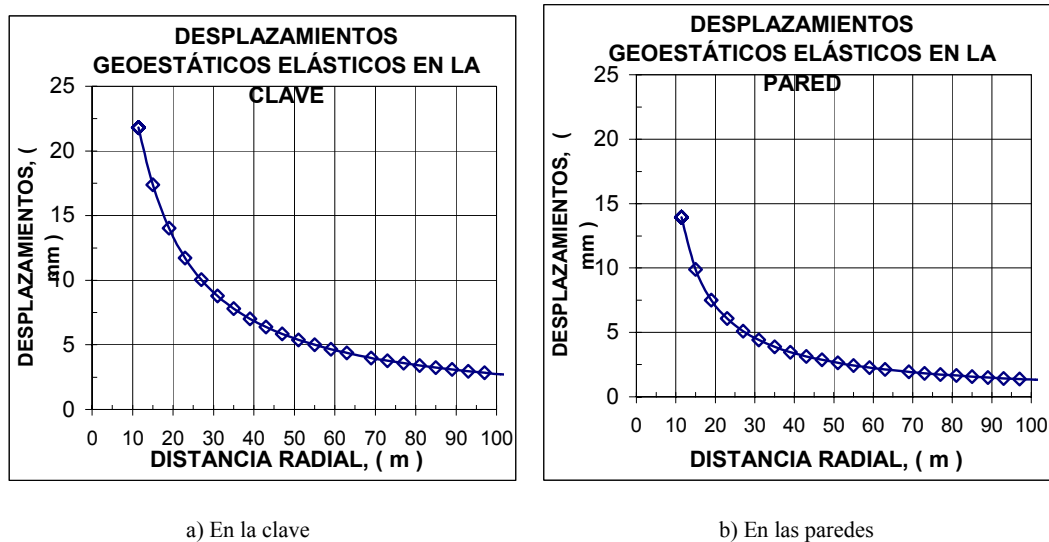


Figura 5.13 Desplazamientos elásticos al término de la excavación

5.4 COMPARACIÓN DE LAS SOLUCIONES

En la Tabla 5.8 se muestra el resumen de resultados en los análisis con las soluciones cerradas. El método de Terzaghi y el método simplificado para el análisis de esfuerzos, determinan la altura de aflojamiento del material actuando sobre la clave de la excavación, con valores del orden de 8 a 10 m, coincidiendo en una presión inducida de de 0.2 MPa, esta presión ayuda a determinar el diseño de los elementos de soporte para la estabilidad de la excavación. Se puede considerar menos conservador el método propuesto por Terzaghi.

El método elastoplástico tiene una ventaja sobre los métodos anteriores, la de determinar los desplazamientos alrededor de la excavación y los esfuerzos inducidos. Los esfuerzos máximos obtenidos se encuentran en el orden de 2.6 MPa y 5.11 MPa, en la clave y paredes respectivamente, valores que se acercan a los calculados con el método simplificado de 2.14 MPa en la clave y 6.18 MPa en las paredes. En ambos casos no superan la resistencia a compresión de la masa rocosa ($q_u = 10$ MPa), por lo que el comportamiento esperado alrededor de la excavación es elástico.

Los desplazamientos obtenidos corresponden a 22 y 14 mm en la clave y en las paredes respectivamente; este juego de valores indica una mayor deformación en la clave que en las paredes al término de la excavación.

Tabla 5.8 Resumen de la comparación entre las soluciones cerradas, en el túnel ejemplo

MÉTODO	Altura de aflojamiento sobre la clave (m)	Carga de Roca (MPa)	Esfuerzos máximos tangenciales		Desplazamientos máximos	
			En la Clave (MPa)	En las Paredes (MPa)	En la Clave (mm)	En las Paredes (mm)
Terzaghi	9.80	0.24	---	---	---	---
Simplificado para el análisis de Estabilidad	8.11	0.20	2.14	6.18	---	---
Elastoplástico para un túnel en un medio geoestático	---	---	2.63	5.11	22	14

CAPÍTULO 6

6. EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS. ANÁLISIS NUMÉRICO

Cuando se tienen problemas complejos y condiciones de frontera difíciles, los ingenieros recurren a métodos numéricos que proporcionan soluciones aproximadas aceptables.

El grado de aproximación obtenido con el método de elementos finitos, FEM, depende de la aplicación, esto es, un programa podrá ser adecuado para un cierto tipo de análisis y para otro tal vez sea deficiente, por ello es necesario tener un conocimiento general del método y del programa que se desea emplear para poder aplicar la técnica adecuadamente.

Desde el punto de vista matemático, el método de elemento finito es una técnica numérica que resuelve ecuaciones diferenciales parciales por medio de la discretización de dichas ecuaciones en sus dimensiones espaciales. La discretización se lleva a cabo localmente sobre regiones que tienen formas simples pero arbitrarias. Este proceso da como resultado ecuaciones matriciales que relacionan las solicitaciones especificadas en los nodos con las respuestas esperadas en estos mismos puntos. A fin de tratar de resolver ecuaciones sobre un medio de gran extensión las ecuaciones matriciales establecidas para cada elemento deben ensamblarse nodo por nodo, obteniendo ecuaciones matriciales globales, es entonces de esta manera posible obtener la solución de las ecuaciones globales y subsecuentemente las respuestas en cualquier punto localizado dentro del dominio del análisis.

Desde el punto de vista geotécnico, el método de elemento finito, modela una masa de materiales geológicos (suelo y rocas) como un medio continuo, mediante las leyes constitutivas del comportamiento de los geomateriales. A fin de superar las dificultades de la variación de los esfuerzos y desplazamientos el método de elemento finito, supone dentro de una región pequeña una variación lineal o cuadrática de desplazamientos. Cuanto más pequeña sea la región discretizada, más acertada resulta dicha hipótesis.

A nivel material, el comportamiento se refiere a esfuerzos y deformaciones en un punto, mientras que a nivel estructural, se considera como un problema de contorno en el que las cantidades más comunes a tratar son las fuerzas y desplazamientos. Una de las dificultades más comunes que

plantea el uso de la mecánica del medio continuo para representar el comportamiento de materiales se debe precisamente a las grandes diferencias entre el material ideal y el material real y también a que los campos de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en una muestra pueden ser muy distintas variables dependiendo de la parte de la muestra que se trate, mientras que los utilizados para la modelación son una aproximación teórica de tipo promedio en un cierto volumen representativo.

El rango de aplicabilidad de los distintos modelos se relaciona directamente con la escala de observación. Por ejemplo para el caso del concreto, dichas escalas podrían ser desde la estructura cristalina, especímenes de laboratorio, hasta simulaciones de una cortina de concreto como el caso de una presa. Los modelos basados en el medio continuo pueden ser aplicados en cada caso y llevados más allá de la rotura siempre y cuando algunas cantidades como por ejemplo, el daño del material por procesos de deformación sea localizado adecuadamente a una cierta región.

A partir del momento en que debido a un proceso de carga específico, ocurre un fenómeno de localización, como por ejemplo una grieta, el material ya no puede seguir siendo tratado como un continuo. Para representar de manera rigurosa las estructuras del material discontinuo surgen los modelos discretos.

Una manera de discretizar un cuerpo o estructura es dividirlo en un sistema equivalente de partes o unidades de tal manera que un sistema constituido por tales unidades represente el cuerpo original. La solución se formula para cada unidad, las cuales al combinarse proporcionan la solución del cuerpo o estructura original, aunque el procedimiento es simplificado la cantidad de datos es muy grande y depende del número de partes en que se divida el cuerpo en estudio. La discretización es el proceso mediante el cual el medio continuo es subdividido en un sistema equivalente de elementos finitos. La Figura 6.1 muestra un ejemplo para discretizar una región con elementos triangulares.

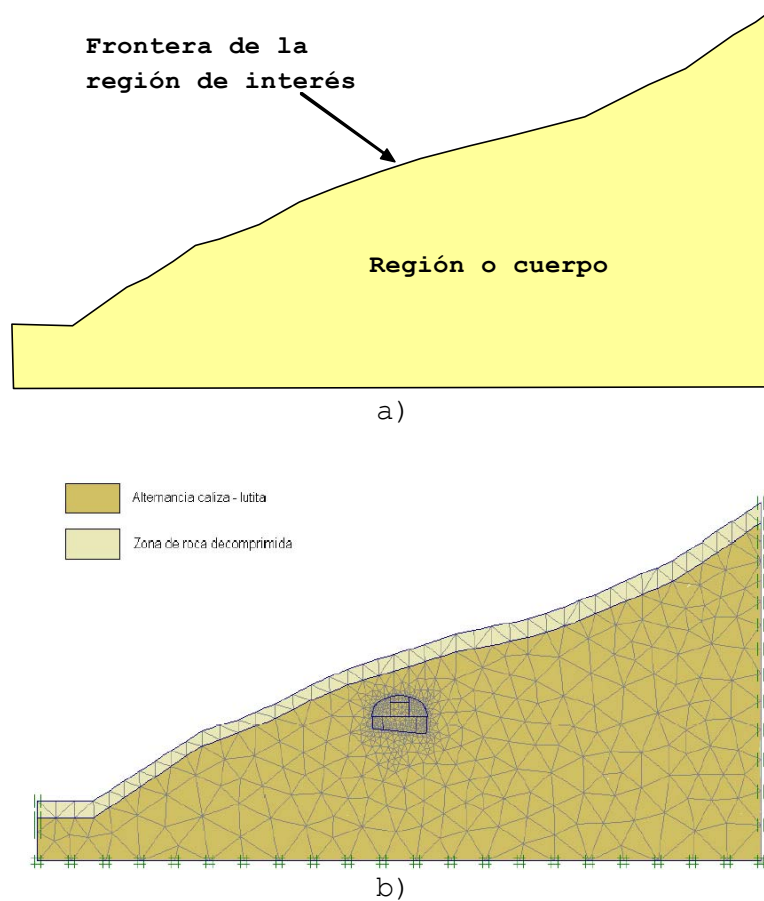


Figura 6.1 Idealización de una región bidimensional (estado plano de esfuerzos) mediante elementos finitos
 a) Región bidimensional de estudio b) Idealización mediante elementos finitos

6.1 ASPECTOS BÁSICOS

La técnica modela al medio mediante una asociación de zonas pequeñas con geometría regular conocidas con el nombre de elementos. Los elementos están interconectados entre sí mediante puntos nodales que usualmente se encuentran ubicados en sus esquinas. Cada uno de los elementos es finito, es decir geoméricamente definido, limitado en tamaño y en grados de libertad, de ahí el nombre del método¹.

Asimismo, a cada elemento que conforma la malla se le asocia una relación de esfuerzo-deformación acorde al comportamiento real del medio. Esta relación está descrita por una ley constitutiva del suelo.

¹ Los aspectos básicos de la metodología del FEM, fueron tomados del libro "Finite element analysis in geotechnical engineering, theory" de los autores Potts M. D. y Zdravkovic Lidija, 1999.

6.1.1 PROCESO DE ANÁLISIS

Básicamente consiste en que, cualquier cambio en las condiciones originales del sistema provocará un desplazamiento de los nodos de los elementos afectados, y estos desplazamientos a su vez impactarán en el comportamiento de los elementos vecinos y así sucesivamente.

Dado que los desplazamientos en cualquier punto del elemento están relacionados con los desplazamientos en los nodos, es posible calcular los esfuerzos en el elemento a partir de relaciones esfuerzo-deformación, por lo que los desplazamientos en los nodos son las variables fundamentales. El método de elemento finito, incluye los siguientes pasos:

Elementos de discretización. Este es el proceso de modelar la geometría en pequeñas regiones en términos de elementos finitos estos elementos tienen nodos definidos. Simplificaciones y aproximaciones pueden ser necesarias durante este proceso. La geometría es remplazada por una malla de elementos finitos. Para problemas de dos dimensiones son usuales elementos de forma triangular o cuadrilátera.

Esta geometría es especificada en términos de coordenadas de puntos, llamados nodos, Figura 6.2. Si los elementos finitos tienen lados curvos, entonces son utilizados nodos adicionales a la mitad del lado curvo.

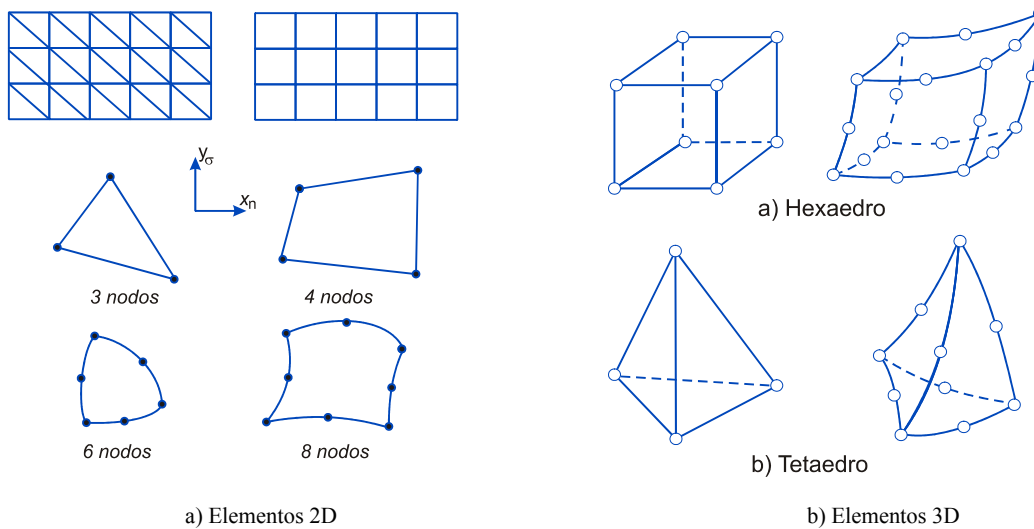


Figura 6.2 Elementos finitos típicos (Potts, 1999)

Los elementos están interconectados entre sí mediante puntos nodales que usualmente se encuentran ubicados en las

esquinas. Cada elemento geoméricamente es definido, limitado en tamaño y en grados de libertad.

La malla de elementos finitos debe reproducir las condiciones geométricas del análisis. El número de elementos a emplear para formar la malla debe elegirse bajo el principio de que un gran número de elementos si bien incrementa la exactitud del análisis, por otro lado genera un gran esfuerzo para generar la malla. En general, la mejor malla es la más simple.

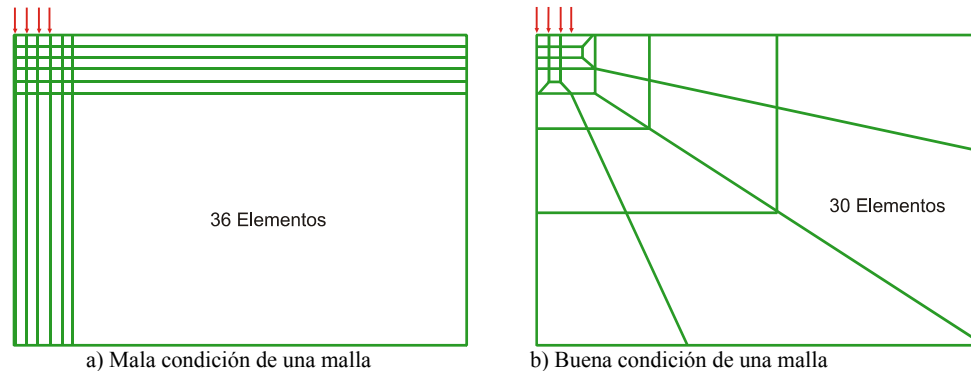


Figura 6.3 Condiciones para la elaboración de una malla.

Puntos nodales. Cada uno de los elementos se define por nodos y por su entorno constituido por líneas, generalmente rectas. Cada nodo tiene seis componentes de desplazamiento: desplazamientos en las direcciones x , y , y z , y de rotación respecto a los ejes x , y , y z . Las direcciones asociadas con estas seis componentes de desplazamiento son conocidas como *grados de libertad* de los puntos nodales.

Los grados de libertad asociados a cada nodo dependen del tipo de elemento que conformen y de las condiciones especiales del análisis, como es el caso de los nodos ubicados en la frontera de la malla de elementos.

Cada programa contiene su propio catálogo de elementos finitos, en la Tabla 6.1 se ejemplifican los diferentes grados de libertad que puede tener un nodo en función del tipo de elemento, en la Figura 6.5 se indican las restricciones de los nodos situados en la frontera de la malla.

Modelo de desplazamiento. Se considera que el modelo de desplazamiento representa en forma aproximada la distribución real de desplazamientos. En dos dimensiones los desplazamientos de deformación plana se caracterizan por los desplazamientos globales u y v , en los ejes coordenados x y y respectivamente.

El desplazamiento sobre cada elemento se considera que tiene una forma polinomial, donde el orden del polinomio depende del número de nodos en el elemento. Los componentes de los desplazamientos son expresados en términos de los valores en los nodos. Por ejemplo, considerando las ecuaciones que definen el desplazamiento para tres nodos de un elemento triangular, Figura 6.4:

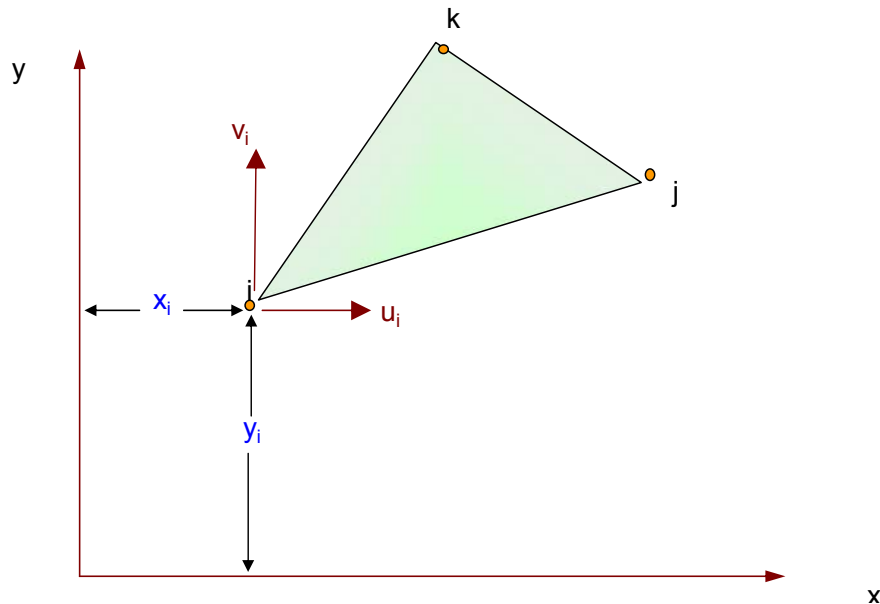


Figura 6.4 Elemento de tres nodos en una malla de elemento finito

Los desplazamientos u y v :

$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2x + a_3y \\ v &= b_1 + b_2x + b_3y \end{aligned} \quad (6.1)$$

Las seis constantes a_1 , a_2 , a_3 , b_1 , b_2 y b_3 , pueden ser expresados en términos de desplazamientos nodales al sustituir las coordenadas i , j , k del nodo en las ecuaciones (6.1) y la solución de las ecuaciones resulta:

$$\begin{aligned} u_i &= a_1 + a_2x_i + a_3y_i \\ u_j &= a_1 + a_2x_j + a_3y_j \\ u_k &= a_1 + a_2x_k + a_3y_k \end{aligned} \quad (6.2)$$

$$\begin{aligned} v_i &= b_1 + b_2x_i + b_3y_i \\ v_j &= b_1 + b_2x_j + b_3y_j \\ v_k &= b_1 + b_2x_k + b_3y_k \end{aligned} \quad (6.3)$$

En forma matricial, la solución de las ecuaciones simultáneas en términos de los desplazamientos nodales u y v , está definida por la expresión (6.4).

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = [N] [u_i \cdot u_j \cdot u_k \cdot v_i \cdot v_j \cdot v_k]^T = [N] \cdot \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad (6.4)$$

Donde la matriz $[N]$ es la matriz de funciones de coordenadas. Los desplazamientos u y v , son ahora expresados en términos de esos valores en los nodos.

La precisión de los análisis del elemento finito depende del tamaño de los elementos para satisfacer las condiciones de compatibilidad.

Ecuaciones elementales. Son aquellas que gobiernan el comportamiento deformacional de cada elemento. Esencialmente combinan la compatibilidad entre desplazamientos y deformaciones, el equilibrio entre fuerzas y esfuerzos.

