



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Apuntes complementarios de
Mecánica de Rocas, Suelos y
Clasificación Ingenieril de
macizos rocosos**

MATERIAL DIDÁCTICO

Que para obtener el título de

Ingeniero Geólogo

P R E S E N T A

Jorge Santiago Jiménez López

ASESOR DE MATERIAL DIDÁCTICO

Dr. Moisés Dávila Serrano



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2020

Contenido

Introducción	3
1 Mecánica de Suelos	5
1.1 Origen de los diferentes tipos de suelos	5
1.2 Clasificación de Suelos	10
1.3 Tipos de presión y esfuerzos en suelos	19
1.4 Consolidación y resistencia de los suelos.....	20
1.5 Muestras alteradas e inalteradas	27
1.6 Presión de poro (intersticiales) y esfuerzos en un suelo. Aplicación	28
1.7 Ejercicios.....	30
2 Mecánica de rocas.....	35
2.1 Pruebas de laboratorio.....	40
2.2 Instrumentos y pruebas de campo	45
2.3 Criterio Mohr-Coulomb.....	46
2.4 Criterio de Hoek-Brown.....	47
2.5 Criterio de rotura de Barton.....	52
2.6 Factor de Seguridad y Mecanismos de Falla	53
2.7 Ejercicios.....	60
3 Clasificación ingenieril de macizos rocosos.....	69
3.1 Clasificación geomecánica de Bieniawski. RMR (Rock Mass Rating)	77
3.2 Índice Q (Barton)	82
3.3 Índice de Resistencia Geológica (GSI)	90
3.4 Ejercicios.....	92
Solución de ejercicios	97
Bibliografía	150

Introducción

Ingeniería Geológica

La composición de la Tierra, tanto en el interior de la corteza como en la superficie, ha sido estudiada a lo largo de la historia; la Geología, ciencia encargada de su estudio, se compone de distintas disciplinas (petrología, geología estructural, sedimentología, estratigrafía, etc.) que facilitan el análisis e interpretación tanto de características como procesos que ocurren en el planeta Tierra.

Para llevar a cabo el estudio de la Tierra es posible separar en interior y exterior o superficie terrestre. El comportamiento y estado físico del primero de ellos se ha conocido con ayuda de la geofísica facilitando su estudio y proponiendo hipótesis de su funcionamiento; por otro lado, la superficie terrestre es mucho más accesible para estudiar, sin embargo, puede ser igual o mayormente compleja que el interior, por tanto, se han creado las diferentes disciplinas o ramas de esta ciencia.

El origen de suelos a partir de meteorización y erosión de rocas, deslizamientos de laderas compuestas por suelos y/o roca, o fracturamiento de macizos rocosos son procesos que ocurren en la superficie terrestre y ponen en riesgo la seguridad del entorno social, por ello es necesario estudiar cada uno de ellos de forma precisa.

Además de prevenir riesgos, el análisis estructural de macizos rocosos funciona para el diseño de obras de carácter civil o minería desde la planeación hasta la conclusión del proyecto. Además de conceptos de Mecánica de Rocas y Mecánica de Suelos, el ingeniero geólogo debe utilizar herramientas de otras ramas como Geología Estructural, Petrología, Sedimentología, Geofísica, entre otras, para generar una interpretación donde indique las ventajas y desventajas probables para el proyecto. Si el estudio es deficiente el proyecto traerá consigo problemas que podrán aumentar el costo de obra, para evitar esto se deben reportar e informar de manera correcta y concisa, todos los factores que intervengan para culminar el proyecto exitosamente.

El presente trabajo recopila conceptos de temas involucrados en Geotecnia como Mecánica de Rocas y Suelos y Clasificación Ingenieril de Macizos Rocosos, los conceptos funcionarán como herramienta o apoyo para poder resolver ejercicios básicos de: clasificación de suelos, determinación de esfuerzos en una muestra de roca, deslizamientos de laderas y clasificación de macizos.

Objetivos

El objetivo general del presente trabajo es proporcionar a los alumnos conceptos básicos de Mecánica de Rocas, Mecánica de Suelos y Clasificación Ingenieril de Macizos Rocosos; los temas se desarrollarán con apoyo de esquemas, imágenes, tablas y ejercicios con el fin de facilitar la comprensión de los mismos.

Otro propósito de estas notas es recopilar conceptos e ideas de diferentes autores relacionados a Mecánica de Rocas, Suelos y Clasificación Ingenieril de Macizos Rocosos para ser aplicados en la resolución de ejercicios que han sido propuestos en este trabajo con el fin de facilitar el aprendizaje.

Así como conocer el origen y estructura de los dos grandes grupos de suelos, su composición y depósito. De igual forma, conocer las diferentes técnicas para su clasificación de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y aprender a calcular las diferentes presiones que actúan sobre ellos.

Así mismo, se propone definir y comparar los conceptos de macizo rocoso y roca intacta con base en sus características.

Identificar los tipos de esfuerzos que pueden modificar el comportamiento de las rocas, los criterios de ruptura y las pruebas de laboratorio e instrumentos de campo para reconocer su resistencia, de igual forma, distinguir las clasificaciones de macizos rocosos de acuerdo con parámetros identificados en campo y por el tipo de excavación. Éstos son aspectos importantes para alcanzar el objetivo planteado.