Los desplazamientos están dados por las ecuaciones (6.5) y las deformaciones correspondientes a estos desplazamientos por las ecuaciones (6.6).

$$[\Delta d] = \begin{bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{bmatrix} = [N] \begin{bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{bmatrix}_n = [N] [\Delta d]_n \quad (6.5)$$

$$\Delta \varepsilon_x = -\frac{\partial \Delta u}{\partial x}; \quad \Delta \varepsilon_y = -\frac{\partial \Delta v}{\partial y}; \quad \Delta \gamma_{xy} = -\frac{\partial \Delta u}{\partial y} - \frac{\partial \Delta v}{\partial x}$$

$$\Delta \varepsilon_z = \Delta \gamma_{xz} = \Delta \gamma_{zy} = 0$$

$$[\Delta \varepsilon]^T = \left[\Delta \varepsilon_x \quad \Delta \varepsilon_y \quad \Delta \gamma_{xy} \quad \Delta \varepsilon_z \right]^T \quad (6.6)$$

Combinando los desplazamientos con las deformaciones, ecuaciones (6.5) y (6.6) para cada elemento con n nodos, se llega a:

$$\begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \varepsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta v_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta v_2 \\ \dots \\ \Delta u_n \\ \Delta v_n \end{bmatrix} \quad (6.7)$$

Se puede escribir (6.7) como:

$$[\Delta\varepsilon] = [B][\Delta d]_n \quad (6.8)$$

Donde la matriz $[B]$, contiene únicamente las derivadas de las funciones N_i , mientras $[\Delta d]_n$ contiene la lista de los desplazamientos nodales para un elemento.

Modelo constitutivo. Para propósitos de cálculo el comportamiento constitutivo, puede ser expresado matemáticamente:

$$[\Delta\sigma] = [D][\Delta\varepsilon] \quad (6.9)$$

En forma matricial adquiere la forma:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{bmatrix} \quad (6.10)$$

Donde la matriz $[D]$, es la matriz que representa el comportamiento de los materiales; para el caso de materiales elásticos lineales, adquiere la forma:

$$\frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ u & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \left(\frac{1-\nu}{2}\right) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \left(\frac{1-\nu}{2}\right) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \left(\frac{1-\nu}{2}\right) \end{bmatrix} \quad (6.11)$$

Donde E y ν son el módulo de Young y la relación de Poisson.

Para determinar las ecuaciones elementales que determinan el comportamiento del material, el principio de energía mínimo es definido:

$$\delta\Delta E = \delta\Delta W - \delta\Delta L = 0 \quad (6.12)$$

Donde:

E: Total energía potencial

W: Energía de deformación

L: Trabajo debido a la aplicación de cargas

La energía de deformación, ΔW , se define como:

$$\Delta W = \frac{1}{2} \int_{Vol} [\Delta \varepsilon]^T [D] [\Delta \varepsilon] dVol \quad (6.13)$$

El trabajo realizado por las cargas aplicadas, ΔL , puede ser dividido en contribuciones de fuerzas de cuerpo, expresadas como:

$$\Delta L = \int_{Vol} [\Delta d]^T [\Delta F] dVol + \int_{Srf} [\Delta d]^T [\Delta T] dSrf \quad (6.14)$$

Donde:

$[\Delta d]^T = [\Delta u, \Delta v]$: desplazamientos

$[\Delta F]^T = [\Delta F_x, \Delta F_y]$: fuerzas de cuerpo

$[\Delta T]^T = [\Delta T_x, \Delta T_y]$: esfuerzos superficiales (cargas, presiones)

Srf : es la parte del límite sobre el dominio sobre los esfuerzos superficiales que están aplicadas.

Combinando las ecuaciones (6.13) y (6.14), donde la integral de volumen es sobre el volumen de cada elemento y la integral de superficie es sobre la porción del límite de cada elemento de los esfuerzos superficiales, es equivalente a las ecuaciones:

$$\sum_{i=1}^N [K_E]_i ([\Delta d]_n)_i = \sum_{i=1}^N [\Delta R_E]_i \quad (6.15)$$

Donde:

$[K_E] = \int_{Vol} [B]^T [D] [B] dVol$ = matriz de rigidez del elemento

$[\Delta R_E] = \int_{Vol} [N]^T [\Delta F] dVol + \int_{Srf} [N]^T [\Delta T] dSrf$ = el segundo sumando es el vector de cargas

De esta manera el problema se reduce a determinar por separado las ecuaciones de equilibrio para cada elemento:

$$[K_E] [\Delta d]_n = [\Delta R_E] \quad (6.16)$$

Integración numérica. Para la evaluación de la matriz de rigideces y del vector de cargas, se realiza utilizando la integración numérica. Esencialmente la integración de las funciones es sustituida por la suma de los pesos de las funciones, evaluadas entre un número de puntos de integración, Figura 6.5.

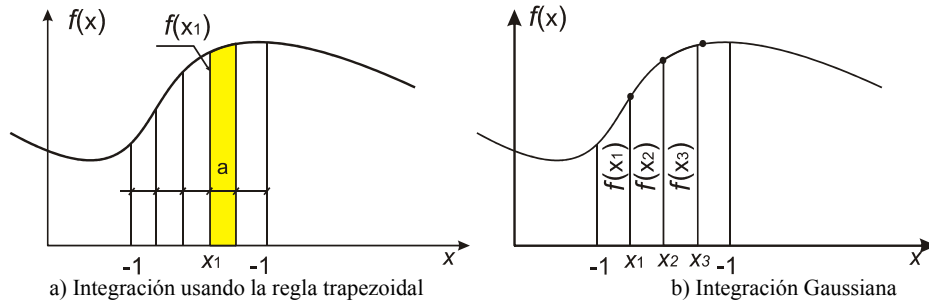


Figura 6.5 Ejemplos de integración numérica

Por ejemplo, considerando la integral en una dimensión con tres puntos de integración, Figura 6.5b, se tiene:

$$\int_{-1}^1 f(x)dx = \sum_{i=1}^3 W_i f(x_i) = W_1 f(x_1) + W_2 f(x_2) + W_3 f(x_3) \quad (6.17)$$

Donde:

- W_i : son los pesos
- $f(x_i)$: son los valores de las funciones de la integración de los tres puntos $x_{i=1,2,3}$

Para la integración Gaussiana, el orden para la integración óptima depende del tipo de elemento usado, en la Figura 6.6 se muestra la localización de los puntos de Gauss y del elemento generador.

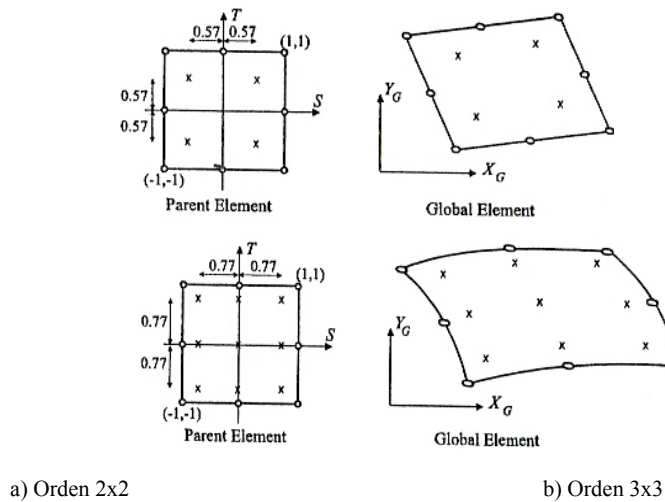


Figura 6.6 Localización de los puntos de Gauss, (Potts, 1999)

Ecuaciones globales. La siguiente etapa para la formulación del elemento finito es el ensamble de las ecuaciones de equilibrio del elemento en ecuaciones globales:

$$[K_G][\Delta_d]_{nG} = [\Delta R_G] \quad (6.18)$$

Donde:

$[K_G]$: matriz global de rigidez

$[\Delta_d]_{nG}$: vector que contiene los grados de libertad (desplazamientos nodales) de la malla de elementos finitos.

$[\Delta R_G]$: vector de cargas

Al proceso de ensamble de matrices, suele llamarse método directo de rigidez; ensambla en términos individuales la matriz de rigidez del elemento, $[K_E]$, dentro de la matriz global de rigideces, $[K_G]$.

El tamaño de la matriz global de rigideces, $[K_G]$, dependerá del número total de grados de libertad que ocurrirán entre las conexiones de grados de libertad a través de los elementos.

En una malla de elementos finitos, el tamaño de la matriz de rigideces corresponde a los grados de libertad del elemento y de las conexiones entre los elementos.

Para ilustrar las etapas del proceso de ensamble de matrices, supongamos una malla que contiene dos elementos, Figura 6.7, en este caso el tamaño de la matriz global de rigideces será del orden 6×6 . El acoplamiento de las matrices se realiza en nodos comunes entre elementos, los nodos están enumerados en sentido antihorario.

Para la solución global de la matriz de rigideces, la mayoría de los programas de elemento finito adoptan la técnica de eliminación de Gauss.

6.1.2 ETAPAS DE CÁLCULO

- o **Preproceso.** En esta etapa se determina el orden de magnitud de las propiedades geotécnicas de la masa rocosa y se estiman las propiedades mecánicas equivalentes de entrada.
- o **Proceso.** Se determinan desplazamientos en la clave y paredes de la excavación; esfuerzos alrededor de la excavación, y zona de plastificación.
- o **Postproceso.** La visualización de los resultados de los esfuerzos y desplazamientos en líneas de contornos para su interpretación.

6.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL FEM MEDIANTE EL PROGRAMA LUSAS

En la necesidad de modelar el comportamiento de las masas rocosas, de la interacción de la roca con el soporte en 2 y 3 dimensiones, el análisis de elemento finito llamado LUSAS, fue desarrollado por el Sistema Vector Internacional de Procesamiento en Inglaterra, la versión 13 del año 2006 es la utilizada en el ejemplo. Sus manuales están disponibles en la página electrónica <http://www.lusas.com>. Este programa es de amplia utilidad, considera análisis sofisticados como los esfuerzos térmicos, cargas dinámicas.

6.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

El ejemplo utilizado se basa en un caso práctico de una excavación subterránea en un proyecto hidroeléctrico, el mismo considerado con las soluciones cerradas formuladas en el capítulo 5.

El orden de magnitud de las propiedades geotécnicas para la masa rocosa, fueron seleccionadas de los resultados de los ensayos de mecánica de rocas *in situ* sobre la masa rocosa (Castilla, 2002), (Garrido *et al*, 2002) y de las observaciones directas en campo.

La excavación subterránea queda alojada en la unidad litológica TicU2, Figura 6.8. Se trata de una roca ignimbrita de color gris claro, con una pseudoestratificación preferencial con inclinaciones entre 19 y 23°. En general la secuencia de las discontinuidades va desde los 0.5 hasta 4 fracturas por metro y sus aberturas se encuentran hasta de 1 cm con arcilla

plástica predominantemente, presentando juntas planas a moderadamente rugosas, el espesor promedio de esta unidad es de 150 m.

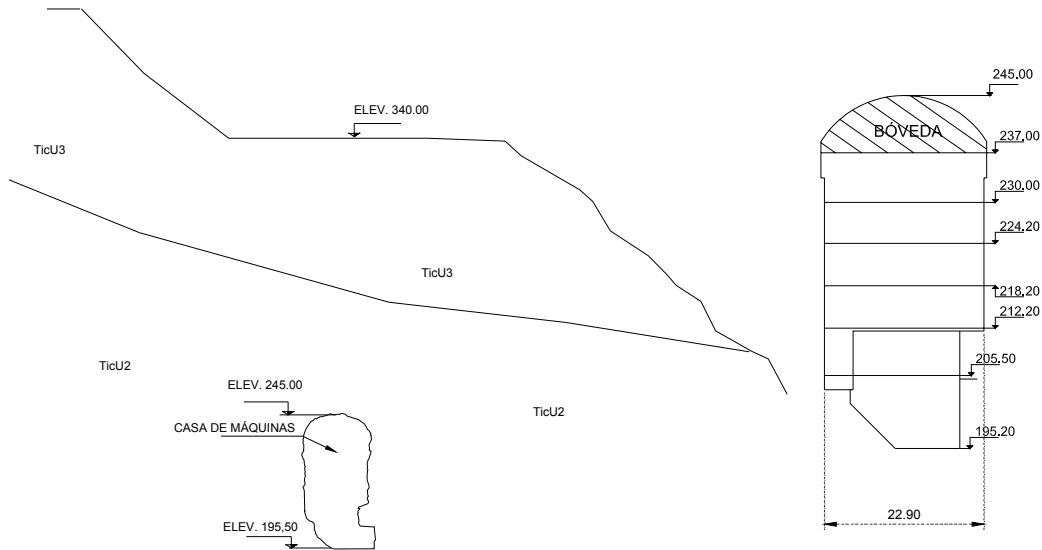


Figura 6.8 Descripción de la litología sobre la excavación subterránea y dimensiones de la caverna, unidades en m.

La excavación se efectuó en formaciones ígneas con presencia de discontinuidades y fallas; la suposición básica en los análisis es considerar al medio continuo e isotrópico. Para la casa de máquinas las fronteras de la zona analizada están constituidas por la superficie del terreno a una profundidad de 95 m a la clave de la caverna y por dos paredes verticales que distan 107 m y un ancho de 24 m como se muestra en la Figura 6.9.



Figura 6.9 Dimensiones de la bóveda en la caverna para la casa de máquinas

6.2.2 SELECCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

La clasificación geomecánica de la masa rocosa se muestra en la Tabla 6.1; en la Tabla 6.2 se listan las propiedades mecánicas a partir de ensayos de laboratorio en núcleos de roca.

Tabla 6.1 Clasificación geomecánica de la masa rocosa.

Unidad litológica	RMR	Q	*Calidad de la roca
TicU2	57	4	Regular
TicU3	48	2	Mala a regular

*Clasificación geomecánica, Barton.

Tabla 6.2 Propiedades mecánicas de la roca intacta a partir de ensayos de laboratorio.

Unidad litológica	Resistencia a Compresión simple MPa	Relación de Poisson ν	Módulo de Elasticidad MPa	Peso Volumétrico KN/m ³
TicU2	122	0.20	34,470	24.20
TicU3	72	0.16	24,605	23.70

Dado que la masa rocosa en que se realizaron las excavaciones está constituida por roca ignimbrita, sus propiedades índice y mecánicas quedarán definidas por las correspondientes a aquellos materiales que las presente como definitorias de los parámetros que gobiernan la estabilidad de la excavación; por tal motivo se recurrió a elaborar un análisis paramétrico utilizando los rangos de variación de las citadas pruebas índice y mecánicas, tomando en consideración los valores que para ellas se han establecido en la práctica general de la ingeniería geotécnica.

En la literatura técnica se indica la diferencia entre el comportamiento de probetas ensayadas en laboratorio y de los ensayos realizados en campo, misma que se atribuye a la no linealidad de los materiales entre las discontinuidades de la masa rocosa; la no linealidad de la roca se puede constatar en pruebas de campo y casi desapercibida en pruebas de laboratorio. Sin embargo, para el caso de la excavación subterránea, el modelo reológico considerado es elástico lineal, esto implica que la rapidez con que se realice la excavación no tiene influencia sobre el comportamiento de la excavación, esto es, sin reproducir diferentes estados de esfuerzo y deformación en la roca (Brown, 1983). Esta simplificación, además de no estar muy lejos de la realidad nos permite obtener resultados razonables que pueden ser llevados a la práctica de la ingeniería.

Tomando como base la observación de campo de las características geométricas de la masa rocosa y de los resultados experimentales, se procedió a realizar los análisis paramétricos para determinar los desplazamientos en la clave y en las paredes de la excavación, en la Tabla 6.3 se muestran las propiedades mecánicas adoptadas para la masa rocosa.

Tabla 6.3. Orden de magnitud real de las propiedades mecánicas de la masa rocosa, adoptadas en los análisis.

Unidad Litológica	*qu MPa	ϕ (°)	γ KN/m ³	**Ko	Módulo de Poisson ν	Módulo de Deformabilidad. E MPa
TicU2	10	26	24.20	0.62	0.25	1300
	12	28		0.75	0.31	1600
TicU3	5	24	23.70	0.62	0.25	1200
		26		0.75	0.31	1500

*Resistencia a compresión simple de la masa rocosa.

**Relación de esfuerzos horizontal/vertical.

6.2.3 MODELACIÓN

Para la modelación del comportamiento de la masa rocosa, el programa LUSAS considera los siguientes pasos:

- o Discretización. La masa rocosa se divide en un conjunto de elementos finitos. Cada nodo tiene asignado tres grados de libertad que son los desplazamientos en las direcciones x , y , y z . Después de obtener los desplazamientos nodales, se calculan los esfuerzos en los elementos de la masa rocosa al ser realizada la excavación.
- o Selección de funciones de aproximación. Los desplazamientos varían entre los nodos por una ley lineal.
- o Derivación de ecuaciones al nivel de elementos. Las ecuaciones de equilibrio del medio continuo se convierten en el sistema de ecuaciones algebraicas, mediante el uso del cálculo variacional.
- o Ensamble de ecuaciones globales. La matriz de rigidez de cada nodo en común es ensamblada en la matriz global de rigideces.
- o Solución numérica. La solución global del sistema de ecuaciones se obtiene mediante el método de eliminación indirecta de Gauss, de esta manera los esfuerzos se calculan en los puntos gaussianos en cada elemento.

Una vez tomadas las anteriores consideraciones para los análisis, se procedió a generar la malla de acuerdo con los algoritmos de discretización. Se utilizó en el problema una malla irregular con elementos hexaédricos y

tetraédricos. La malla resultante tiene un total de 7570 nodos y 2656 elementos sólidos, Figura 6.10a.

En la Figura 6.10b se presenta la sección longitudinal del modelo, en las fronteras correspondientes a las paredes se consideraron elementos para considerar las deformaciones que se producirán en el frente de la excavación, esto es, en ambas paredes y que las deformaciones se presenten hacia el interior de la excavación.

Los desplazamientos máximos se presentan al término de la excavación, el análisis considera la etapa crítica, esto es, al finalizar la excavación.

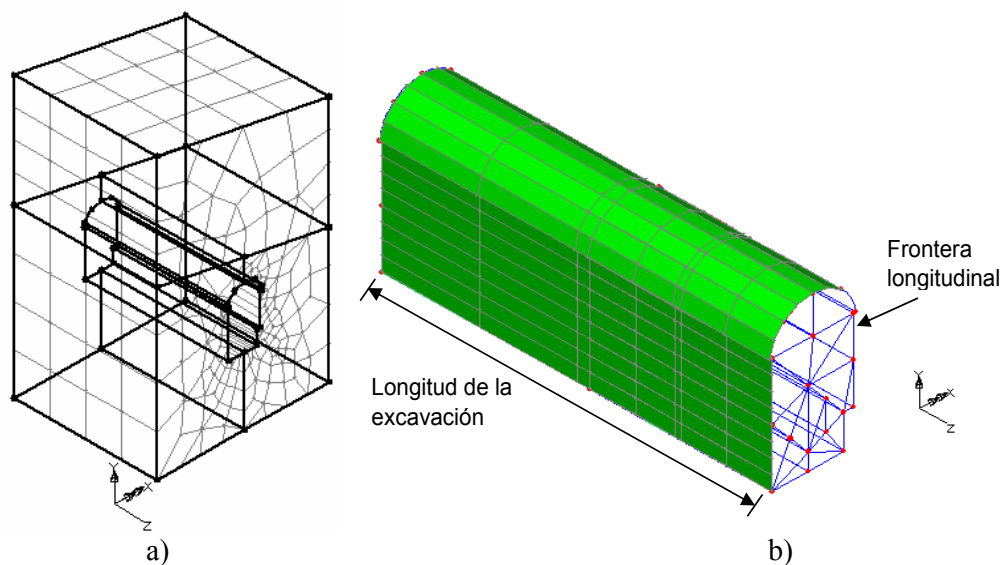


Figura 6.10 Vista general de la malla del elemento finito

6.2.4 COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN

En las Figuras 6.11 a 6.12, se presentan los contornos de los isovalores de los componentes de desplazamiento al finalizar la excavación, en la clave, paredes y sobre el eje de la excavación.

En la Figura 6.11, el desplazamiento vertical máximo tiene un valor de 54 mm y se presenta en la superficie, en el centro de la clave de la excavación el desplazamiento es del orden de 27 mm. Los contornos de iguales desplazamientos máximos verticales se propagan desde el centro de la excavación con disminución hacia los lados. En la misma Figura se observa un desplazamiento máximo en las paredes de 16 mm, lo que revela un mayor desplazamiento en la clave que en las paredes.

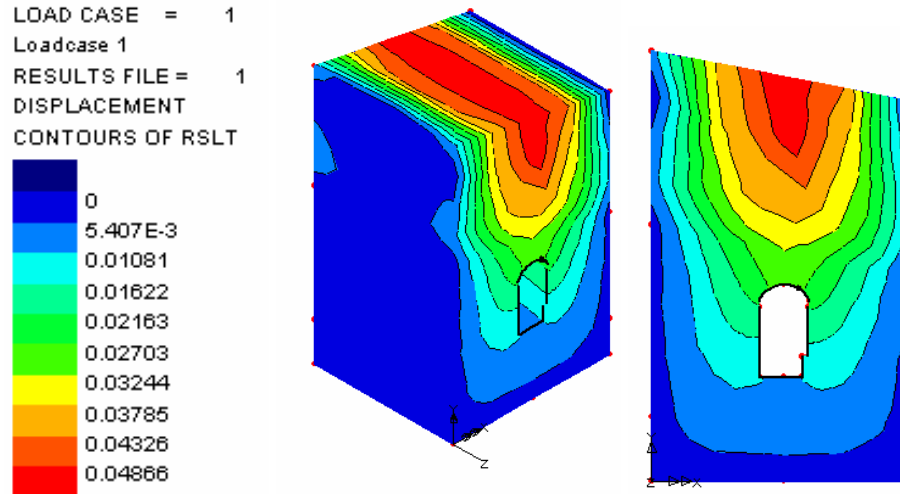


Figura 6.11 Contornos de desplazamiento verticales, unidades en m.

En el sentido del eje de la excavación, ambas paredes se desplazan hacia el interior, en una magnitud máxima de 3 mm y disminuyendo hacia el centro de la excavación, Figura 6.12.

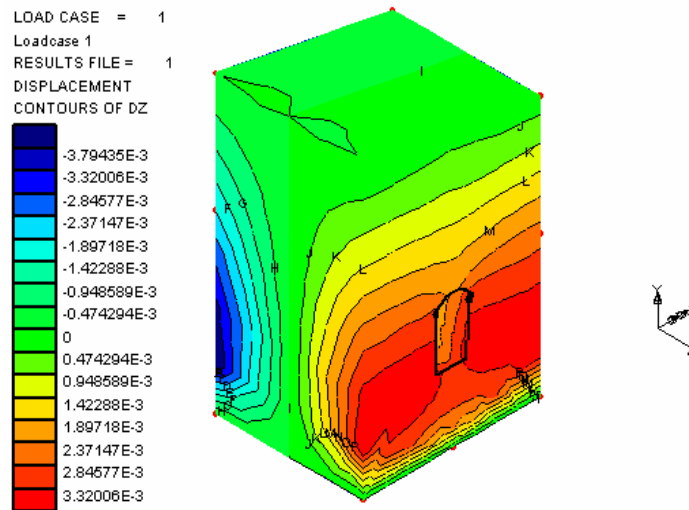


Figura 6.12 Contornos de desplazamiento sobre el eje de la excavación, unidades en m

En las Figuras 6.13 y 6.14, se presentan los contornos de los tres componentes de esfuerzo, correspondientes al finalizar la excavación. Los esfuerzos en la clave se encuentran en el orden de 2.01 MPa. Los contornos aumentan hacia las paredes con valores de 2.82 a 4.84 MPa, Figura 6.13, generándose concentraciones de esfuerzos en las esquinas de la sección.

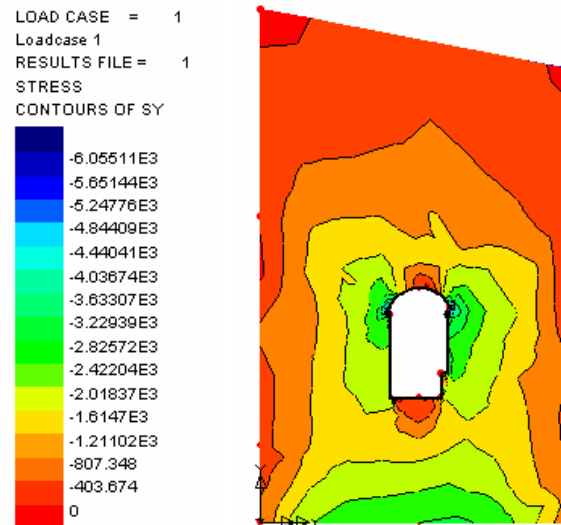


Figura 6.13 Contornos de esfuerzos verticales en KPa, (+) = tensión, (-) = compresión

Las altas concentraciones de los esfuerzos se presentan particularmente en los cambios geométricos abruptos de la sección, esto corresponde a la clave en los apoyos de la grúa viajera y en las esquinas del piso de la caverna; alcanzando valores del orden de 6.05 MPa, estas zonas pueden indicar desconchamiento de la roca y deben analizarse con cuidado, aunque los esfuerzos no superan la resistencia a compresión de la roca ($q_u = 10$ MPa).

En la Figura 6.14 se muestran los contornos de los esfuerzos horizontales, se observan nuevamente concentraciones en las aristas de la excavación con valores máximos de 2.63 MPa, valores inferiores a la resistencia a compresión de la masa rocosa.

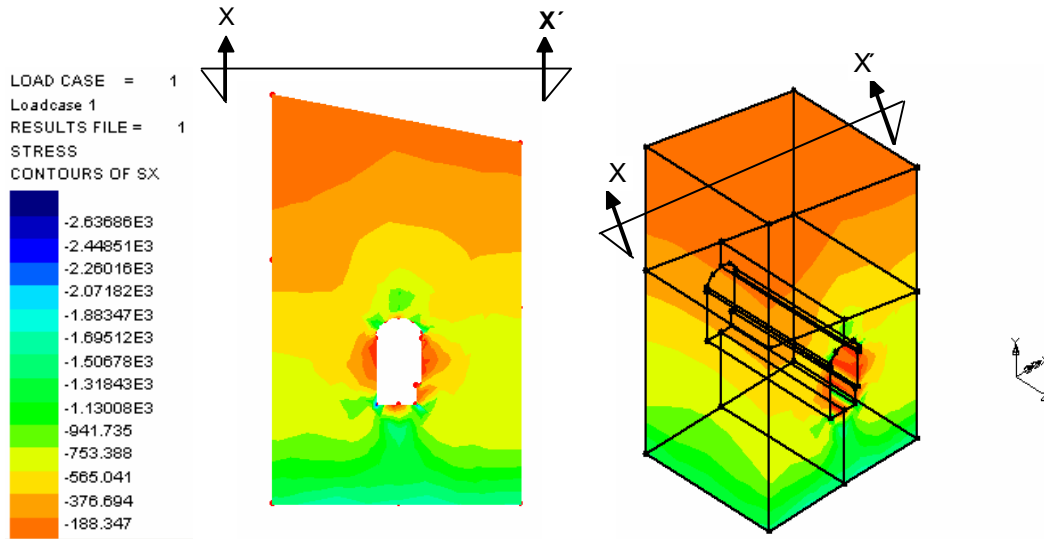


Figura 6.14 Contornos de esfuerzos horizontales en KPa, (+) = tensión, (-) = compresión

Los efectos de la geometría tridimensional tienen un dominio hasta una cierta longitud de la excavación, esto es, en el frente de la excavación, esta longitud se ha observado en la práctica de la ingeniería en un orden de 3 a 2 veces el diámetro de la excavación. En la Figura 6.15 se muestra los contornos de desplazamiento que muestran la influencia sobre el eje de la excavación, para este caso esta distancia coincide con 2 veces el ancho de la excavación, estos desplazamientos tienen un valor de 3.32 mm.

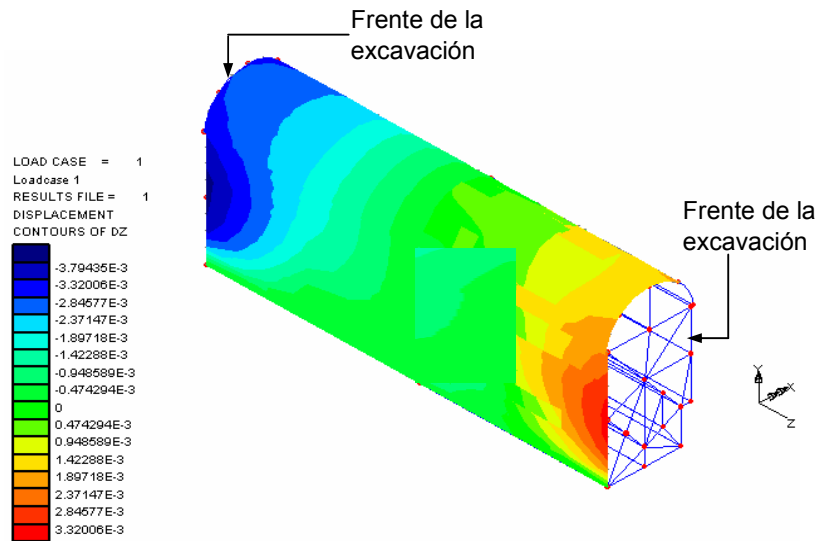


Figura 6.15 Contornos de desplazamientos sobre el eje de la excavación, unidades en m.

En la Figura 6.16 se muestran los vectores de desplazamiento, los movimientos absolutos máximos para las tres direcciones, clave, paredes y sobre el eje de la excavación tienen un orden de magnitud del orden de 27, 16 y 4 mm, respectivamente.

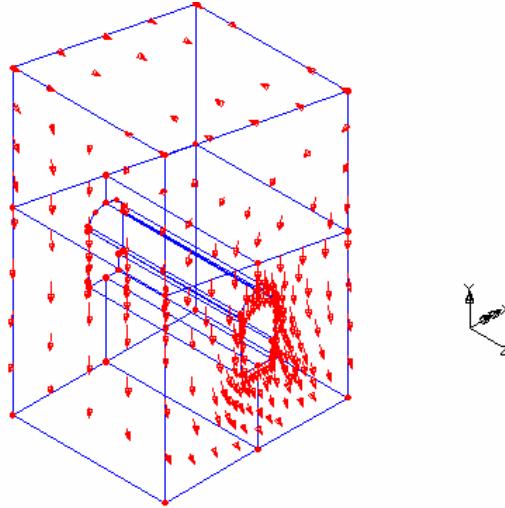


Figura 6.16 Vectores de desplazamiento al finalizar la excavación

CAPÍTULO 7

7 COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE ANÁLISIS

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos con cada uno de los métodos empleados. En las soluciones analíticas cerradas se utilizan gráficas de esfuerzos y desplazamientos; en la solución numérica se emplean las gráficas de contornos de esfuerzos y desplazamientos en tres dimensiones con el objeto de tener una mejor interpretación de la estructura subterránea.

Potts y Zdravkovic (1999) consideran que todo método de análisis hace las consideraciones de equilibrio compatibilidad, comportamiento del material y condiciones de frontera para satisfacer la obtención de los esfuerzos y desplazamientos y proporcionar alguna información para el diseño, agrupan a los métodos en las categorías de la Tabla 7.1, con el objeto de identificar la utilidad de los datos en la práctica de la ingeniería.

Tabla 7.1 Varios métodos de análisis (Potts y Zdravkovic, 1999)

Método de análisis	Requerimientos de las soluciones				
	Equilibrio	Compatibilidad	Comportamiento Constitutivo	Condiciones de frontera	
				Fuerza	Desplazamiento
Forma cerrada	S	S	Elástico lineal	S	S
Equilibrio límite	S	NS	Rigido con criterio a La falla	S	NS
Campo de esfuerzos	S	NS	Rigido con criterio a La falla	S	NS
Análisis numérico	S	S	Cualquiera	S	S

S=satisface; NS= no satisface

MÉTODO DE TERZAGHI

El método de Terzaghi se basa en el equilibrio límite, analiza a la masa rocosa como un cuerpo en equilibrio sobre la hipótesis de que en los planos verticales que limitan la excavación subterránea ocurren esfuerzos cortantes últimos. Esto conduce admitir la generación de esfuerzos cortantes a la falla, τ , asociados a una presión horizontal.

Permite la valoración de la presión de roca que actuará sobre la clave del túnel, en función del ancho B de la excavación, para la dimensión B = 22.90 m (el ancho de la caverna), el valor de altura de aflojamiento tiene un valor de 9.80 m equivalente a una presión de roca de 0.24 MPa; este valor es de utilidad para los diseños los elementos de soporte. Sin embargo, como lo indica la Tabla 7.1 no permite determinar los desplazamientos.

MÉTODO SIMPLIFICADO

El método simplificado (Bello, 1977) para el análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas está basado en el arqueo de la masa rocosa alrededor de la excavación haciendo uso del principio del trabajo de deformación mínimo; el arco natural estabilizador se forma cuando los esfuerzos máximos inducidos en su espesor no exceden la resistencia a compresión de la masa rocosa, y la ubicación crítica se identifica en la sección donde el arco de carga es tangente con la abertura.

Para la excavación del ejemplo la altura de aflojamiento del material por encima de la clave, es inferior al obtenido con Terzaghi de 8.11 m, equivalente a una presión de roca de 0.19 MPa.

También se puede determinar el orden de los esfuerzos actuantes en la clave y en las paredes, en este caso los valores son de 2.14 MPa y 6.18 MPa respectivamente. Los factores de seguridad comparados con los esfuerzos inducidos y con la resistencia de la masa rocosa, son mayores a la unidad (F.S = 4.98 en la clave y F.S = 1.73 en las paredes), lo que indica que la excavación tendrá un comportamiento elástico.

Permite obtener la zona de plastificación alrededor de la excavación (ejemplo 2 del capítulo 5). Estos valores ayudan a diseñar los elementos de soporte en la excavación y tener un mejor entendimiento del comportamiento de la masa rocosa alrededor de la estructura subterránea.

La Figura 7.1 se presenta el mecanismo de arco de carga generado en la excavación subterránea, los puntos de tangencia A y B del arco de carga con la excavación, corresponden a los máximos esfuerzos en la pared, la presión de roca se obtiene con el volumen que gravita sobre la clave, h_c , multiplicado por la densidad de la roca.

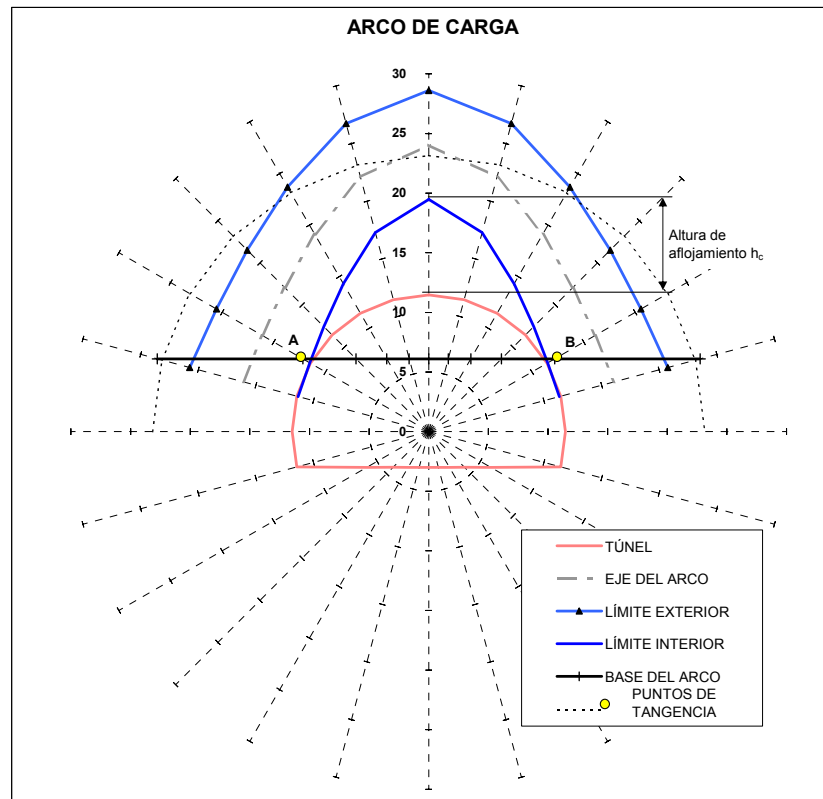


Figura 7.1 Mecanismo del arco de carga en la excavación subterránea

MÉTODO ELASTOPLÁSTICO

La teoría elastoplástica general para un túnel (Bello, 2005), analiza el comportamiento de la masa rocosa alrededor de la excavación, se pueden obtener los esfuerzos y desplazamientos generados.

Los esfuerzos máximos obtenidos en la clave y en las paredes son de 2.63 y 5.11 MPa respectivamente, valores parecidos a los obtenidos con el método simplificado. Los desplazamientos en la excavación tienen valores del orden de 22 mm en la clave y de 14 mm en las paredes, Figura 7.2.

Otra utilidad valiosa de este método es la obtención de los hundimientos que en la superficie inducirá la excavación, constituyéndose en una herramienta para anticipar las afectaciones que se provocarán en las proximidades de la excavación, la suma de las componentes de los desplazamientos verticales y horizontales es el hundimiento en cada punto analizado, en la Figura 7.3 se muestra la curva de hundimientos, teóricamente estos hundimientos tienen una influencia en los 100 m, con valores en el orden de 3 cm.

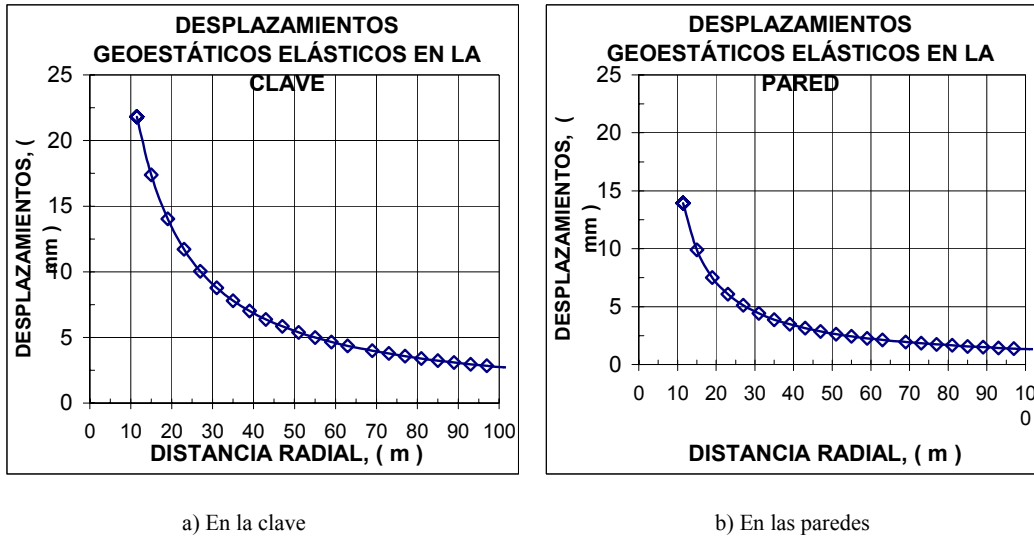


Figura 7.2 Desplazamientos elásticos al término de la excavación

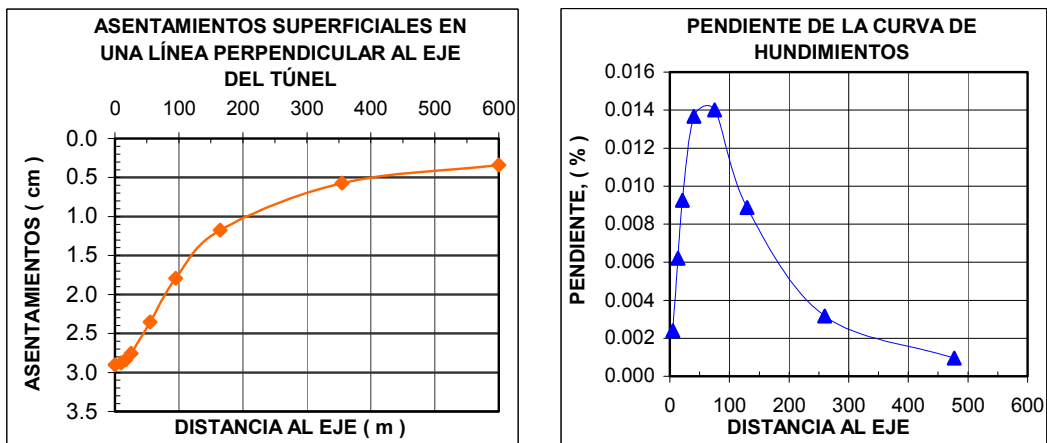


Figura 7.3 Curva de hundimientos en la superficie de la excavación

SOLUCIÓN NUMÉRICA-LUSAS

El programa LUSAS basado en el método de elementos finitos, ofrece un análisis lineal que, sobre todo, a niveles bajos de esfuerzo tiene un grado de aproximación suficiente para que los resultados puedan ser llevados al diseño de los elementos de soporte en la estructura subterránea.