Alcance

Se integrará un manual práctico con los conceptos más importantes de Mecánica de Rocas, Suelos y Clasificación Ingenieril de Macizo Rocosos, además de ejercicios propuestos para complementar el aprendizaje de los temas antes mencionados. El manual podrá ser utilizado como material didáctico en la formación de estudiantes de la carrera de Ingeniería Geológica de la Facultad de Ingeniería especialmente durante el curso *Geología aplicada la Ingeniería Civil*.

1 Mecánica de Suelos

La composición y comportamiento del material que compone a la capa delgada que descansa sobre la parte exterior de la corteza terrestre se le ha denominado como **suelo**, sin embargo, la definición varía de acuerdo al ámbito profesional. Por ejemplo, para el geólogo es todo material meteorizado en el lugar en que ahora se encuentra y con contenido de materia orgánica cerca de la superficie; por otro lado, en Ingeniería se agregan a esa definición los materiales transportados por cualquier factor (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

La formación de los suelos se debe a la fragmentación de cualquier tipo de roca por procesos de meteorización mecánica y química que, después de su formación, pueden ser transportados lejos de su lugar de origen.

Para la mecánica de suelos el resultado de la meteorización de las rocas genera un sistema de partículas; debido a esta naturaleza o configuración, el deslizamiento entre partículas provoca deformación en los suelos, como el deslizamiento es un proceso no lineal e irreversible, el comportamiento del suelo es altamente no lineal e irreversible (Lancellotta, Geotechnical Engineering, 1995). Este sistema de partículas distingue a la mecánica de suelos de la mecánica de sólidos y fluidos.

El espacio entre las partículas puede estar ocupado de agua o aire y por tanto deben considerarse como parte del suelo; debido a eso el suelo también se define como un material con diferentes fases donde interactúan sólidos y fluidos.

1.1 Origen de los diferentes tipos de suelos

Al igual que la formación de rocas sedimentarias el origen de los suelos inicia con la meteorización química y física seguido del transporte y al final el depósito sin llegar a la consolidación. La fragmentación de las rocas puede ocurrir por cambios de temperatura, eventos tectónicos o cambios en la presión de fluidos.

A la ruptura de las rocas por cambios bruscos de temperatura se le denomina *termoclastia*. Cuando el agua entra en las discontinuidades de las rocas se congela debido a bajas temperaturas provocando alta presión y con ello ruptura. Lo anterior da origen a suelos granulares como gravas, arenas y algunos limos.

La acción química se produce principalmente por el agua que modifica la composición de las rocas. Los procesos que se llevan a cabo por acción del agua son: oxidación, hidrólisis y, en ocasiones, carbonatación. La meteorización química da como resultado la generación de arcillas.

El clima es un factor determinante para la formación de suelos granulares o suelos finos. En zonas húmedas y cálidas se propicia la formación de limos y arcillas, por otro lado, en zonas frías y/o áridas se suelen presentar gravas y arenas (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Después de la acción física o química los suelos pueden permanecer en el lugar de su formación, es decir, sobre la roca que fue alterada y es por ello que se denominan **suelos residuales**; en cambio si el suelo recién formado es transportado y depositado por agua, viento o hielo se define como **suelo transportado**.

Algunos ejemplos de suelos residuales son: laterita (suelos rojos), bauxita (suelos con predominio de Al_2O_3) y algunas arcosas; los suelos transportados pueden ser fluviales (arenas y gravas) y eólicos que engloban a loess (granos del tamaño de limo) y piroclásticos (arenas, cenizas volcánicas).

De acuerdo con la textura los suelos pueden dividirse en suelos gruesos y suelos finos. Las gravas y arenas son materiales sin cohesión y su comportamiento no se ve afectado por la presencia de agua a diferencia de los materiales finos donde el comportamiento depende de la influencia del agua (Lancellotta, Geotechnical Engineering, 1995).

El ambiente de depósito define la estructura de cada uno de los suelos; la estructura más típica de depósito de sedimentos es la estratificación, es decir, el acomodo de sedimentos de forma horizontal o tomando la forma del relieve.

Existen diferentes tipos de sedimentos que se clasifican de acuerdo a su origen: los sedimentos clásticos son aquellos que provienen de fragmentos de rocas y minerales; los sedimentos químicos tienen origen en la precipitación de minerales a partir de soluciones saturadas y los sedimentos bioquímicos que se forman a partir de restos óseos de animales y plantas (Lancellotta, Geotechnical Engineering, 2nd ed., 2009).

El relieve y el agente de transporte dan origen a diferentes depósitos: los escurrimientos sobre laderas arrastran materiales de gran tamaño hasta depositarlos en la base; los ríos transportan materiales de tamaños diferentes dependiendo de la competencia y la corriente, en un principio pueden arrastrar grandes tamaños de material pero al final, en las desembocaduras, el material se vuelve más fino.

Los depósitos lacustres son generalmente de grano muy fino debido a la tranquilidad del agua. Los vientos pueden arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde limo hasta arenas gruesas las cuales inician el transporte cuando la velocidad del viento alcanza los 18 km/h. Las fracciones de limo se transportan en suspensión y se depositan como **loess** que, además del limo, pueden contener arenas finas de cuarzo y feldespato.

Los depósitos marinos incluyen diferentes ambientes: borde de plataforma, talud continental y mar profundo. En el borde de plataforma se depositan arenas, limos y arcillas y el tirante de agua es de 200 m.

En el talud continental el tirante de agua varía entre 200 a 2000 m, en esta zona se transportan arenas finas, limos y arcillas por medio de flujos de escombros y corrientes de turbidez que son resultado de terremotos, huracanes o por la llegada de sedimentos por medio de un río y en conjunto dan origen a las **turbiditas**.

En las zonas profundas se depositan arcillas transportadas por viento, partículas óseas de animales marinos y plantas los cuales se conocen como sedimentos pelágicos.

Los suelos granulares o de partículas gruesas están constituidos por distintos minerales o rocas que los contienen, estos son: silicatos como feldespato potásico, plagioclasas, micas y en ocasiones minerales ferromagnesianos; óxidos (limonita, magnetita y corindón); carbonatos como dolomita y calcita; anhidrita y yeso como sulfatos. El comportamiento de los suelos gruesos no depende de su composición sino del acomodo de las partículas.

El producto final de la meteorización química son las arcillas; el comportamiento de éstas depende de su estructura y de su mineralogía. Estos suelos se componen de silicatos de aluminio hidratados, silicatos hidratados de Mg y Fe más otros iones metálicos.

La estructura de los minerales arcillosos se compone de láminas silícicas y alumínicas que han sido identificadas por difracción de rayos X; las láminas silícicas están formadas por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno dispuestos en un tetraedro. Por otro lado, las alumínicas forman un octaedro con un átomo de aluminio y seis de oxígeno. Dichas láminas se acomodan unas sobre otras y esta estructura da lugar a tres grupos de minerales arcillosos: caolinita, montmorillonita e illita.

La caolinita se compone de láminas silícicas y alumínicas dispuestas una sobre otra indefinidamente. La unión entre cada lámina no permite la penetración de agua entre ellas (adsorción), gracias a ello las láminas pueden apilarse para formar grandes cristales y al mismo tiempo ser más estables en presencia de agua a diferencia de otras arcillas.

La montmorillonita se compone de la superposición de una lámina alumínica entre dos silícicas, las láminas tetraédricas se unen por fuerzas o enlaces de Van Der Waals que vuelve más débil la estructura, esto provoca que las moléculas de agua, por su naturaleza dipolar, se introduzcan en dicha estructura provocando aumento de volumen de los cristales que macroscópicamente se presenta como expansión.

La estructura de la illita es similar a la de la montmorillonita sin embargo, las capas están unidas por un átomo de potasio convirtiendo la estructura más fuerte y por tanto las moléculas de agua no afectan de manera significativa.

Como se mencionó anteriormente los suelos se componen de diferentes fases: partículas sólidas, aire y agua; el acomodo y cantidades de estas fases afectan directamente en las propiedades mecánicas como la resistencia al corte y la compresibilidad. Las fases presentes en un suelo se muestran en la figura 1.1.

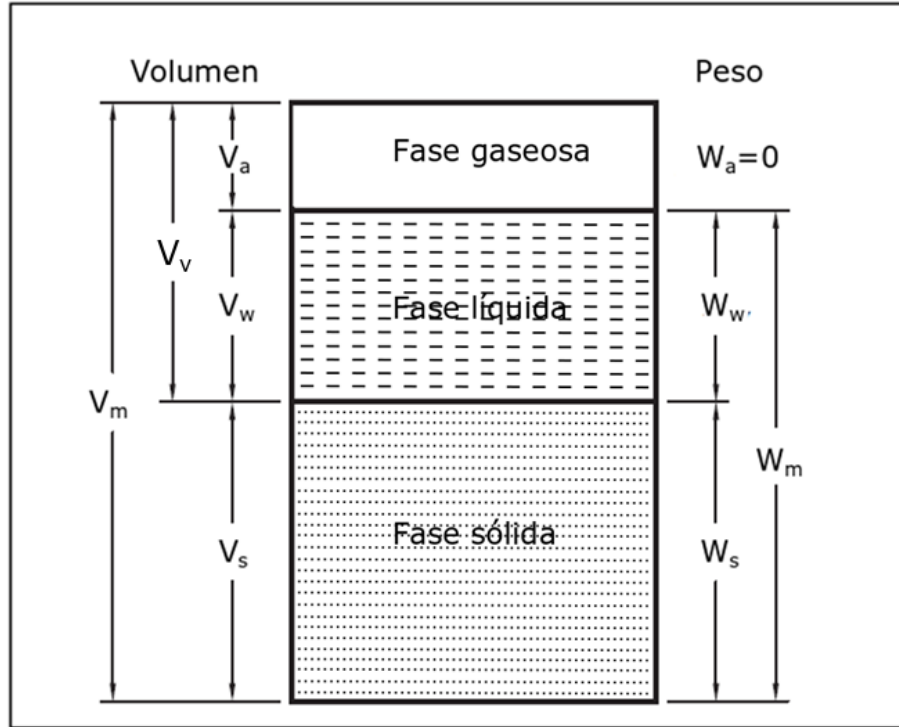


Fig. 1.1 Esquema de las diferentes fases presentes en un suelo. Tomado y editado de Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009

La relación de esas fases es de gran importancia para la mecánica de suelos y por tanto para su estudio. Estas relaciones se expresan como cantidades escalares y son: porosidad, relación de vacíos, contenido de agua y grado de saturación.