Sin embargo la visualización del análisis tridimensional ayuda a tener una perspectiva general del comportamiento de la excavación.

En la Figura 7.4 se muestran los esfuerzos resultantes alrededor de la excavación, en la clave se encuentran en el orden de 2.01 MPa valor muy cercano a los obtenidos con el método simplificado y con el método elastoplástico (valores de 2.14 y 2.63 MPa, respectivamente).

En las paredes el esfuerzo máximo es del orden de 4.03 MPa, en este caso está por debajo de los calculados con el método simplificado y elastoplástico (6.18 y 5.11 MPa).

La utilidad de modelar la geometría real de la estructura es poder determinar la concentración de esfuerzos alrededor de la excavación, estas concentraciones se presentan en los cambios abruptos de la geometría de la excavación con valores de esfuerzos a compresión de 6.05 MP, valor que coincide con los métodos cerrados. Estas concentraciones de esfuerzos deben considerarse con atención en el diseño de las estructuras que se apoyaran o estarán cercanas a esas zonas.

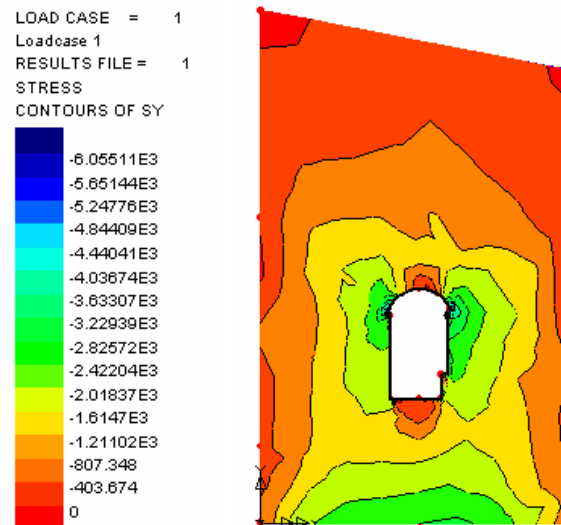


Figura 7.4 Contornos de esfuerzos verticales al término de la excavación en KPa, (+) = tensión, (-) = compresión

Los esfuerzos obtenidos son menores a la resistencia a compresión de la masa rocosa, $q_u = 10$ MPa, lo que conduce a obtener un comportamiento elástico de la masa rocosa.

En la Figura 7.5 se muestran los desplazamientos en las paredes al término de la excavación, los máximos isovalores son del orden de 10.81 mm. Valor inferior al obtenido con la solución cerrada de 14 mm.

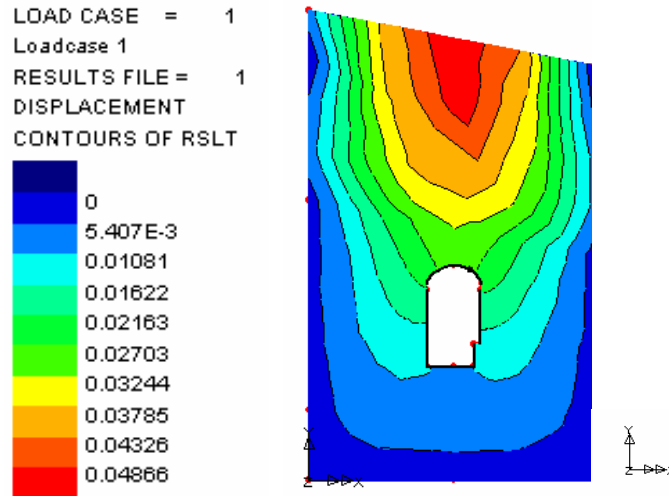


Figura 7.5 Contornos de desplazamientos en las paredes al término de la excavación
Unidades, en m

La Figura 7.6 muestra los desplazamientos generados sobre el eje de la excavación siendo del orden de 4 mm, se observa que el frente de la excavación tiene movimientos hasta cierta longitud medido a partir del frente de la excavación, en este caso la distancia coincide con dos veces el diámetro de la excavación.

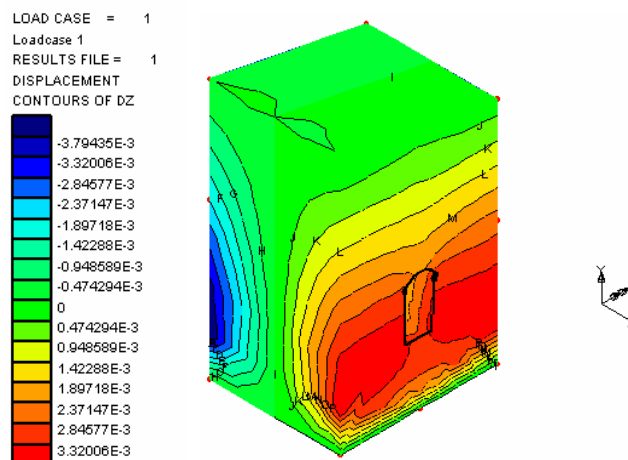


Figura 7.6 Contornos de desplazamientos sobre el eje de la excavación unidades, en m.

En la Figura 7.7 se presenta la comparativa del valor de los esfuerzos obtenidos con las soluciones cerradas y con el programa LUSAS, se observa que con las soluciones cerradas se obtienen esfuerzos con mayor valor que la solución numérica, ambos tipos de solución dan resultados entre 2 y 3 MPa.

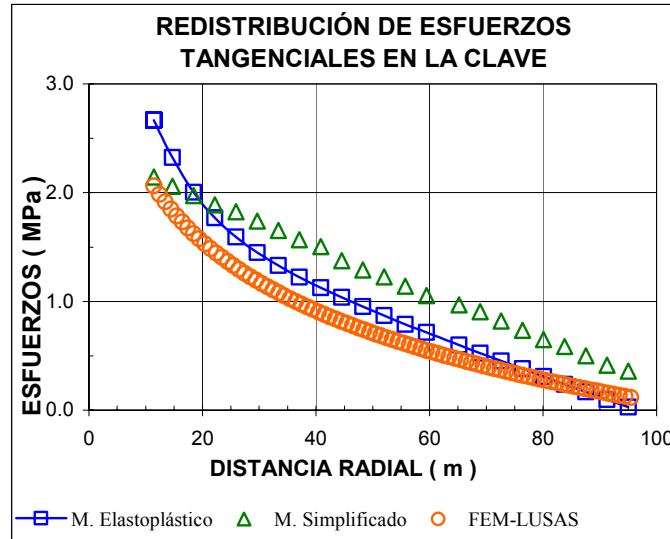


Figura 7.7 Redistribución de esfuerzos tangenciales en la clave de la excavación

En la Figura 7.8 se presenta la comparativa de los desplazamientos obtenidos con el método elastoplástico y LUSAS, en la solución cerrada resultan menores con una variación del 20 %, esto es explicable si consideramos que en la solución cerrada no se pueden reproducir las diferentes unidades litológicas existentes en el sitio, aunado a la variabilidad de las propiedades geotécnicas para cada litología.

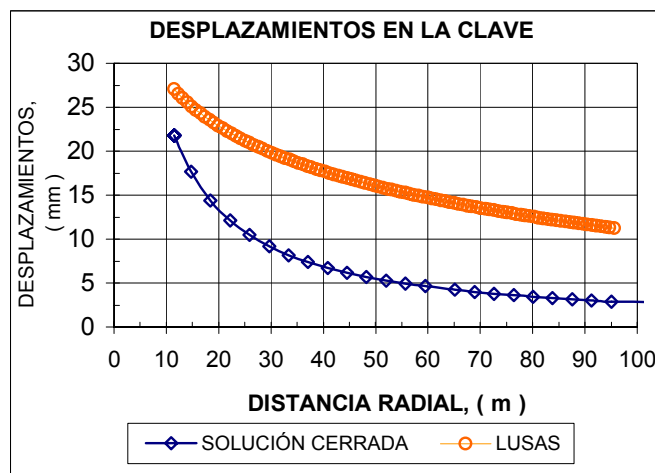


Figura 7.8 Comparativa de desplazamientos en la clave de la excavación

En la Tabla 7.2 se resumen los resultados de los métodos, como se puede observar LUSAS permite tener un mayor entendimiento de la excavación, obtiene los resultados en conjunto de los diferentes métodos, en orden de magnitud los resultados con LUSAS son confiables, además de ser llevados a la práctica de la ingeniería.

Nuevamente salieron mayores los desplazamientos en superficie obtenidos con LUSAS, esto es congruente, ya que existen diferentes unidades litológicas con mayor deformabilidad, las cuales se consideran con el método numérico.

Tabla 7.2 Resumen de la comparación entre los diferentes métodos

MÉTODO	Altura de aflojamiento sobre la clave (m)	Carga de Roca (MPa)	Esfuerzos máximos tangenciales		Desplazamientos máximos		Hundimientos En Superficie (mm)
			En la Clave (MPa)	En las Paredes (MPa)	En la Clave (mm)	En las Paredes (mm)	
Terzaghi	9.80	0.24	---	---	---	---	---
Simplificado	8.11	0.20	2.14	6.18	---	---	---
Elastoplástico	---	---	2.63	5.11	22	14	27
LUSAS	8.6	0.21	2.01	4.03	27	16	49

Como se observa el programa de elementos finitos permite obtener una mayor información del problema en cuestión, con una adecuada modelación del problema se obtendrán resultados confiables para el diseño de las estructuras involucradas.

CAPÍTULO 8

8 SISTEMAS DE MEDICIÓN Y CONTROL EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

La mayoría de las fallas en las excavaciones subterráneas han ocurrido después de que la masa rocosa envía señales tales como graneos, caídos, desplazamientos excesivos, etc. Estas señales de advertencia pueden ser detectadas con instrumentación (Szwedzicki, 2001). En la Figura 8.1 se muestra un ejemplo de inestabilidad en el frente de un túnel, la cual podría haber sido detectada con un sistema de instrumentación.

La instalación de un sistema de instrumentación debe permitir el registro de anomalías que se desarrollen o tengan tendencia a mostrar inestabilidad en la estructura subterránea, tanto en la construcción como en la puesta en marcha de la obra. Este es el medio más eficiente para que el ingeniero vigile el comportamiento de la masa rocosa y evalúe su seguridad.



Figura 8.1 Inestabilidad de una excavación subterránea

8.1 SISTEMAS PARA CONTROL

Dunnicliff (1988), precisa que todo instrumento debe responder a una incógnita específica, si no hay incógnitas no debería de haber instrumentación. La importancia de la instrumentación radica en que la magnitud, velocidad y dirección del movimiento en un cierto punto dentro de la masa rocosa, puede variar durante las distintas etapas de la construcción, como respuesta a la variación de los esfuerzos a los que está sometida.

Tres tipos de mediciones en las excavaciones subterráneas son comunes (listadas en orden ascendente de dificultad):

- o Deformaciones y desplazamientos
- o Nivel freático
- o Esfuerzos

En la Figura 8.2 se muestran ejemplos comunes de instrumentación geotécnica en excavaciones subterráneas.

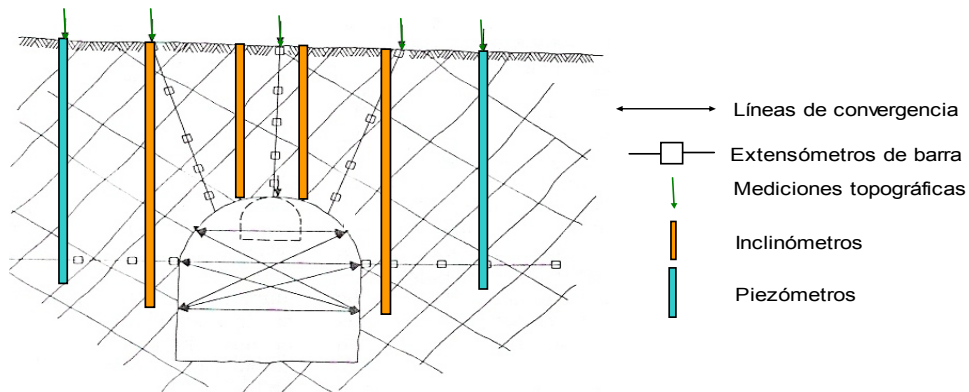


Figura 8.2 Ejemplos de instrumentación geotécnica en una excavación subterránea, (Modificada de Dunicliff, 1988)

8.1.1 MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

La medición de los movimientos en el terreno está dirigida a conocer con precisión los cambios de posición del subsuelo que pudieran dar lugar a la inestabilidad de la excavación subterránea, formación de grietas, concentración de esfuerzos y otros comportamientos indeseables. Para todas las mediciones de deformación es fundamental establecer una base fija de referencia para poder conocer los movimientos absolutos.

MEDICIONES EN SUPERFICIE

Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de las condiciones de inestabilidad, se realiza mediante instrumentos topográficos, empleando referencias superficiales que consisten en puntos fijos marcados sobre la superficie del terreno colocados sobre el eje del trazo, en secciones transversales.

Con estas mediciones es posible determinar las deformaciones horizontales de la superficie debido a la excavación y también para llevar un control de las deformaciones a estructuras vecinas.

Los puntos sobre el eje del trazo y las secciones transversales pueden consistir en varillas o pernos metálicos ahogados en concreto, Figura 8.3.

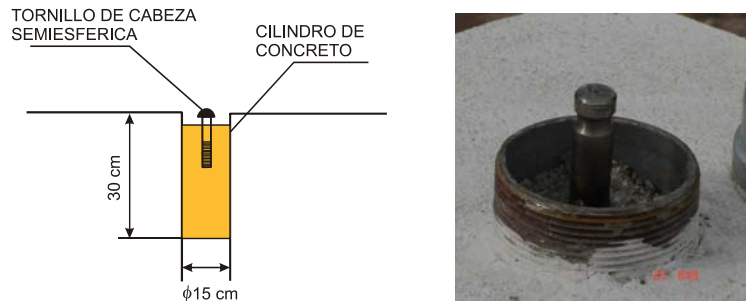


Figura 8.3 Referencias superficiales (COVITUR, 1987)

LÍNEAS DE CONVERGENCIA

La medición usualmente utilizada en el interior de los túneles, son las líneas de convergencias, consisten en medir el acercamiento o acortamiento, de la distancia entre dos puntos fijados en la sección excavada, Figura 8.4.

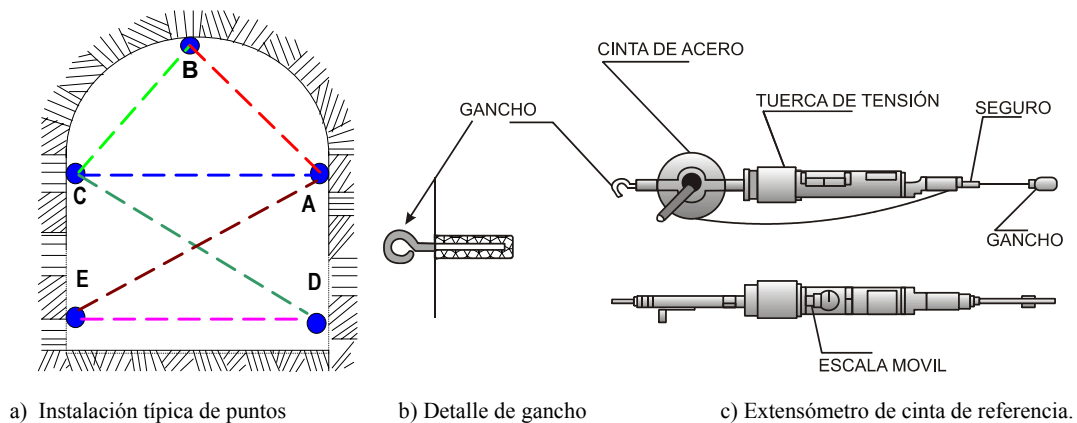


Figura 8.4 Líneas de convergencias en una excavación subterránea y los componentes para realizar la medición

La medición consiste en instalar dos puntos de referencia mediante ganchos fijados en la pared de la excavación, la instalación de los puntos debe realizarse inmediatamente después de excavar la sección donde se localizará la estación. Para la clave en la Figura 8.4 estos puntos corresponden a las líneas BC y BA, para las paredes los puntos corresponden a las líneas CA, ED, CD y AE.

La medición de las distancias se realiza comúnmente un extensómetro portátil de cinta, equipados con un dispositivo tensor para asegurar que se aplique la misma tensión en mediciones sucesivas. Las mediciones se grafican respecto al tiempo, como se muestra en la Figura 8.5.

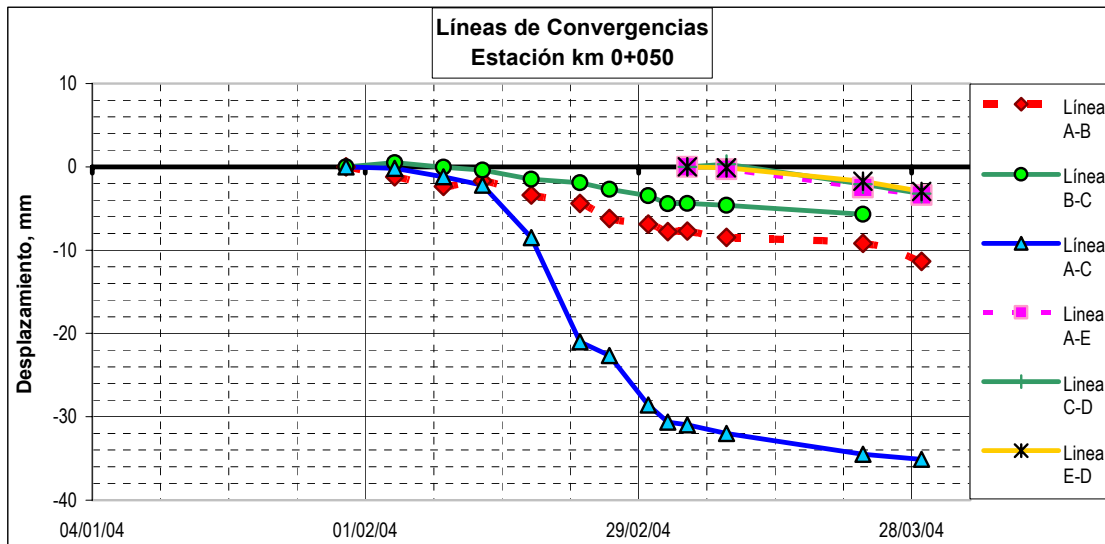


Figura 8.5 Ejemplo de una grafica de mediciones realizadas en líneas de convergencias

Es importante tomar en cuenta que las mediciones de convergencia sólo revelan una fracción del desplazamiento total producido, pues las mediciones se realizan cuando ya se produjo una parte del desplazamiento en la masa rocosa, el cuál ocurre previamente a la excavación, en la sección y durante ella.

En la Figura 8.6 se muestra las deformaciones producidas por la excavación, en la etapa A se presentan las deformaciones totales, parcialmente las líneas de convergencias sólo pueden registrar una fracción de la deformación total. En la etapa B las deformaciones están restringidas por el frente de la excavación y no pueden ser registradas por las líneas de convergencias. En la etapa C, se presentan las deformaciones iniciales producidas por la etapa B y que son generadas por la redistribución de esfuerzos.