A la relación de volumen de vacíos (V_v) y el volumen de la muestra de suelo (V_m) se le denomina **porosidad** expresado en porcentaje y los valores reales varían entre 20 y 95%:

$$\eta (\%) = \frac{V_v}{V_m} (100)$$

La **relación de vacíos** representa la relación entre volumen de vacíos (V_v) y volumen de sólidos (V_s):

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

El valor de esta relación en la práctica no manifiestan valores menores de 0.25 (arenas muy compactas con finos) ni mayores de 15, en el caso de algunas arcillas altamente compresibles (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El **contenido de agua** (ω) es la relación entre el peso de agua contenida (W_w) y el peso de la fase sólida (W_s); al igual que la porosidad se expresa en porcentaje:

$$\omega (\%) = \frac{W_w}{W_s} (100)$$

El **grado de saturación** puede representarse por una "S" o como "G_w", es la relación entre el volumen de agua (V_w) y el volumen de vacíos (V_v):

$$G_w (\%) = \frac{V_w}{V_v} (100)$$

La densidad del agua, de la fase sólida y del total de la muestra de suelo se expresa con las siguientes ecuaciones donde M representa la masa de las fases:

Densidad del agua (ρ_w)

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w} ;$$

$M_w =$ masa del agua; $V_w =$ volumen del agua

Densidad del sólido (ρ_s)

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

$M_s =$ masa del sólido; $V_s =$ volumen del sólido

Densidad total (ρ)

$$\rho = \frac{M_w + M_s}{V}$$

$M_w =$ masa del agua; $M_s =$ masa del sólido; $V =$ volumen total

El **peso específico** (γ_s) de la fase sólida se representa como:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

$W_s =$ peso de la fase sólida; $V_s =$ volumen de la fase sólida

El peso específico del agua en condiciones reales es igual al peso específico del agua destilada (a 4º C y a la presión atmosférica del nivel del mar) y corresponde al valor de uno (1).

1.2 Clasificación de Suelos

A lo largo de la historia se han presentado diferentes clasificaciones de suelos como la *clasificación Universal* desarrollada en Suecia y la *clasificación M.I.T* presentada por G. Gilboy, sin embargo, éstas no coincidían completamente en cuanto a granulometría.

En ingeniería es necesario conocer la clasificación y comportamiento del suelo donde se llevará a cabo algún proyecto de carácter civil, una vez clasificado el o los suelos será posible seleccionar el método de construcción y el diseño de la estructura que estará en contacto con el material.

Existen dos criterios para clasificar un suelo, estos son: granulometría y los límites de Atterberg (este último sólo para los suelos finos). Existe una representación gráfica de la granulometría de los suelos que permite identificar de manera práctica el porcentaje de los diferentes tamaños o diámetros de partícula que constituyen a la muestra. Esa representación se construye con los resultados de una prueba de tamiz, el tamizado se aplica solo para partículas de gravas y arenas.

Esta prueba se realiza a una muestra de suelo seco con un peso de 500 gramos que se hace pasar por una serie de tamices que se agitan mecánicamente, después se pesa la cantidad de muestra retenida en cada uno de ellos. Se utiliza un análisis de tamiz para suelos gruesos o sea de tamaños de partículas mayores o iguales a 0.075 mm (Kaliakin, 2017).

La curva granulométrica resulta de graficar en el eje de las abscisas y con escala logarítmica el diámetro de la partícula y en el eje de las ordenadas el porcentaje acumulado del material tamizado (Fig. 1.2).