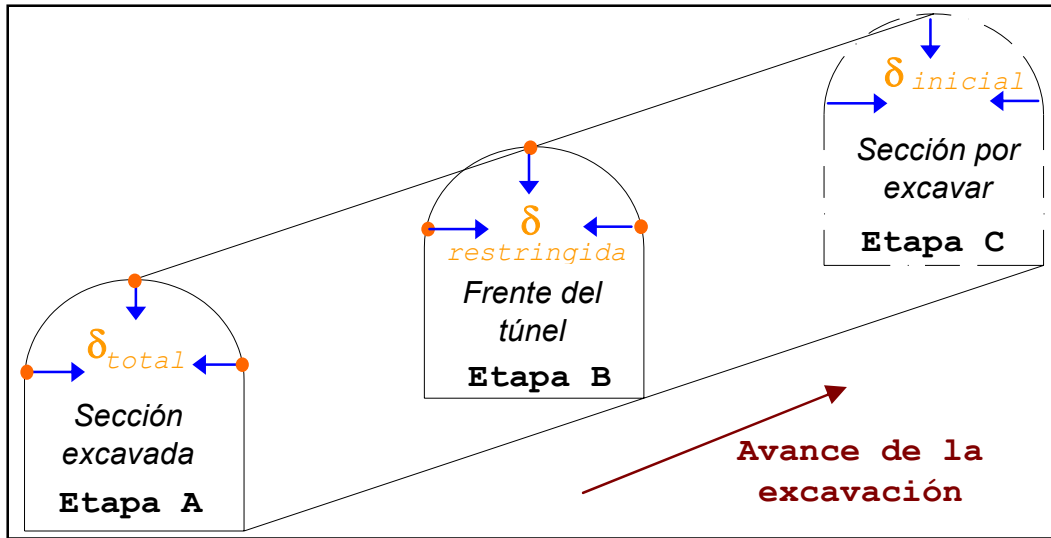


Figura 8.6 Desplazamientos medidos en líneas de convergencias

EXTENSÓMETROS DE BARRA

Son aparatos que permiten medir el cambio de la distancia entre dos puntos situados en el interior o superficie de la excavación, dirigidos a conocer con precisión los cambios de posición y de dimensión en la estructura subterránea, Figura 8.7. Las mediciones del alargamiento de las barras del extensómetro, se realiza con un micrómetro de profundidad.

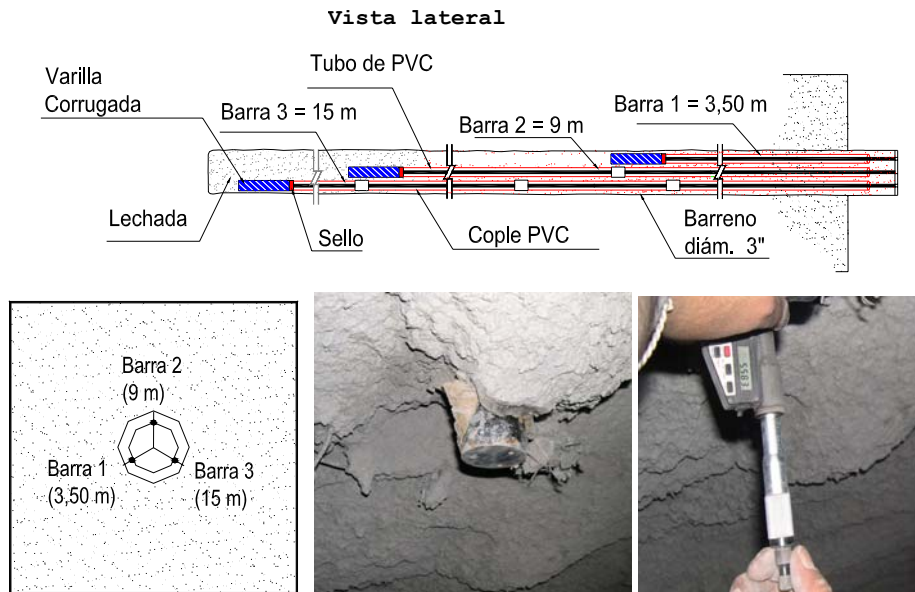


Figura 8.7 Partes que forman un extensómetro de barra tipo.

El proceso de medición consiste en perforar un barreno donde quedarán fijadas las barras del extensómetro, una vez instalado el extensómetro se mide la lectura de arranque con un micrómetro de profundidad previamente calibrado en cada barra, como se muestra en la Figura 8.7. Con la diferencia entre la lectura inicial y las lecturas posteriores se obtienen los desplazamientos en la masa rocosa.

El objeto de la diferencia de longitud entre las barras del extensómetro, consiste en identificar la profundidad en la que ocurren los mayores movimientos de la masa rocosa. El ISRM (1981), sugiere instrumentar las excavaciones con extensómetros de barra, en la clave y en las paredes de la excavación para correlacionar los movimientos de la masa rocosa con el comportamiento en la etapa de excavación, Figura 8.8.

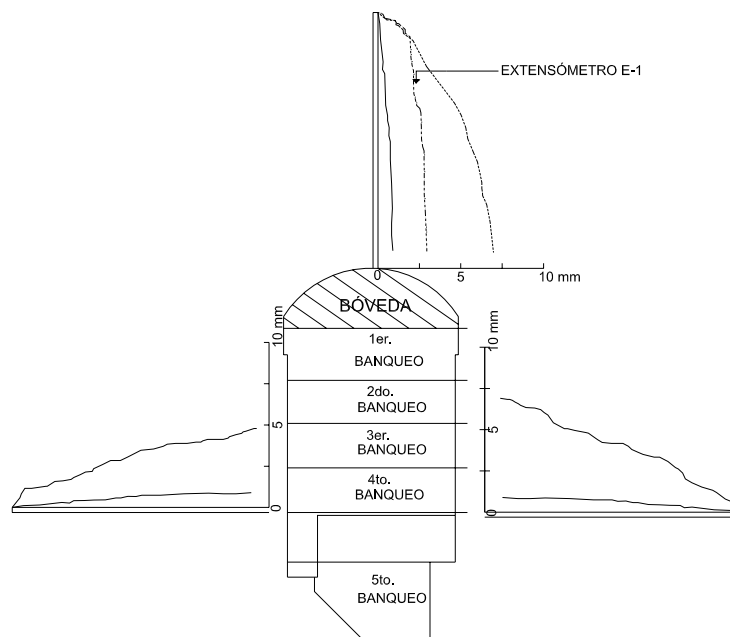


Figura 8.8 Representación de los movimientos de la roca en la clave y paredes
Mediante extensómetros de barra (Modificado de ISRM, 1981)

INCLINÓMETROS

Es uno de los aparatos más usados para medir desplazamientos en la masa de suelo o roca, permite conocer los desplazamientos normales al eje de una tubería mediante el paso de una sonda por ella. La sonda contiene un transductor diseñado para medir la inclinación con respecto a la vertical.

La mayoría de los inclinómetros constan de cuatro componentes principales: una tubería, una sonda portátil, una unidad de lectura para los datos, un cable eléctrico graduado, Figura 8.9.



a) Tubería

b) Sonda

c) Unidad de lectura y cable

Figura 8.9 Componentes que forman un inclinómetro (Modificado de ISRM, 1981)

El proceso de medición consiste en instalar una tubería, bajar la sonda hasta el fondo, se sube la sonda a intervalos usualmente iguales y se miden las inclinaciones en cada punto hasta llegar a la superficie. La integración de las inclinaciones de todos los puntos define la geometría de la tubería, las diferencias entre un sondeo y el sondeo inicial o base define el cambio en la geometría de la tubería y por consiguiente los desplazamientos.

En la Figura 8.10 se muestra un ejemplo del monitoreo de los movimientos en una excavación subterránea (ISRM, 1981), en este caso es conveniente colocar los inclinómetros lo más cerca posible de las paredes de la excavación.

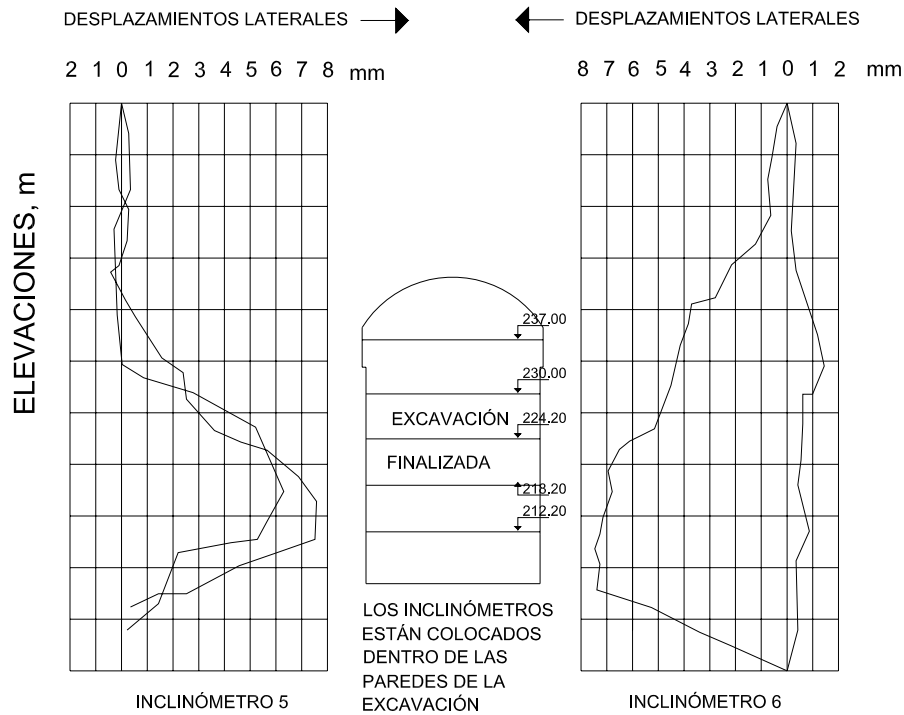


Figura 8.10 Ejemplo de movimientos registrados en las paredes, en inclinómetros en una excavación subterránea (Modificado de ISRM, 1981)

PIEZÓMETROS

Cuando la excavación se encuentra bajo el nivel freático es importante llevar a cabo observaciones de los niveles piezométricos en las áreas vecinas a diferentes profundidades (COVITUR, 1987). Estas mediciones sirven para definir el estado inicial de esfuerzos efectivos, así como los cambios que ocurren durante la construcción, sea porque interese valuar la presión alrededor de la excavación, o porque se tenga planeado abatir el nivel freático para evitar filtraciones hacia el interior de la excavación y sea necesario garantizar que esto se logre.

Estos instrumentos son utilizados para medir niveles y presiones de agua, su aplicación cae en dos categorías generales:

- o Para conocer el patrón de flujo dentro de la masa rocosa.
- o Para proporcionar un índice de la resistencia o estabilidad de la masa rocosa (subpresiones, esfuerzos efectivos, etc.).

Los piezómetros pueden agruparse en los que tienen un diafragma entre el transductor y el agua y en los que no lo tienen. Los instrumentos del primer grupo tienen transductores eléctricos. Entre los aparatos del segundo grupo están los pozos de observación y los piezómetros abiertos (CFE, 2002).

Pozos de observación. Consiste en una sección de tubo ranurado llamado bulbo, unido a otras secciones de tubo que suben hasta la superficie, instalados en un barreno que se rellena con arena. En la superficie se construye un tapón para evitar que agua superficial entre al barreno y el nivel del agua se determina utilizando una sonda eléctrica, que al entrar en contacto con el agua cierra un circuito eléctrico, lo que se detecta en el exterior por medio de un foco o timbre pudiendo medir la profundidad a la que se encuentra el agua en el tubo.

Los pozos de observación pueden crear una conexión vertical indeseable entre estratos, drenando mantos colgados o conectando acuíferos a presión, por lo que hay que tomar las debidas precauciones.

Piezómetros abiertos. Un piezómetro abierto es igual que los pozos de observación, excepto que se forma una cámara piezométrica sellando el barreno a una cierta altura del bulbo. El sello debe ser efectivo para garantizar que el instrumento solo responda al nivel o presión del agua en la zona de la cámara piezométrica. Esto se logra normalmente utilizando sellos de bentonita.

Aunque este tipo de piezómetro no resulta satisfactorio en suelos con coeficiente de permeabilidad muy bajos debido al tiempo hidrodinámico de retraso (hydronamic time lag), ni en suelos parcialmente saturados debido a la dificultad para evaluar el significado de la carga medida; la simplicidad y confiabilidad del instrumento lo hacen el más utilizado de todos. El piezómetro abierto también se conoce como el tipo Casagrande, Figura 8.11a.

Piezómetros eléctricos. Estos instrumentos utilizan un transductor de resistencia, es el único capaz de medir las presiones de poro que varían con alta frecuencia dinámica, tal como ocurre en sismos, este tipo de piezómetros pueden instalarse dentro de un barreno, Figura 8.11b.

Piezómetros de cuerda vibrante. Son aparatos que utilizan un transductor de cuerda vibrante en los que un extremo esta sujeta a una membrana metálica. La presión del agua causa un cambio en la deflexión de la membrana lo que

provoca a su vez un cambio en la tensión de la cuerda que puede ser medido al medir su frecuencia de vibración, en este tipo de instrumentos se obtienen datos confiables a corto plazo que a largo plazo, debido a la corrosión del alambre.

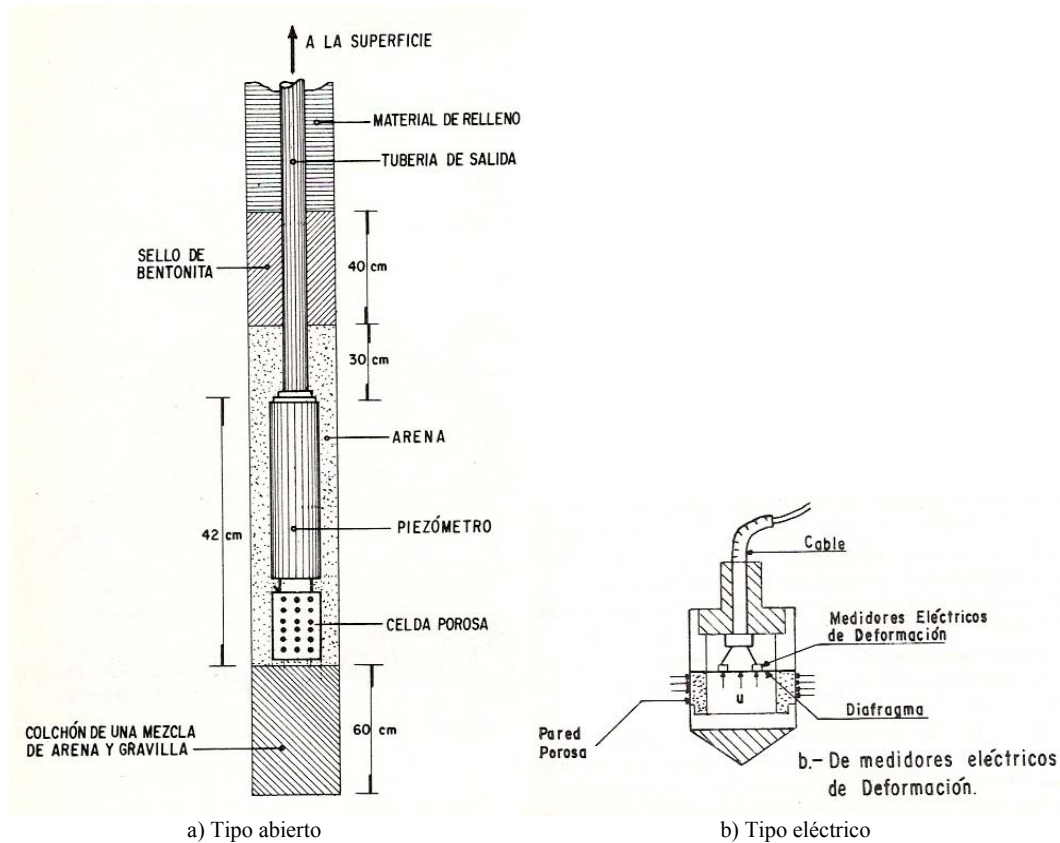


Figura 8.11 Piezómetros (CFE, 2002)

Cada instrumento debe tener un objetivo y debe estar ubicado en donde la variable que mide sea representativa del comportamiento de la estructura, para anticipar si existe una anomalía; en la Figura 8.12 se presenta una gráfica de los registros de un inclinómetro instalado en una masa rocosa, los registros revelan el movimiento inminente de la masa rocosa, estos desplazamientos se manifestaron en superficie en grietas en el terreno y en el agrietamiento del concreto lanzado, estas señales se manifestaron en inestabilidad de la masa rocosa.

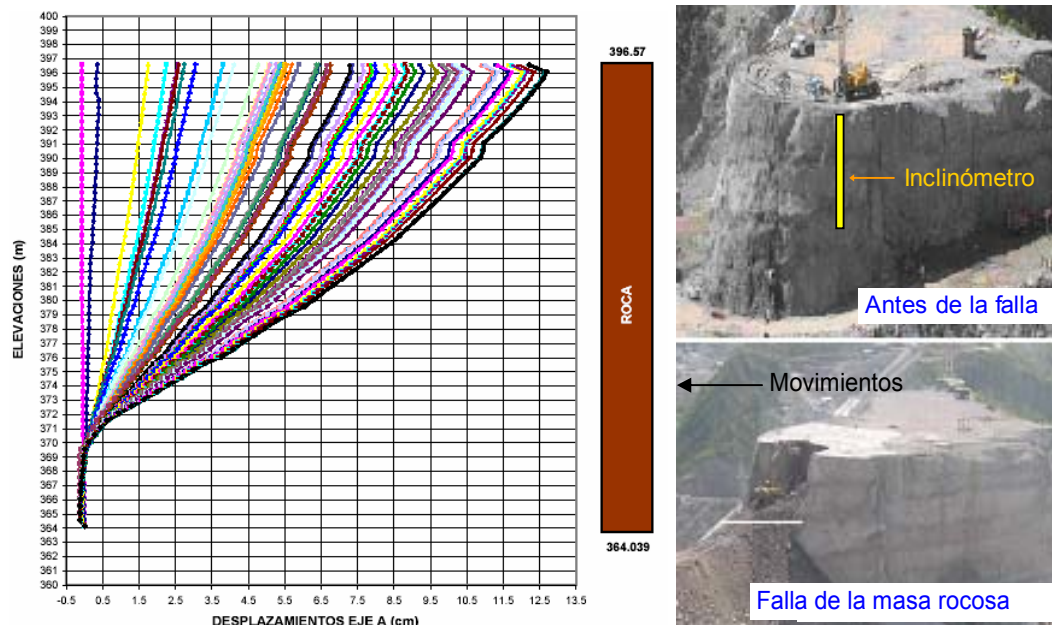


Figura 8.12 Movimientos en una masa rocosa registrados en inclinómetros.

8.2 INSTRUMENTOS PARA MEDICIÓN

Al analizar la estabilidad de una excavación subterránea resulta necesario determinar el estado de esfuerzos preexistentes en la masa rocosa, métodos propuestos (Habib, 1957; Denkhaus, 1968) miden el estado de esfuerzos a partir de la liberación de esfuerzos en la masa rocosa.

En este capítulo se estudiará el método de relajación de esfuerzos; en el capítulo 4 de esta tesis se estudiaron los métodos como el gato plano y fracturamiento hidráulico para determinar los esfuerzos in situ.

El método de alivio de esfuerzos consiste en colocar alrededor de un punto en la pared de la excavación subterránea, tres medidores de desplazamientos, según direcciones radiales a 60° . Posteriormente se recorta en forma concéntrica esta zona para producir un alivio de esfuerzos actuantes en la superficie instrumentada.

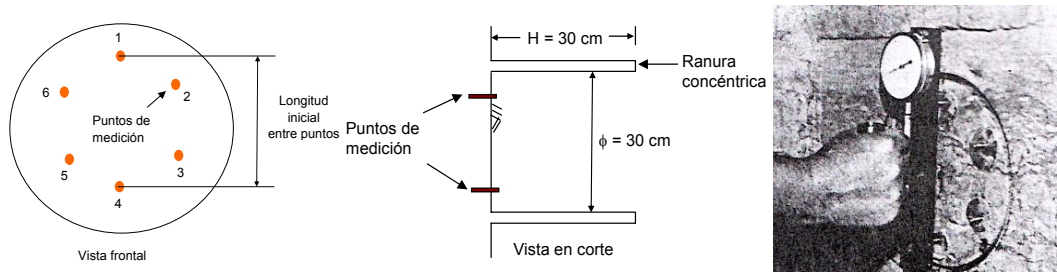


Figura 8.13 Esquema del método de alivio de esfuerzos (Modificado de Espinosa, 1988).