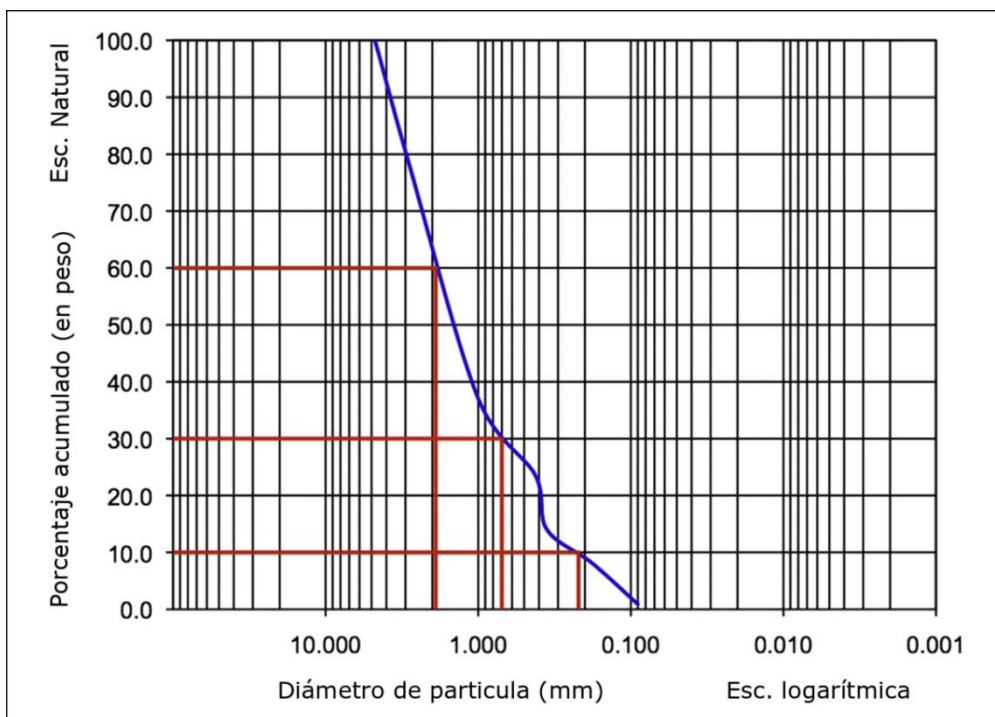


Fig. 1.2 Curva granulométrica de una muestra de arena con grava. Tomado y editado de Kaliakin, 2017.

Además de conocer el porcentaje de cada material en una muestra de suelo también es posible identificar la gradación del mismo. Los suelos gruesos (gravas y arenas) pueden clasificarse como suelos bien o pobremente gradados.

Los suelos bien graduados se caracterizan por tener partículas de distintos tamaños o diámetros, la forma de la curva granulométrica es cóncava hacia arriba; un suelo pobremente graduado contiene partículas del mismo diámetro, aproximadamente. Por otro lado, existen dos coeficientes que ayudan a la interpretación de la curva granulométrica, estos son: el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.

El **coeficiente de uniformidad (C_u)** es la medida del rango de tamaños y se calcula mediante la siguiente relación:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

D_{60} representa el diámetro de grano igual o menor correspondiente al 60% en peso del suelo, D_{10} es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%. Si el resultado de C_u es igual o mayor a 1.0, el suelo contiene un tamaño variado de grano; si el valor numérico decrece la uniformidad aumenta.

El **coeficiente de curvatura (C_c)** es un parámetro de forma y se define como:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}}$$

D_{30} se define al igual que D_{60} y D_{10} . Para un suelo bien graduado los valores son: $C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$. Una arena bien graduada se reconoce por tener un $C_u > 6$ y $1 < C_c < 3$, Si estos dos criterios no se cumplen, la arena se clasifica como pobremente gradada (Kaliakin, 2017).

El proceso de tamizado o cribado permite separar fracciones del suelo mayores a la malla Nº 200 (0.074 mm), a partir de esta malla el paso de partículas más finas se vuelve complicado por lo que es necesario agregar agua. Para conocer el porcentaje de limos y arcillas de un suelo es necesario realizar otro tipo de prueba conocida como **método del hidrómetro**.

Este método analiza las partículas finas (tamaño limo y arcilla). Fue propuesto por Goldsmidt en 1926 y por Bouyoucos en 1927 en Estados Unidos. Se basa en el principio de sedimentación en agua, es decir, la velocidad de depósito de las partículas está en función del tamaño. La relación velocidad/tamaño de partícula fue definida por G. G. Stokes en 1850, a través de un proceso teórico donde una esfera caía en un fluido homogéneo de extensión infinita (Ley de Stokes).

Esta ley surge a partir de asumir que todas las partículas son esféricas, luego entonces, se calcula la fuerza ejercida hacia arriba (F_u , flotabilidad) para una esfera de radio r que será igual al

volumen del fluido desplazado (volumen de la esfera) multiplicado por el peso específico del agua (γ_w):

$$F_u = \frac{4}{3} \pi r^3 \gamma_w$$

La fuerza que actúa de manera vertical hacia abajo (F_u) se debe al peso de la partícula y se obtiene de la siguiente manera:

$$F_d = \frac{4}{3} \pi r^3 \gamma_s$$

$\gamma_s =$ peso específico de la partícula

Stokes descubrió que la fuerza vertical neta estaba relacionada con la velocidad de la partícula según la siguiente relación:

$$\frac{4}{3} \pi r^3 \gamma_s - \frac{4}{3} \pi r^3 \gamma_w = 6\pi\eta r v$$

$\eta =$ viscosidad del fluido; $r =$ radio de la esfera; $v =$ velocidad de sedimentación

Simplificando y despejando la velocidad de sedimentación (v) de la relación de Stokes se obtiene:

$$v = \frac{2}{9} \frac{r^2}{\eta} (\gamma_s - \gamma_w)$$

Expresando el radio en términos del diámetro ($D = \frac{r}{2}$) obtenemos la Ley de Stokes:

$$v = \frac{D^2}{18 \eta} (\gamma_s - \gamma_w)$$

$v =$ velocidad de sedimentación de la esfera en cm/s

$\gamma_s =$ peso específico de la esfera en g/cm³

$\gamma_w =$ peso específico del fluido en g/cm³

$\eta =$ viscosidad del fluido en g s/cm², varía con la temperatura

$D =$ diámetro de la esfera en cm

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm, resulta:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \eta v}{\gamma_s - \gamma_w}}$$

A medida que las partículas más pequeñas se depositan más lentamente que las gruesas, un hidrómetro determina la densidad de la suspensión en diferentes momentos, y esto permite calcular el porcentaje de partículas de un diámetro equivalente dado (Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009).

Esto es solamente una pequeña parte de las pruebas que se realizan para construir la curva granulométrica de un suelo y por tanto caracterizarlo y clasificarlo.

El comportamiento de los suelos es de gran importancia en la ingeniería geotécnica; existe una gran diferencia entre partículas gruesas y finas en cuanto a comportamiento. La gradación en los suelos gruesos determina, por ejemplo, permeabilidad; un suelo pobremente gradado es muy permeable y por tanto tiene un mejor drenaje que un suelo bien gradado, por otro lado, un suelo bien gradado se puede compactar mejor que uno pobremente gradado.

En el caso de los materiales finos al estar en contacto con el agua exhiben un comportamiento **plástico**, principalmente las arcillas. En Mecánica de suelos, las arcillas se consideran como suelos finos compuestos por minerales arcillosos que han sido descritos en párrafos anteriores.

Según (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005) la plasticidad se define como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica visible y sin desmoronarse ni agrietarse.

El grado de plasticidad de una arcilla está directamente relacionado con la cantidad de agua que rodea sus partículas (adsorción); las moléculas dipolares del agua son atraídas por campos eléctricos generados por las láminas que las componen, este fenómeno fue observado por Atterberg, Terzaghi y Goldschmidt.

La hipótesis de Goldschmidt expresa que si otros líquidos dipolares entran en contacto con arcilla deberán producir suelos plásticos, mientras que los líquidos monopolares generarían suelos exentos de esta propiedad (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

A partir de estas observaciones, Albert Atterberg definió el estado y comportamiento de las arcillas con base en el contenido de agua que puede variar desde un suelo sin plasticidad (seco) hasta un lodo semilíquido. Los estados descritos por Atterberg son:

- Estado líquido: el suelo se comporta como un fluido viscoso.
- Plástico: el suelo cambia su forma ante alguna carga y mantiene dicha forma al liberar la presión.
- Semisólido: tiene la apariencia de un sólido pero disminuye su volumen al estar sujeto a secado.
- Sólido: el volumen del suelo no cambia al ser secado.

Cada estado tiene un límite que corresponde con un valor específico de contenido de agua y se identifica por el cambio de comportamiento del suelo, estos límites fueron definidos por Atterberg y posteriormente refinados por A. Casagrande. Los límites superior e inferior del contenido de agua dentro de los cuales un elemento de arcilla exhibe un comportamiento plástico se definen como límite líquido y límite plástico (Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009).

El **límite líquido (LL)** fue definido como la frontera entre el estado líquido y plástico; en este límite el contenido de agua permite una separación de partículas y por tanto no fluye como un líquido. Casagrande desarrolló un procedimiento estándar para conocer este límite; se toma una muestra de suelo tal que al pasarla por el tamiz número 40 se obtenga una masa de arcilla de aproximadamente 100 g para después mezclarla con agua para colocarla sobre una copa o taza de metal (Copa de Casagrande) (Fig. 1.3). Antes de cada prueba el aparato debe calibrarse de manera que exista una distancia de 1 cm entre la copa y la superficie donde será golpeada (SCT, 2007).

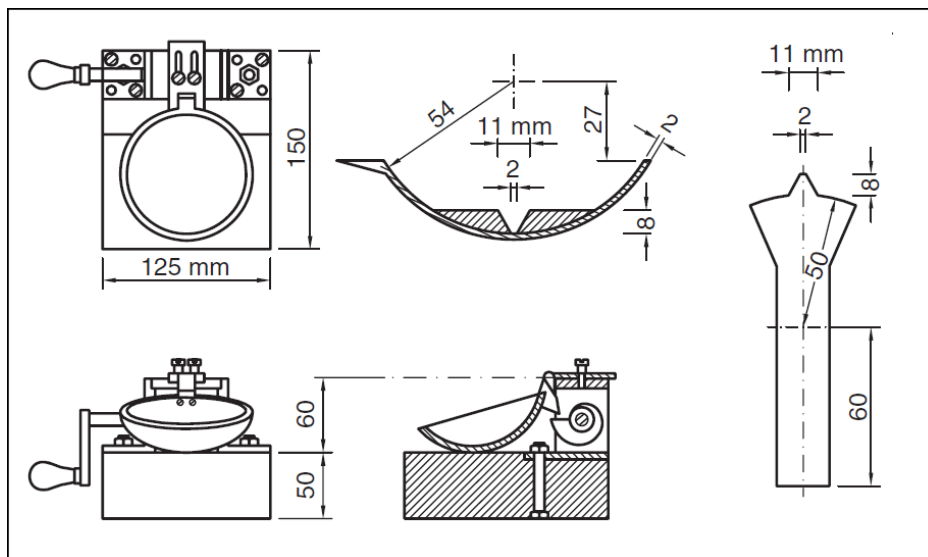


Fig. 1.3 Copa de Casagrande para determinar el Límite líquido. Tomado de Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009.

Después de calibrar se ranura en forma de V a través de la muestra y se golpea la copa contando el número de golpes necesarios para cerrar la ranura, enseguida se toma una muestra de 10 g de la porción cerrada de la ranura y se mide el contenido de agua. El material restante se remezcla con un contenido de agua diferente y se repite la prueba.