Se registran las deformaciones longitudinales inducidas, ε_a , ε_b y ε_c en las direcciones 1-4, 2-5 y 3-6, respectivamente, las mediciones de las deformaciones se realizan con extensómetros, Figura 8.13. Se construye el círculo de Mohr de las deformaciones registradas Figura 8.14 y se calculan los esfuerzos principales actuantes en la superficie instrumentada, a partir de las deformaciones principales ε_1 y ε_2 , mediante las ecuaciones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_1 + \nu \cdot \varepsilon_2) \quad (8.1)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_2 + \nu \cdot \varepsilon_1) \quad (8.2)$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzo principal mayor

σ_2 : Esfuerzo principal menor

E: módulo de deformabilidad de la masa rocosa

ν : Relación de Poisson

ε_1 : Deformación unitaria en la dirección de σ_1

ε_2 : Deformación unitaria en la dirección de σ_2

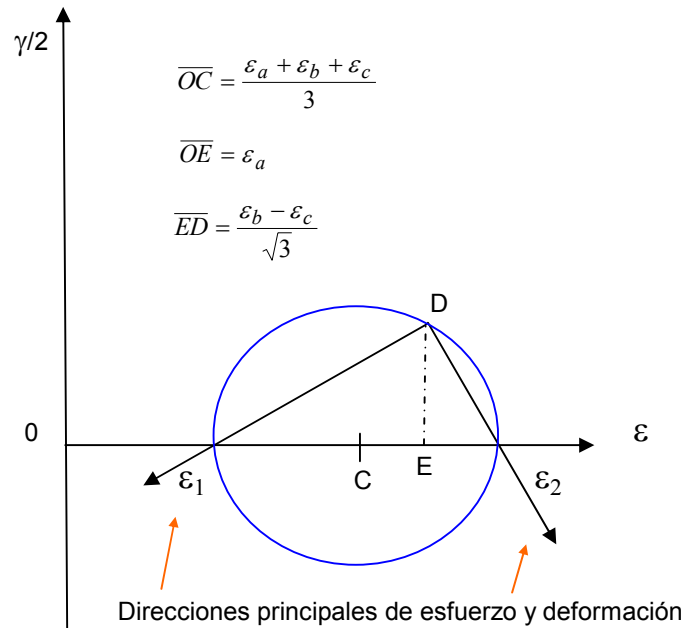


Figura 8.14 Círculo de Mohr de las deformaciones en la prueba de alivio de esfuerzos

Las pruebas de alivio de esfuerzos, tiene como objetivos principales:

- o Determinar la dirección de las deformaciones principales en la masa rocosa.
- o Fijar la posición de los gatos planos según la dirección de las deformaciones principales.
- o Calcular en forma indirecta la magnitud de los esfuerzos principales.

Este método adolece de varios defectos: en primer lugar los esfuerzos principales así determinados no corresponden al estado natural de los esfuerzos, sino al estado de esfuerzos modificado por la excavación. Para determinar los valores de los esfuerzos es necesario obtener el módulo de elasticidad y la relación de Poisson de la masa rocosa y no directamente de pruebas realizadas en núcleos de roca.

Ejemplo aplicación del método de alivio de esfuerzos

Consideremos que de un ensaye de alivio de esfuerzos se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la Tabla 8.1, se quiere conocer las deformaciones principales.

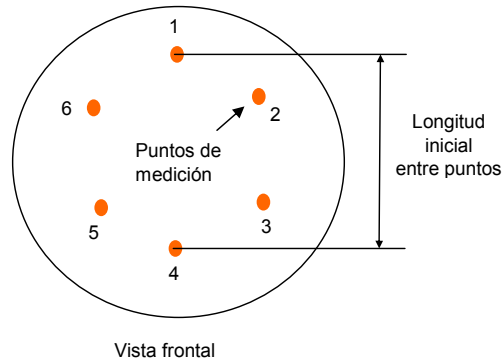


Tabla 8.1 Mediciones realizadas en una prueba de alivio de esfuerzos

Longitud medida	Desplazamiento Medido mm	Longitud Inicial mm	Deformaciones Unitarias
2-5	0.338	150	$\varepsilon_1 = 2.253 \times 10^{-3}$
1-4	0.395	150	$\varepsilon_2 = 2.633 \times 10^{-3}$
3-6	0.515	150	$\varepsilon_3 = 3.433 \times 10^{-3}$

Para construir el círculo de Mohr se calculan el centro y el polo en el círculo, puntos C, E y D en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2 Determinaciones de puntos en el círculo de Mohr

Punto calculado	Fórmula empleada	Resultado
C	$C = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3}$	$C = 2.773 \times 10^{-3}$
E	$E = \varepsilon_{2-5}$	$E = 2.253 \times 10^{-3}$
D	$D = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\sqrt{3}}$	$D = -0.420 \times 10^{-3}$

En la Figura 8.15 se dibuja el círculo de Mohr y se obtienen las deformaciones principales.

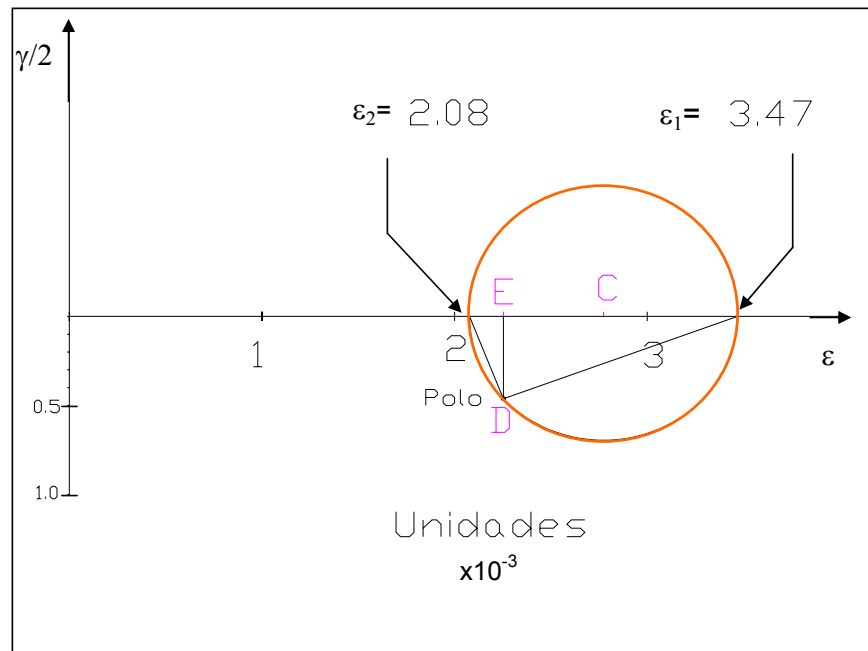


Figura 8.15 Representación de las deformaciones principales en el círculo de Mohr

Aplicando las expresiones 8.1 y 8.2, se obtienen los esfuerzos principales, considerando para ello un módulo de elasticidad de la roca $E = 1500$ MPa y una relación de Poisson de 0.31, los resultados se muestran en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3 Cálculo para obtener los esfuerzos principales

Deformaciones Unitarias principales instantáneas	Módulo Elasticidad MPa	Relación de Poisson	Fórmula Para obtener el esfuerzo principal	Esfuerzo principal MPa
$\varepsilon_1 = 3.47 \times 10^{-3}$ $\varepsilon_2 = 2.08 \times 10^{-3}$	1500	0.31	$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_1 + \nu \cdot \varepsilon_2)$	$\sigma_1 = 6.28$
$\varepsilon_1 = 3.47 \times 10^{-3}$ $\varepsilon_2 = 2.08 \times 10^{-3}$	1500	0.31	$\sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_2 + \nu \cdot \varepsilon_1)$	$\sigma_2 = 5.24$

CONSIDERACIONES SOBRE EL PROCEDIMIENTO GENERAL DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA.

Todo proyecto de instrumentación, por sencillo que parezca, requiere seguir una metodología planeada y sistemática para obtener buenos resultados (CFE, 2004), debe incluir las siguientes etapas:

- a. Planeación
- b. Fabricación y/o adquisición de instrumentos
- c. Instalación
- d. Programa de medición
- e. Proceso de datos
- f. Análisis de resultados

La planeación de un proyecto de instrumentación se inicia con la definición de los objetivos y sigue con la preparación de un programa detallado y calendarizado de actividades.

El tipo número y distribución de instrumentos por instalar en una excavación subterránea depende de las características de cada proyecto: localización de la estructura, topografía del sitio, condiciones geológicas, incertidumbres en el diseño, etc. Por lo que no es posible estandarizar el diseño de instrumentación.

Por otro lado Dunnycliff (1994), recomienda que en un buen diseño de instrumentación no se tengan instrumentos en exceso, lo que podría representar un desperdicio de recursos económicos.

La regla básica para diseñar con éxito la instrumentación de una obra es que todo instrumento debe responder a una incógnita específica.

CAPÍTULO 9

9 SISTEMAS DE SOPORTE EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS MEDIANTE ANCLAS

9.1 GENERALIDADES

Los primeros métodos para el ademe de excavaciones subterráneas fueron con abundantes elementos de madera empleados en la minería y tradicionalmente en los túneles europeos antiguos. Posteriormente, los sistemas de soporte en elementos de acero constituyeron el método tradicional de los túneles norteamericanos. Ambos presentan dos inconvenientes importantes: el primero implica obstrucciones para los trabajos subsecuentes y el segundo un costo alto, además los tiempos requeridos para la instalación de ambos tipos de soporte son considerables (Roguinsky, 1971).

Para túneles excavados en roca que no requieren de un ademe sistemático, la práctica de la ingeniería solucionó el problema en soportar bloques aislados potencialmente inestables mediante lo que se ha llamado "pernos de anclaje".

Se desarrollaron elementos mecánicos para sujetar el perno de anclaje o ancla a la roca, mediante el accionamiento de un elemento denominado expansor y para lo cual los diseños de la expansión se realizan paralelamente a la superficie del barreno y en otros. Con dicha expansión se presionan las paredes del barreno en un punto de contacto inicial y progresa posteriormente apoyando un tramo del elemento expansor sobre la roca. En ambos casos, estas anclas se conocen como de tensión (soporte activo). Las anclas trabajan en el momento de ser instaladas para que la roca no adquiera deformaciones excesivas.

El empleo de las anclas en roca de menor calidad, esto es, con alto grado de fisuración y aún en rocas constituidas por materiales granulares, induce a utilizar anclas que tengan contacto con la roca a todo lo largo del barreno en que se instalan. Así se conocen las anclas en las cuales la varilla queda embebida en mortero de cemento, en lechada o a base de resinas Figura 9.1. Por la forma en que trabajan las anclas rellenas (inyectadas), se les conoce como de fricción (soporte pasivo), la capacidad al esfuerzo cortante se desarrolla entre la adherencia del mortero y la varilla. Las anclas comienzan a trabajar después de que la roca ha sufrido deformación por la excavación.



Figura 9.1 Colocación de anclas en las paredes de un túnel.

Las anclas tensadas ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las fallas o discontinuidades, aumentando su resistencia al corte. Cuando el esfuerzo normal es pequeño, su función principal es la de absorber esfuerzos de tensión. La función de las anclas de fricción es la de soportar los esfuerzos de tensión que la roca es incapaz de resistir.

En las Figuras 9.2 a 9.5 se describen algunos tipos de anclajes de tensión y fricción existentes en el mercado (la mayoría de ellos patentados), que pueden ser utilizados como elementos de soporte en las excavaciones subterráneas.

Varilla inyectada. Es un tipo de anclaje sin tensar, que consiste en bombear un mortero grueso en el barreno. Se empuja la varilla en la lechada como se muestra en la Figura 9.2, si es necesario se puede añadir una placa de retén con una tuerca, la adherencia se logra entre el mortero y la roca-varilla.

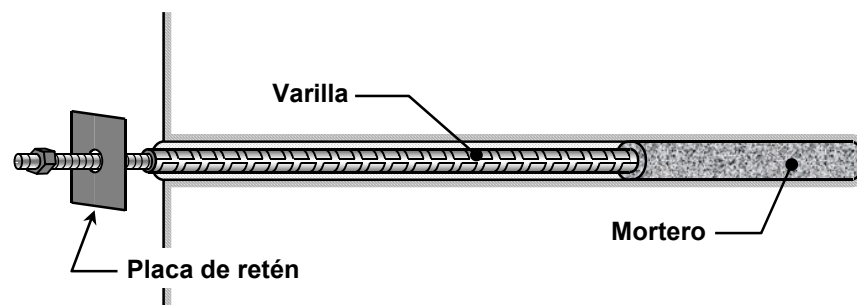


Figura 9.2 Ancla de fricción

Ancla mecánicamente fijada, tensada e inyectada. En la Figura 9.3, se muestra un tipo de ancla mecánica de casquillo expansivo. Una cuña que se fija al perno, se jala dentro de un casquillo cónico que al expandirse se presiona contra las paredes del barreno. La lechada se inyecta por la boca del barreno y el tubo de regreso llega hasta el final del mismo. La inyección termina después de la salida del aire y de la emisión de la lechada por el tubo de regreso.

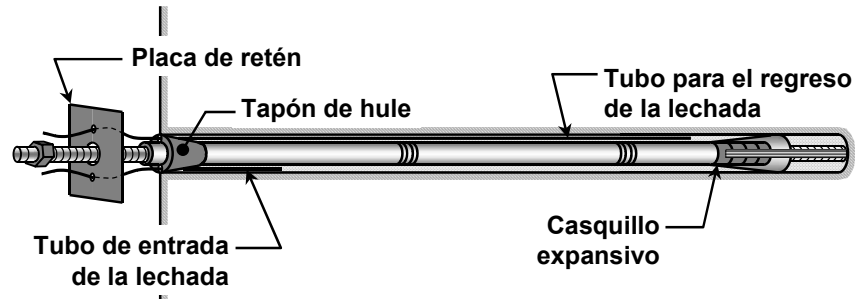


Figura 9.3 Ancla mecánica de casquillo expansivo

El ancla puede tensarse inmediatamente después de la instalación e inyectarse posteriormente cuando los primeros movimientos hayan cesado. Es un anclaje muy seguro en roca sana y se pueden lograr cargas de anclaje elevadas.

Barra con rosca, tensada y fijada en resina. Este tipo de sistema combina los sistemas mencionados. Se empujan las cápsulas (catalizador y resina) dentro del barreno y luego se inserta la barra. La rotación de la barra durante la inserción rompe las cápsulas con la consecuente mezcla de la resina con el catalizador Figura 9.4.

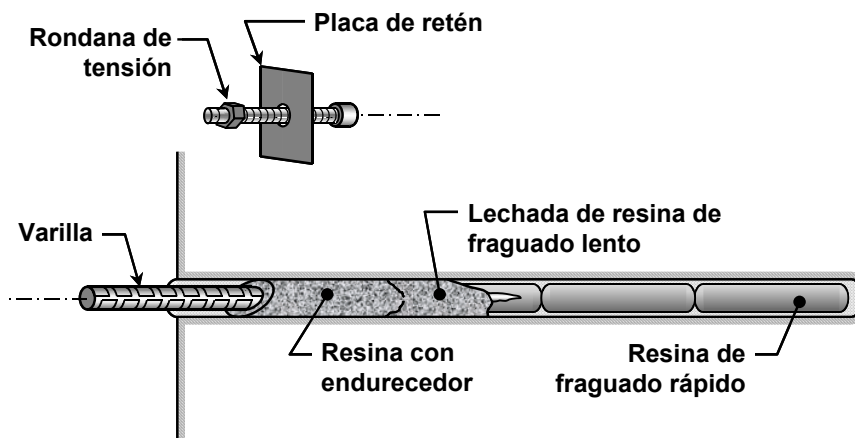


Figura 9.4 Ancla fijada con resina

Con este sistema se logran anclas de alta resistencia en roca de mala calidad.

Anclas de torones. Están constituidos por cables o torones de acero especial, recubiertos en el tramo libre por un tubo de plástico flexible. Poseen un tubo central de plástico rígido de PVC para evitar la corrosión, alrededor del cual están dispuestos los cables Figura 9.5.

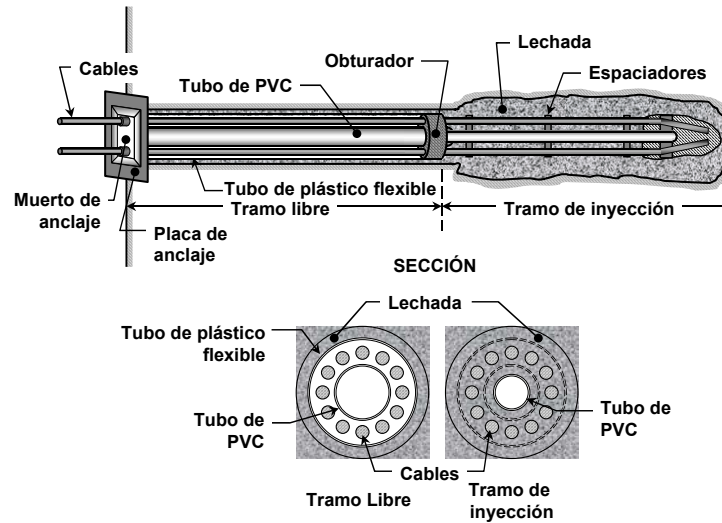


Figura 9.5 Características generales de un ancla de cables

El funcionamiento de los anclajes colocados en excavaciones subterráneas, permitió el desarrollo de sistemas de soporte en las cuales el ancla tiene una participación fundamental, la de uniformizar las deformaciones en la masa rocosa, desarrollando así un comportamiento monolítico. Ocasionalmente, se requiere de la colocación de elementos adicionales, tales como marcos de acero y de concreto en las paredes de la excavación, con el objeto de prevenir el desarrollo de inestabilidades en la excavación, Figura 9.6.



Figura 9.6 Inestabilidad en el frente de una excavación subterránea

9.2 RESISTENCIA DE LAS ANCLAS

Para establecer el diámetro, longitud y número de anclas que se requieren para estabilizar una excavación subterránea, es indispensable conocer la resistencia de estos elementos. Uno de los procedimientos usuales para determinar la resistencia del ancla, es aplicar una fuerza que tiende a extraer el ancla del sitio en que ha sido colocada, con la llamada prueba de extracción. Esta prueba es representativa de las condiciones de trabajo a la que está sujeta un ancla empotrada con expansor mecánico, pero no así de las condiciones de trabajo de un ancla rellena.

En anclas inyectadas, si la colocación y el relleno se ejecutan adecuadamente, la resistencia del ancla a la extracción estará definida por la resistencia de la varilla.

Los resultados de las pruebas de extracción efectuadas en anclas colocadas con el proceso normal de trabajo (Bello, 1974), muestran que, en general, se obtienen resistencias a la extracción definidas por la tensión de ruptura de la varilla; sin embargo, los defectos en la inyección y el uso de materiales inadecuados para la elaboración de la lechada, se traduce en reducciones de la resistencia a valores inferiores a la capacidad de la varilla. Las fallas en las anclas que no son por ruptura en la varilla se presentan generalmente por adherencia entre ésta y la lechada de cemento. En la Figura 9.7 se muestra la falla del anclaje por falta de adherencia entre la varilla y la lechada.



Figura 9.7 Falla del anclaje en un corte por defectos en la inyección

9.3 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ANCLAJE DE FRICCIÓN

Los procedimientos de diseño de sistemas de anclaje que aparecen en la literatura técnica, están apoyados en la hipótesis fundamental de que la roca es el principal elemento para el soporte de la excavación, que se refuerza con las anclas para hacer uniforme su comportamiento y que se protege contra procesos de alteración e inestabilidad locales con elementos exteriores, como el concreto lanzado y los marcos de acero.

Varios autores han propuesto metodologías para obtener la carga de roca basados en la dimensión de la excavación, (Deere, 1970). El criterio de Roguinsky (1971), considera la formación de un arco natural sobre la excavación, el material que se encuentra por debajo del arco se afloja y debe ser sujetado por los elementos de soporte; el material de aflojamiento (zona de plastificación) puede valorizarse para obtener la presión de roca y diseñar los elementos que habrán de soportarlo. La posición del arco depende de la geometría de la excavación y de las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante de la roca en donde se forma, Figura 9.8.