El contenido de agua finalmente se grafica en función del número de golpes y el límite líquido se define como el contenido de agua en el que se cierra la ranura después de ser golpeado 25 veces (Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009). Para conocer el límite líquido es

necesario repetir la prueba cuatro veces con diferentes contenidos de agua. La cantidad de agua que se adicione al material será tal que las cuatro pruebas queden comprendidas entre 10 y 35 golpes (SCT, 2007).

Con los datos obtenidos en cada prueba se elabora una gráfica en papel semilogarítmico representando en el eje de las abscisas el número de golpes (n) en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas el contenido de agua (w_n) en escala aritmética. Se traza una recta que aproxima los puntos graficados de cada prueba (**curva de fluidez**), la ordenada correspondiente a la abscisa de 25 golpes indica el contenido de agua y por tanto el valor del límite líquido.

El **límite plástico (LP)** corresponde al contenido de agua en la frontera del estado plástico y sólido; en este límite las partículas del suelo pueden desplazarse pero no alejarse unas de otras. La prueba para determinar este límite consiste en encontrar el contenido de agua en el que un suelo comienza a desmoronarse cuando se forma un cilindro de dicho suelo (Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009); Atterberg no determinó el diámetro del cilindro para la prueba, fue Terzaghi quien indicó que el diámetro fuera de 3 mm.

La prueba se realiza sobre una hoja de papel, cuando los rollitos llegan a los 3 mm se doblan y presionan formando una pastilla que vuelve a rolarse hasta que en los tres milímetros ocurra el desmoronamiento y agrietamiento (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El **límite de contracción** es el contenido de agua en el que un suelo ya no cambia de volumen al secarse, y la pérdida de humedad se compensa con la entrada de aire en los poros (Kaliakin, 2017).

El intervalo de contenido de agua en que el suelo tiene un comportamiento plástico se denomina **índice plasticidad (IP)** y se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Existe otro límite llamado **límite de liquidez (IL)** con el cual es posible reconocer la consistencia del suelo y por lo tanto su resistencia y deformabilidad; el valor de este límite se obtiene de la siguiente manera:

$$IL = \frac{(w - LP)}{IP}$$

Donde w es el contenido de agua en el suelo; LP, límite plástico e IP como Índice de plasticidad. Si $IL < 0$, el suelo se encuentra en un estado semisólido, con alta resistencia y una fractura repentina del suelo debido a baja deformabilidad; si $0 < IL < 1$, el suelo está en un estado plástico, con resistencia intermedia y se deforma como un material plástico; si $IL > 1$, el suelo está en un estado líquido con baja resistencia y se deforma como un fluido viscoso.

Atterberg demostró que la plasticidad de los suelos finos puede describirse en términos de dos parámetros: límite líquido e índice plástico (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005). Casagrande desarrolló una gráfica o **carta de plasticidad** basada en estudios realizados en suelos de todo el mundo. (Fig. 1.4)

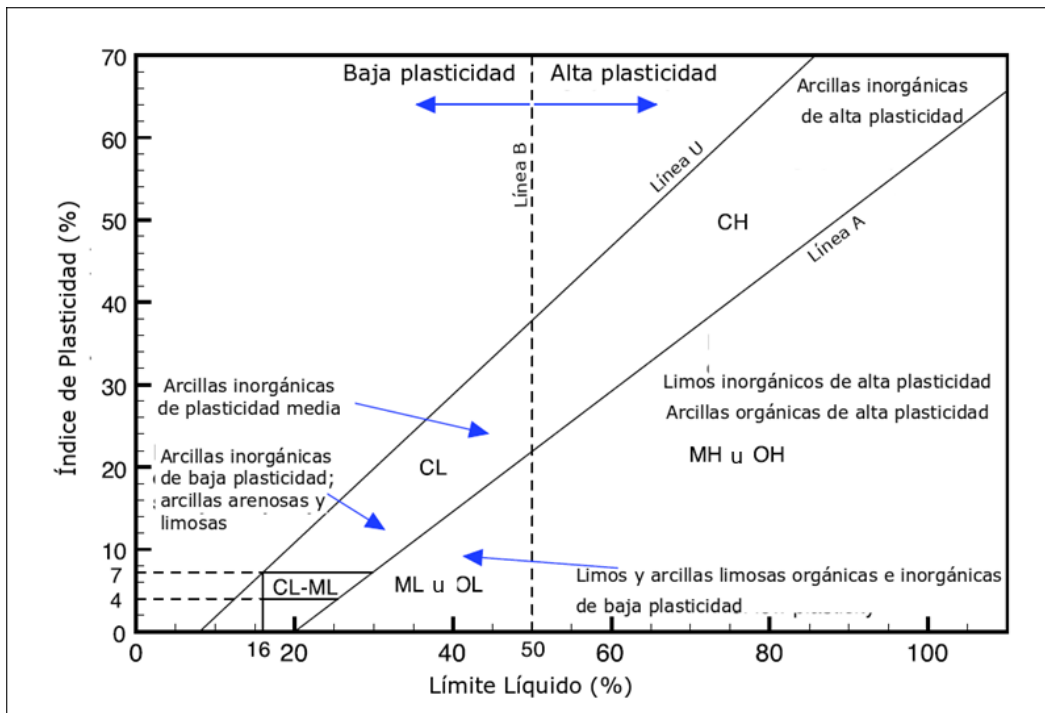


Fig. 1.4 Carta de plasticidad desarrollada por Casagrande (1948). Tomado y editado de Kaliakin, 2017.