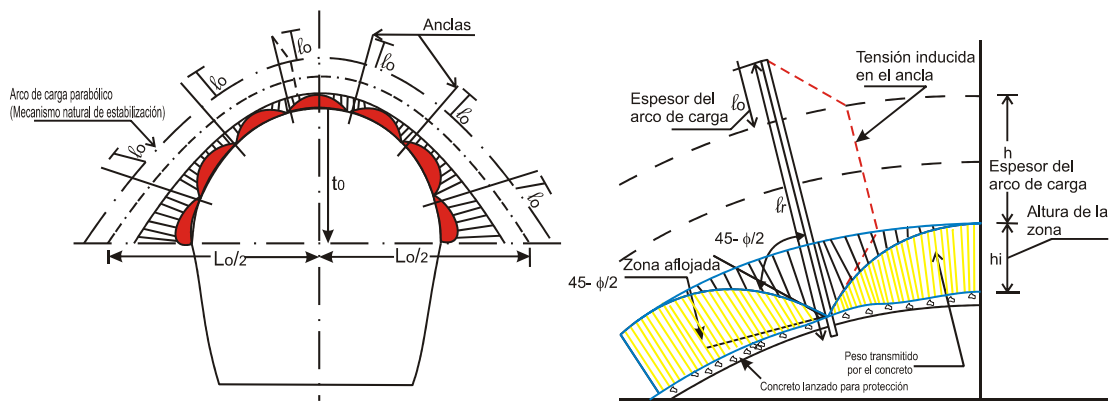


Figura 9.8 Determinación de la carga de roca y diseño del patrón de anclaje (Roguinsky, 1971)

La zona de aflojamiento entre las anclas forma un volumen parabólico cuya geometría queda determinada al considerar que, tratándose de un fenómeno de falla plástica incipiente, semejante al estado de empujes pasivos, la envolvente de la zona aflojada es tangente a un plano de deslizamiento potencial que forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con el plano que resiste el empuje y que es normal a las anclas, ya que las anclas constituyen el elemento que soporta la presión ejercida por el material aflojado. El peso del material aflojado es transmitido a las anclas mediante la capa del concreto lanzado.

La capacidad de carga del ancla puede determinarse con el criterio de Roguinsky (1971), expresión (9.1). La longitud de adherencia se determina con la expresión (9.2), la cual considera la falla más probable que se puede generar, esto es, entre la adherencia del mortero y la varilla.

$$C_t = f_y \cdot A \quad (9.1)$$

Donde:

C_t : Es la capacidad de trabajo del ancla.

f_y : límite de fluencia del acero, es común utilizar un 80% del límite de fluencia.

A: Área de la varilla.

$$L = \frac{C_t}{A_p \cdot f'_c} \quad (9.2)$$

Donde:

L: longitud teórica del ancla

A_p : área perimetral de la sección de la varilla

f'_c : Resistencia del mortero, es práctico utilizar un 10% de la resistencia.

El área tributaria para el anclaje se obtiene al establecer el equilibrio con la presión de roca y con la capacidad de trabajo del ancla (Jaeger, 1979), expresión (9.3).

$$Pr = \frac{C_t}{A_t}; \quad A_t = \frac{C_t}{Pr} \quad (9.3)$$

Donde:

Pr: Presión de roca

A_t : área tributaria del ancla

Finalmente la separación de la cuadrícula para el anclaje, se obtiene con la expresión (9.4).

$$s = \sqrt{A_t} \quad (9.4)$$

CONCLUSIONES

Con base en las discusiones y resultados presentados en el cuerpo de este trabajo se llega a las conclusiones siguientes:

1. Para propósitos de diseño o estabilidad de una excavación subterránea es necesario conocer las características geométricas de la masa rocosa. Esto puede ser logrado mediante un adecuado levantamiento en campo de las características de las discontinuidades de la roca y de los materiales que rellenan las discontinuidades, y con ello hacer uso de las clasificaciones geomecánicas. Con esta información se puede dar una apropiada consideración a los probables mecanismos de falla y problemas que pueden presentarse en la masa rocosa.
2. Los criterios de rotura de la roca determinan la resistencia bajo distintos niveles de esfuerzos, auxiliando al entendimiento del comportamiento real de los materiales rocosos.
3. Contar con métodos aproximados para determinar la resistencia y deformabilidad de las masas rocosas, ayudan a planear programas de investigación in situ, especialmente en la etapa de proyecto cuando la información disponible es limitada y a realizar un análisis de sensibilidad. Los métodos de campo para determinar las propiedades mecánicas de la masa rocosa permiten obtener el orden de magnitud de las propiedades geotécnicas.
4. Siempre es requerido en los análisis geotécnicos, durante la etapa de diseño, un grado de simplificación y habilidad para formular los problemas. Las soluciones analíticas cerradas para el diseño de excavaciones subterráneas en masas rocosas ayudan a predecir con una aceptable aproximación el comportamiento geotécnico de esas excavaciones. Son métodos de empleo fácil y rápido, útiles para tener una idea del comportamiento global del problema en cuestión y pueden ser utilizadas como un punto de partida antes de hacer uso de un método más sofisticado. Una de las desventajas de estos métodos es cuando se presentan excavaciones subterráneas con geometría compleja.

5. El análisis numérico tridimensional permite evaluar el estado de esfuerzos y deformaciones de las excavaciones subterráneas, considerando la geometría real de éstas y las propiedades mecánicas de cada unidad litológica en el recinto. Los resultados muestran la gran utilidad de los análisis para aportar elementos importantes en el diseño y que la aproximación obtenida es suficiente para la práctica de la ingeniería.
6. El análisis numérico de la excavación subterránea se realizó considerando un comportamiento elástico lineal. Esta simplificación no está muy lejos de la situación real; los resultados obtenidos son congruentes con las soluciones analíticas cerradas.
7. El método de elemento finito tiene varias ventajas: puede simular condiciones geométricas complejas, emplea diversas leyes constitutivas y también se puede adecuar la mejor alternativa del procedimiento constructivo.
8. En la actualidad se pueden visualizar los resultados de los análisis mediante gráficas tridimensionales, lo que ayuda a un mejor entendimiento del comportamiento de las excavaciones subterráneas y de los problemas de inestabilidad que puedan presentarse durante la etapa constructiva.
9. La correlación entre los resultados obtenidos con las soluciones cerradas y el método numérico muestra diferencias; éstas son explicables si consideramos que el programa LUSAS considera las propiedades de las diferentes unidades litológicas. Los resultados de los desplazamientos calculados con el método numérico son mayores a los calculados con las soluciones cerradas, en un orden del 20 % de diferencia. Esto es razonable al considerar el comportamiento global de la excavación tridimensionalmente. Lo anterior conduce a concluir que un análisis en 3D aportará mayor información y elementos para el diseño sobre el comportamiento real de la estructura subterránea, en comparación a los análisis realizados en dos dimensiones.
10. La instrumentación geotécnica es un medio que proporciona información cualitativa y cuantitativa, que permite balancear, verificar y mejorar las hipótesis realizadas en los modelos geotécnicos; también ayuda a monitorear el comportamiento de la masa rocosa en la etapa constructiva. Los datos

obtenidos del monitoreo dan elementos de juicio para verificar la estabilidad o inestabilidad de la excavación subterránea y para evaluar la eficiencia del procedimiento constructivo.

11. Las consideraciones para el diseño sistemático de anclaje con el método de Roguinsky, suponen que la roca alrededor de la excavación es el principal elemento para resistir la presión vertical actuante, lo cual se realiza mediante la formación de un arco, dentro de la masa rocosa, que trabaja sólo a esfuerzos de compresión. Las anclas uniformizan el comportamiento del material dentro del arco, lográndose así un trabajo en conjunto en la roca que lo constituye.
12. El material rocoso situado debajo del arco de carga y entre las anclas, se afloja y tiende a desplazarse de su sitio; este material debe ser sostenido por las anclas o por los elementos del sistema de soporte que complementan las anclas y que pueden consistir principalmente en marcos de acero y concreto lanzado.

ANEXO I. ORIGEN Y CAUSAS DEL TECTONISMO

La República Mexicana está constituida por placas tectónicas que dan origen a la forma actual, a las características geológicas, sísmicas y volcánicas del territorio nacional. Las placas se encuentran sobre un manto rocoso cuyas propiedades mecánicas dependen del tiempo que se analice, ya que las rocas del manto influyen de manera significativa sobre el comportamiento que exhiben las de la corteza.

La presencia de vulcanismo en las zonas de subducción, se debe a que la temperatura del manto es más alta que la de la placa; la penetración o la compresión entre ellas provoca el incremento adicional de la temperatura, que al exceder el punto de fusión de los minerales ahí presentes forma burbujas que contiene material de la placa como del manto; la burbuja al ascender a la superficie dará origen al vulcanismo.

La dinámica actual del territorio nacional ocasiona que el país se encuentre en proceso de desintegración geológica de las placas en superficie, ocasionado por el rompimiento y desplazamiento de fragmentos de corteza. Este fenómeno es conocido como "alactonía de bloques o terrenos".

El país está formado por un corazón ancestral de más de 1000 millones de años, denominado North American Craton, el Craton se interna en Chihuahua y parte de Sonora, donde esa porción del territorio nacional es la única que existía hace 200 millones de años. El resto del país está compuesto por un mosaico de terrenos o bloques alóctonos que se desplazaron, con rotaciones y traslaciones desde otras latitudes. El terreno de Oaxaca es la excepción; ya que este terreno es la consecuencia del desprendimiento de una parte pequeña del Cratón Norteamericano, que fue rodeado por otros terrenos de origen oceánico relativamente más jóvenes.

En las partes más superficiales del manto hay menos temperatura, dado que se enfría por su posición de menor profundidad y más cercanía a la superficie. Los depósitos de agua ebulen generando corrientes de convección que permiten el equilibrio dinámico del manto y el núcleo con respecto de la corteza. El equilibrio tectónico se manifiesta en la superficie a través de los fenómenos sísmicos volcánicos y mediante la formación de pliegues, fallas y fracturas, entre otros.

La aparente complejidad estructural actual del territorio de México es consecuencia de la geodinámica global, la cual ha afectado a las diversas provincias del país. Un ejemplo, es el caso de las provincias adyacentes del Istmo de Tehuantepec y Golfo de México, donde se conjuntaron varios sistemas de esfuerzos tectónicos compresivos y de cizallamiento, para dar como resultado las estructuras geológicas sumamente complejas.

En la Figura A1, se puede observar los rasgos de estructuras originadas por el tectonismo en la República Mexicana y se destacan algunas estructuras mayores asociadas a los sistemas de fallas y fracturas.

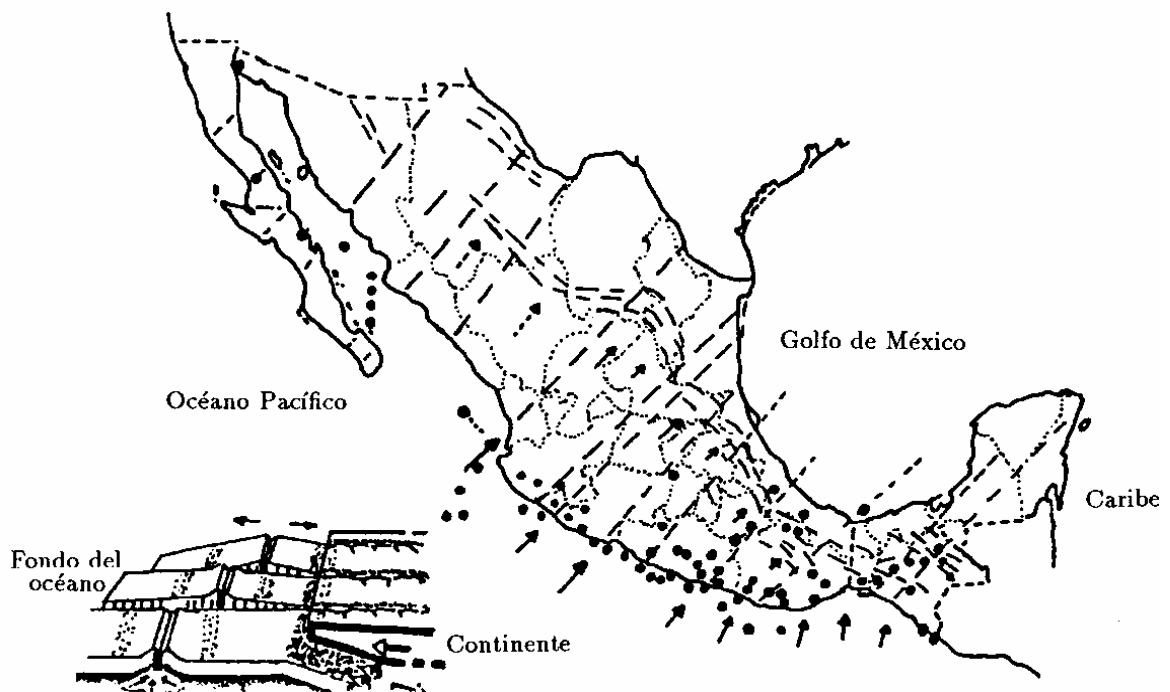


Figura A1. Las flechas indican la dirección del movimiento de la placa oceánica abajo del continente y en el esquema inferior se ilustra el deslizamiento del fondo oceánico bajo el continente. Las líneas discontinuas en el interior del continente indican algunos sistemas de fracturamiento regionales; las flechas, la dirección de los esfuerzos tectónicos que dieron origen a la formación de la Sierra Madre Occidental y a la de Chiapas.

En la Figura A2, se muestran las placas tectónicas de los continentes y las fallas transformadas del planeta, con las flechas, se indica el movimiento de las placas; en México la zona del océano pacífico está afectada por la placa de cocos.

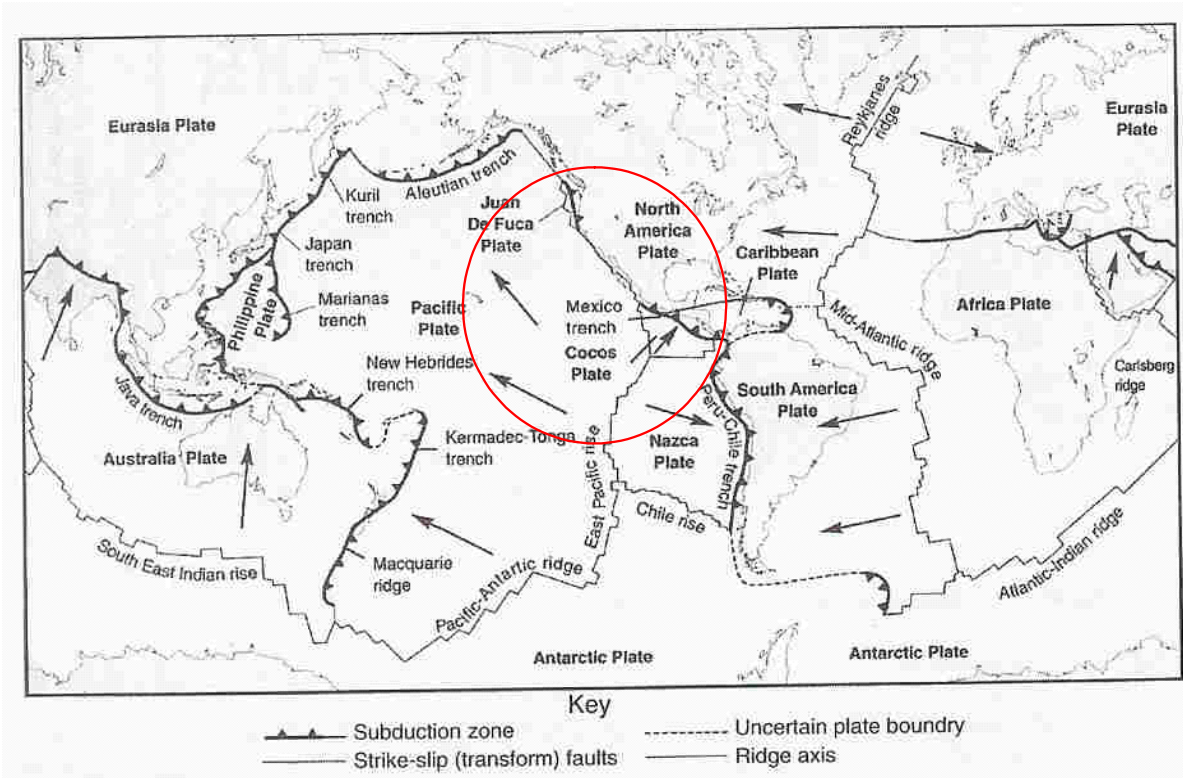


Figura. A2 Placas tectónicas del planeta (Day, 2002).

ANEXO II. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE BARTON (Q)

Valores de los parámetros característicos del índice Q		
1. Calidad del testigo RQD		RQD (%)
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100
<p><i>Notas:</i></p> <p>i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q.</p> <p>ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.</p>		
2. Índice de diaclasado		J_n
A	Roca masiva, sin diaclarar o con fisuración escasa	0,5-1,0
B	Una familia de diaclasas	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
J	Roca triturada, terrosa	20
<p><i>Notas:</i></p> <p>i) En intersecciones de túneles se utiliza la expresión $(3J_n)$</p> <p>ii) En las bocas de los túneles se utiliza la expresión $(2J_n)$</p>		
3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		J_r
<p>a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad.</p> <p>b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm.</p>		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5
F	Diaclasas planas, lisas	1,0
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5
<p><i>Nota:</i></p> <p>i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.</p>		
<p>c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.</p>		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1,0
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1,0
<p><i>Notas:</i></p> <p>i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice J_r en una unidad.</p> <p>ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor $J_r = 0,5$.</p>		

(Barton, 2000).

(continuación)

Valores de los parámetros característicos del índice Q (continuación)

4. Índice de alteración de las discontinuidades		ϕ_r	J_a
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	—	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1,0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25°-30°	2,0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3,0
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4,0
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	4,0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	16°-24°	6,0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm)	12°-16°	8,0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de J_a depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8-12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H, y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6,8 ó 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	—	5,0
O P R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10, 13 ó 13-20
Nota: los valores expresados para los parámetros J_r y J_a se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \approx \sigma_n \operatorname{tg}^{-1}(J_r/J_a)$)			
5. Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua (kg/cm ²)	J_w
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1,0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2,5-10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2,5-10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	> 10	0,2-0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0,1-0,05
Notas: i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor J_w . ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

(continuación)

Valores de los parámetros característicos del índice Q (continuación)				
6. Condiciones tensionales de la roca			SRF	
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando				
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)		10	
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación ≤ 50 m)		5	
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50 m)		2,5	
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)		7,5	
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación ≤ 50 m)		5,0	
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50 m)		2,5	
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)		5,0	
<i>Nota:</i>				
i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50 % si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación.				
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	> 200	$< 0,01$	2,5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0,01-0,3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2	> 1	200-400
<i>Notas:</i>				
i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta $0,75\sigma_c$; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomará el valor $0,5\sigma_c$. σ_c es resistencia a compresión simple, σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor y σ_θ es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad).				
ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H).				
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas		σ_θ/σ_c	SRF	
O	Presión de deformación baja	1-5	5-10	
P	Presión de deformación alta	> 5	10-20	
<i>Nota:</i>				
i) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh <i>et al.</i> , 1992). La resistencia a compresión de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{MPa}) \approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$, donde γ es la densidad de la roca en g/cm^3 (Singh, 1993).				
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.			SRF	
R	Presión de expansión baja		5-10	
S	Presión de expansión alta		10-15	
$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$				

(Barton, 2000).

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE BIENIAWSKI (RMR)

Parámetros de clasificación										
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m			
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm			
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
	Puntuación		15	10	7	4	0			
Corrección por la orientación de las discontinuidades										
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables				
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12				
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25				
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60				
Clasificación										
Clase	I	II	III	IV	V					
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala					
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20					

RELACIONES APROXIMADAS ENTRE LA CALIDAD DE LA MASA ROCOSA Y LOS VALORES DE LAS CONSTANTES m y s (Hoek y Brown, 1997).

<p>Criterio de rotura empírico</p> $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_{ci}\sigma_3 + s\sigma_{ci}^2}$ <p>σ_1 y σ_3: esfuerzos principales mayor y menor σ_{ci}: esfuerzo compresivo uniaxial de la matriz rocosa m y s: constantes empíricas del macizo rocoso</p>	Constantes del material: m y s .	Rocas carbonatadas: dolomías, calizas y mármol.	Rocas arcillosas: argilias, limolitas, lutitas y pizarras.	Rocas areniscosas: areniscas y cuarcitas	Rocas ígneas cristalinas de grano fino: andesitas, doleritas, diábasas y riolitas.	Rocas cristalinas ígneas de grano grueso y metamórficas: anfibolitas, gabros, gneises, granitos, mortas y cuarzodioritas.
Valores para el macizo rocoso alterado o afectado por voladoras (<i>disturbed</i>) Valores para el macizo rocoso sin alterar (<i>undisturbed</i>)						
Muestras de roca intacta						
Muestras de tamaño de probeta de laboratorio sin discontinuidades.	m	7,0	10,0	15,0	17,0	25,0
RMR = 100	s	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Q = 500	m	7,0	10,0	15,0	17,0	25,0
	s	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Macizo rocoso de muy buena calidad						
Bloque de roca sana. Juntas sin meteorizar y con espaciado de 1 a 3 m.	m	2,40	3,43	5,14	5,82	8,56
RMR = 85	s	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082
Q = 100	m	4,10	5,85	8,78	9,95	14,63
	s	0,189	0,189	0,189	0,189	0,189
Macizo rocoso de calidad buena						
Bloques de roca sana o ligeramente meteorizada, con juntas espaciadas de 1 a 3 m.	m	0,575	0,821	1,231	1,395	2,052
RMR = 65	s	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293
Q = 10	m	2,006	2,865	4,298	4,871	7,163
	s	0,0205	0,0205	0,0205	0,0205	0,0205
Macizo rocoso de calidad media						
Varias familias de discontinuidades moderadamente meteorizadas con espaciados de 0,3 a 1 m.	m	0,128	0,183	0,275	0,311	0,458
RMR = 44	s	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009
Q = 1	m	0,947	1,353	2,030	2,301	3,383
	s	0,00198	0,00198	0,00198	0,00198	0,00198
Macizo rocoso de calidad mala						
Numerosas juntas meteorizadas con algo de relleno. Brechas compactas sin rellenos. Espaciado de 0,03 a 0,5 m.	m	0,029	0,041	0,061	0,069	0,102
RMR = 23	s	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003
Q = 0,1	m	0,447	0,639	0,959	1,087	1,598
	s	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019
Macizo rocoso de calidad muy mala						
Numerosas juntas intensamente meteorizadas con rellenos. Espaciado < 0,05 m. Brechas con rellenos arcillosos.	m	0,007	0,010	0,015	0,017	0,025
RMR = 3	s	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001
Q = 0,01	m	0,219	0,313	0,469	0,532	0,782
	s	0,00002	0,00002	0,00002	0,00002	0,00002

Hoek y Brown, 1988.

ANEXO III. PROGRAMA LUSAS

METODOLOGÍA BÁSICA PARA EL USO DEL PROGRAMA LUSAS

El siguiente instructivo trata de mostrar algunas características básicas sobre el uso del programa de elemento finito LUSAS, utilizando la metodología básica en el modelado de la excavación subterránea para la casa de máquinas en un proyecto hidroeléctrico. La modelación se realizó en tres dimensiones.

Para hacer uso de los archivos digitales topográficos, se exportaron del programa LUSAS los planos en formato DXF, LUSAS reconoce puntos, líneas y arcos que formen Figuras geométricas en 2D. Al reconocer el archivo la Figura que se reconoce es la mostrada en A3.1.

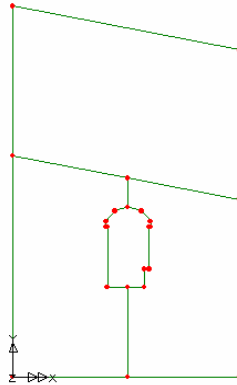


Figura A3.1. Archivo exportado en LUSAS en dos dimensiones

Posteriormente se definió los espesores y las fronteras de las distintas unidades litológicas que se encuentran en la excavación: Ticu1, Ticu2 y Ticu3, Figura A3.2.

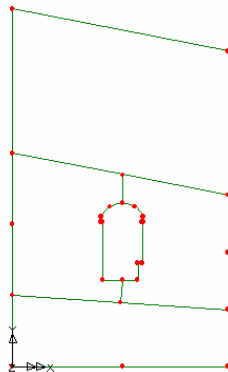


Figura A3.2. Definiendo las tres unidades litológicas existentes en el sitio de la excavación

Definida la Figura geométrica en superficies en dos dimensiones, se procedió a formar los volúmenes de la excavación a partir de estas superficies. Se designan a cada 10 m de profundidad hasta llegar a la longitud total de 107 m de la excavación, con el objeto de verificar el cumplimiento de la restricción en los elementos, no exceder de una relación largo/ancho de 10 unidades, esto es, para evitar un error en el cálculo numérico, Figura A3.3.

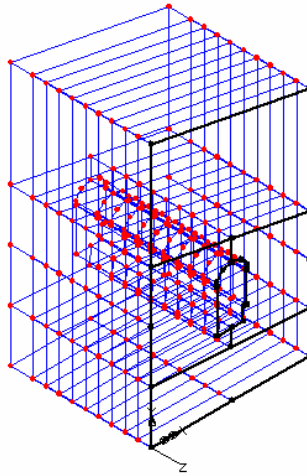


Figura A3.3. Formando el modelo en tres dimensiones

Con el volumen general de la excavación, se procedió a generar el enmallado, para LUSAS es recomendable formar una malla irregular con interpolación cuadrática cuando se tiene geometrías irregulares como es este caso, la malla realizada se observa en la Figura A3.4.

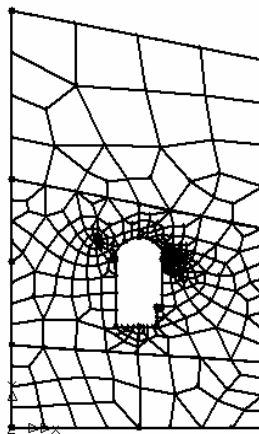


Figura A3.4. Generación de la malla de elementos finitos

Se designan las condiciones de apoyo en el modelo, LUSAS define a las restricciones de apoyos por fuerzas, para simular la base en el modelo, se puso restricción en los ejes x, y, z como se muestra en la Figura A3.5.

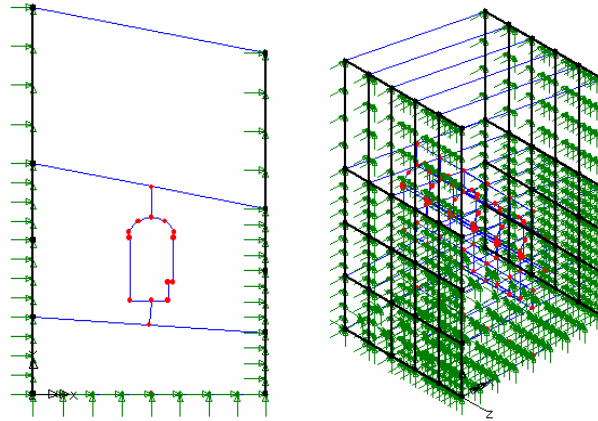


Figura A3.5. Restricciones de movimientos en la malla de elementos finitos

Posteriormente se diseño la ley constitutiva a emplear para designar las propiedades de resistencia y deformabilidad de cada unidad litológica: relación de presiones, k , módulo de Elasticidad, E , y con la relación de Poisson, ν .

Con el peso volumétrico se asignan las cargas gravitacionales que se ejercerán en el modelo, Figura A3.6.

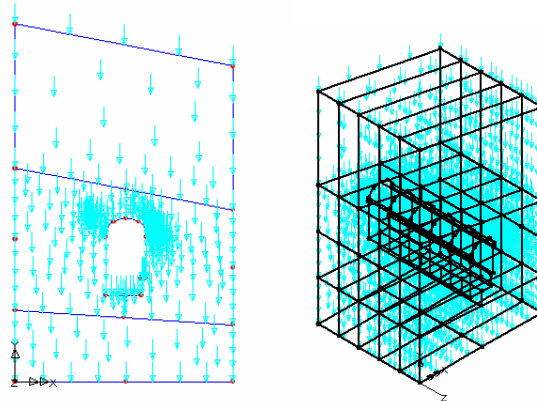


Figura A3.6. Cargas gravitacionales ejercidas en cada elemento de la malla

Una vez definidas las propiedades en el modelo, se corre el programa LUSAS, si la corrida es exitosa, se generan dos archivos de salida, en el primero se guardan los datos de entrada del modelo y en el segundo los resultados del análisis.

REFERENCIAS

1. Aguayo J., **Geodinámica de México y Minerales del Mar**, Fondo de Cultura Económica. México, 1996.
2. Amadei B., **Importance of Anisotropy when Estimating and Measuring In Situ Stresses in Rock**. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstract. Vol 33. No. 3. 1996: pp 293-325.
3. Auld A., **Design and Construction of Deep Shafts**. Rev., Tunnels and Tunnelling, UK, December 1988.
4. Barton, Lien, Lunde., **Estimation of Support Requirements for Underground excavations**. Proceedings, 16th Symposium on Rock Mechanics of ISRM, Minneapolis, 1975: 99-113.
5. Bello A. y Serrano, F. **Measurements of the behavior of grouted bolts used as reinforcing elements for the support of undergrounds openings**. Proceedings, 3th. Congress of the ISRM, Denver 1974: 1189-1193.
6. Bello A., **Simplified method for stability analysis of underground openings**. Proc. Int. Symp. ISRM, Rocstore 77, Stockholm, Sweden 1977: 289-294. Pergemon Press.
7. Bello A., y Porras L. A., **Determinación aproximada de la deformabilidad de una masa rocosa**. Proc. IV Reunión Nacional de Mecánica de Rocas. Taxco, Gro. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas P. 45-61, 1993.
8. Bello A. y Ayala R., **Determinación aproximada de la ley de resistencia de una masa rocosa**. *Revista del Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C.*, Número 305, septiembre 1993: 47-51.
9. Bello A., **Teoría elastoplástica general para un túnel circular excavado en un medio geoestático**. *Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, Número 198. May/jun 2005: 17-24.
10. Bieniawski, Z. T. **Rock mechanic design in mining and tunnelling**. Ed. Balkema, 1984.

11. Brady B., and Brown E. T., **Rock Mechanics for Underground Mining.** Chapman Hall, Second Edition 1993.
12. Brown E.T., Bray J.W., Ladanyi B., Hoek E., **Ground Response Curves for Rock Tunnels.** Journal of Geotechnical Engineering ASCE, Vol. 109, No. 1, January 1983.
13. Cai M., Kaiser P., Uno y Tasaka, Minami. **Estimation of Rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system.** International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 41 (2004), 3-19.
14. Castilla J. E., **Recomendaciones de tratamientos de soporte y drenaje de la roca para la excavación de la obra de generación del P. H. El Cajón, Nay.** Informe 02/111/SGM/R Subgerencia de Geotecnia y Materiales, CFE 2002.
15. Carranza-Torres, C., Fairhurst C., **The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion.** International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 36 (1999), 777-809.
16. CFE, **Proyecto de instrumentación del P.H. El Cajón.** Subdirección técnica de gerencia de estudios de ingeniería civil, informe 841-017/02. Abril de 2002.
17. Corkum B., T. **Three-Dimensional triangulated boundary element meshing of underground excavations and visualization of analysis data.** Thesis submitted in conformity with the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Department of Civil Engineering. University of Toronto (1997).
18. COVITUR, **Manual de Diseño Geotécnico.** Volúmenes 1 y 2, DDF, México 1987.
19. Chunlin Li., **Rock Support design based on the concept of pressure arch.** International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 36 (2006), 1083-1090.

20. Day, Robert., **Geotechnical Earthquake Engineering Handbook**. Ed. Mc Graw-Hill, New York, 2002.
21. Deere, D. U., **Consideraciones geológicas**. Mecánica de rocas en la ingeniería práctica. España 1968.
22. Deere, D. W., **Reparación del Túnel de Conducción de C. H. Charcani V, Perú**. Congreso de túneles Acapulco, México; ISRM 1992, vol. I, edt. Balkema, Róterdam.
23. Denkhaus, H. G., **The significance of stress in rock masses**. Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics. Editorial Blume. Madrid 1968.
24. Dunicliff, John. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. John Wiley & Sons, 1988. New York, USA.
25. Dunicliff, John. **Geotechnical News**. Magazine Geotechnical, Volume 12 Number 3, September 1994, Canada.
26. Espinosa, L. **Informe de pruebas de mecánica de rocas en el socavón 8C, del P.H. Aguamilpa**. Informe No. 88-06-GR. Febrero 1988, Subgerencia de Ingeniería Experimental, CFE.
27. Fairhurst C., **Stress Estimation in Rock: a brief history and review**. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 40 2003. pp 957-973.
28. Garrido, J. y Lechuga F., **Informe de los trabajos de exploración geológica para las obras de generación subterránea del P. H. El Cajón**. CFE 2002.
29. González de Vallejo L., Ferrer M., Ortuño L., **Ingeniería Geológica**. Prentice Hall. Madrid 2002.
30. Goodman, R. E. **Introduction to Rock Mechanics**. Ed. John Wiley & Sons, 1989.
31. Habib, P. **La Theorie et la Pratique Dans Les Travaux Souterrains**. International Symposium on Rock Mechanics. Palaiseau, France 1957.

32. Hobbs, E., **An outline of Structural Geology**. Wiley International, United States 1976.
33. Hoek, E. and Brown, E.T., **Empirical strength criterion for rock masses**. J. Geotech. Engng. Div., ASCE 106 (GT9) 1980, 1013-1035.
34. Hoek, E. and Brown, E.T., **Underground Excavation in Rock**. The Institution of Mining and Metallurgy. London 1980.
35. Hoek, E. and Brown, E.T. **Practical estimates of rock mass strength**. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 34(8) 1997, 1165-1186.
36. Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B. **Hoek-Brown failure criterion 2002**. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002.
37. Herrera, C. S., **Notas del curso de Mecánica de Rocas**. Impartido por el Ing. S. R. Herrera Castañeda, DEPFI, UNAM 2005.
38. Hudson J., **Rock Mechanics Principles in Engineering Practice**. Ciria, London 1989.
39. ISRM, **Suggested Methods for Rock Characterization Testing and Monitoring**. Ed. E.T. Brown. Pergamon Press. 1981.
40. IMTA, **Geotecnia en Ingeniería de Presas**. Instituto mexicano de tecnología del agua. México, 2001.
41. Jaeger, J. C. and Cook, N. G. W., **Pinching-Off and Disking of Rocks**. Journal of Geophysical Research, (1963), Vol. 68, No. 6
42. Jaeger J. C., and Cook N.G.W., **Fundamentals of Rock Mechanics**. Chapman and Hall, London 1971.
43. Jaeger J. C., **Rock Mechanics and Engineering**. Cambridge University Press. Second edition 1979.
44. Jeffrey R., **Earth Fissure System**. Proceedings of the Fourth International Symposium on Land Subsidence, Pub. No. 200, May 1991.

45. Kehle R. O., **The Determination of Tectonic Stresses through Analysis of Hydraulic Well Fracturing.** Journal Geophysical Research. (1964); p 69 (2)
46. Kim K., and Franklin J., **Suggested Methods for Rocks Stress Determination.** International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. Absts 24-1. 1987. pp 55-73.
47. Lama, R.D. and Vutukuri, V.S., **Handbook on mechanical properties of rocks.** Vol III. Trans Tech publications, Germany, 1978
48. **Manual de diseño de obras civiles.** Tomo B,3,4, Pruebas de Campo y Laboratorio. Comisión Federal de electricidad/I.I.E.
49. Martin C.D., Kaiser P.K., Christiansson R., **Stress, Instability and Design of Underground Excavations.** International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 40 2003 pp 1027-1047.
50. Mattauer M., **Las Deformaciones de los Materiales de la Corteza Terrestre.** Omega. Barcelona 1976. pp 429-432.
51. Mc Cutchen W. R., **Some Elements of a Theory for In situ Stress.** International Journal Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics. Abstract 19, (1982) pp 201-203.
52. Meek J., **Stress Analysis in Mine Design.** Applications to Rock Engineering-Mining Engineering. University of Queensland. Australia, 1992.
53. Mello F., Armelin L, Santiago F, Telles J, Mansur W., **Determination of the Natural Stress State in a Brazilian Rock Mass by Back Analysing Excavation Measurements: a case study.** International Journal Rock Mechanics Mining & Sciences. Abstract 39, (2002) pp 1005-1032.
54. Morales J., y Bello A. **Análisis de los desplazamientos en la caverna para la casa de máquinas y en los túneles de desvío del P.H. El Cajón, Nay.** XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tuxtla Gutiérrez Chiapas, Noviembre de 2006.

55. Özbek, Türkmen, Gül. **The Deformation Evaluation of Kizlaç T3A Osmaniye Turkey.** Engineering Geology 67 (2003): pp 309-320.
56. Panet, M., **Quelques problèmes de Mécanique des Roches Posés par le Tunnel du Mont Blanc.** Rev. Bulletin de Liaison des Laboratoires routiers. Ponts et Chaussées # 42, Paris France, 1969. pp 115-145.
57. Patton, F. D., **Multiple modes of shear failure in rock.** Proceedings 1st International Congress on Rock Mechanics, ISRM. Lisboa, vol. 1, pp 509-513.
58. Potts, M. D., and Zdravkovic', L. **Finite element analysis in geotechnical engineering, theory.** Thomas Telford, London 1999.
59. Potts, M. D., and Zdravkovic', L. **Finite element analysis in geotechnical engineering, application.** Thomas Telford, London 2001.
60. Price, N., **Analysis of Geological Structures.** Cambridge University, Great Britain 1990. pp 224-228.
61. Ramm, E. D'Adetta. **Continnum or Discontinuum, that is the question.** European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Enginnering. ECCOMAS Barcelona 2000.
62. Rangel, J. L., **Diseño del soporte y del procedimiento constructivo de túneles en macizos rocosos utilizando redes neuronales.** Tesis Doctoral, UNAM 2002.
63. Roguinsky, V. M., **On the Estimation of the Basic Parameters for Grouted Anchors.** Moscú Niedra, 1971.
64. Sauter, F., **Introducción a la Sismología.** Editorial tecnológica de Costa Rica 1989. pp. 15-31.
65. Sheorey, P.R. Choubey V., **An Empirical Failure Criterion For Rocks and Jointed Rock Masses.** Engineer Geology, Elsevier Science Publisher B.V., Amsterdam 1989.
66. Sheorey, P. R., **A Theory for in situ Stresses in Isotropic and Transversely Isotropic Rock.** International Journal Rock Mechanics Mining

- Sciences & Geomechanics. Abstract pp 31, 23-34 (1994).
67. Simons, N. E and Menzies, B. k., **A Short Course in Soil and Rock Slope Engineering**. Thomas Telford. London 2005.
68. Smith, I. M. and Griffiths, D. V. **Programming the Finite Element Method**. John Wiley, England 2004. 228-230.
69. Suarez, J. A., **Resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos**. Memorias de las conferencias pronunciadas del 10 al 12 de diciembre de 1987 con el tema: La Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil. Academia Nacional de ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Buenos Aires Argentina.
70. Széchy Károly. **The art of tunnelling**. Akademiai Kiadó, Budapest, 1970.
71. Szwedzicki T., **Geotechnical Precursors to Large-Scale Ground Collapse in Mines**. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 38 (2001): pp 957-965.
72. Tamez E., Rangel J., Holguin E., **Diseño Geotécnico de Túneles**. TGC Geotecnia, S.A. de C.V. 1997.
73. Terzaghi K., Proctor M. E., White T. L., **Rock Tunneling with Steel Supports with Introduction to Tunnel Geology**. The comercial Shearing & Stamping. Ohio 1946.
74. Terzaghi, K., **Measurement of Stresses in Rock**. Geotechnique, 12, (1962). pp 105-124.
75. Timoshenko, S. y Goodier, J. N. **Theory of Elasticity**. McGraw Hill Book Company. (1951), Inc., 55-57.
76. Tuma J., Hady, A., **Enginnering soil mechanics**. Prentice Hall, 1973.
77. Zienkiewicz O. C., **The finite element method**. 3rd edn. McGraw Hill, London (1977), 527-529.