Casagrande dividió esta carta en baja y alta plasticidad para limos y arcillas, de origen no volcánico, en el valor de $LL=50\%$ (Línea B). La Línea A se obtiene de la siguiente manera:

$$IP = 0.73 (LL - 20)$$

Los puntos por encima de la Línea A representan arcillas inorgánicas de baja ($LL < 30$), media ($30 < LL < 50$) y alta ($LL > 50$) plasticidad. Los puntos por debajo de la Línea A corresponden a limos inorgánicos y, limos y arcillas orgánicas; esta línea pasa por las coordenadas (0, 20) y (50, 22). La Línea U representa el límite superior de la correlación entre IP y LL para cualquier suelo de grano fino conocido actualmente y se define como:

$$IP = 0.9 (LL - 8)$$

El **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)** tiene como antecedente al Sistema de Clasificación de Aeropuertos desarrollado por A. Casagrande en 1942; este sistema divide a los suelos en dos grandes grupos: 1) la fracción gruesa formada por partículas mayores que la malla número 200 (0.074 mm) y menores que la malla de 3" (7.62 mm) y 2) la fracción fina formada por las partículas que pasan la malla N° 200 (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El SUCS considera las cuatro zonas formadas por la intersección de la línea A y B; como se mencionó anteriormente, las arcillas inorgánicas se ubican sobre la línea A y se representan por la letra **C** (del inglés *clay*). Bajo la misma línea se encuentran los suelos inorgánicos que se clasifican como limos representados por la letra **M** (del sueco *mo* y *mjala* usados para suelos finos poco o nada plásticos); en esa misma zona se presentan suelos con contenido de materia orgánica (**O**). El grado de plasticidad se expresa por la letra **H** (*high compressibility*) o **L** (*low compressibility*) y esto a su vez crea más divisiones en la carta de plasticidad.

En el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos divide los suelos en gruesos y finos de acuerdo al porcentaje retenido en ciertas mallas. Las gravas y arenas se separan con la malla N° 4 de modo que si más del 50% de la fracción gruesa no pasa dicha malla el suelo pertenece al grupo genérico **G** (*gravel*), de lo contrario pertenecerá al grupo **S** (*sand*). Existen otros símbolos para este tipo de suelos relacionados con la gradación y la cantidad de finos plásticos y no plásticos.

Para gravas y arenas, libres de finos, bien graduada se agrega la letra **W** (*well graded*) para crear dos grupos más **GW** y **SW**. En cambio, si estos suelos son pobremente graduados la letra correspondiente es **P** (*poorly graded*) agregando dos grupos **GP** y **SP**.

Para que las gravas sean consideradas como "bien graduadas" el coeficiente de uniformidad deberá ser mayor a 4 y el coeficiente de curvatura deberá estar en el intervalo entre 1 y 3; para las arenas estos valores deben ser: $C_u > 6$ y $1 < C_c < 3$. La presencia de finos (menor al 5% en peso) no genera cambios en las características del suelo como resistencia y drenaje. Los suelos pobremente graduados (**GP** y **SP**) también deben satisfacer el requisito del porcentaje de finos (<5% en peso).

Existen suelos con cierta cantidad de finos los cuales pueden ser plásticos o no plásticos, el porcentaje de finos (en peso) en ambos casos debe ser mayor a 12%. Si son finos de media a alta plasticidad se agrega la letra **C** después de las letras **G** o **S**. Este tipo de partículas debe tener un valor de índice plástico mayor a 7 situándose sobre la línea A.

En el caso de finos con poca o nula plasticidad la letra representativa es **M** (**GM** y **SM**) y se ubican debajo de la línea A, por tanto el índice de plasticidad será menor a 4. Este tipo de partículas afecta la resistencia y drenaje de la fracción gruesa (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Los suelos gruesos se identifican en campo de manera un tanto sencilla a simple vista. El proceso de identificación consiste en observar tamaño, forma y composición de las partículas; si se recuerda que en el laboratorio la malla número 4 separa a las gravas de las arenas, en campo es

posible usar como equivalente a esa malla la medida de 0.5 cm. Es necesario tener cierta experiencia para distinguir entre suelos bien graduados y mal graduados, dicha experiencia se adquiere observando una gran cantidad de suelos en el laboratorio para tener un criterio al momento de observar un suelo en campo.

Para los suelos finos se utiliza la nomenclatura indicada en el apartado de la carta de plasticidad: limos inorgánicos (**M**), arcillas inorgánicas (**C**), limos y arcillas con contenido de materia orgánica (**O**). De igual forma las letras **H** y **L** corresponden con alta (**LL>50%**) y baja (**LL<50%**) compresibilidad y no a plasticidad debido a que esta última se expresa en función de **LL** e **IP**.

El grupo correspondiente a suelos **CL** y **CH** se ubica sobre la línea A en la carta de plasticidad con índice de plasticidad mayor a 7% pero con **LL** distinto. Debajo de la línea A se encuentran los grupos **ML** y **MH** y, al igual que los anteriores, se dividen por el porcentaje del límite líquido de acuerdo con la compresibilidad.

Las zonas correspondientes a **OL** y **OH** son las mismas que los grupos **ML** y **MH** respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Para identificar un suelo fino en campo es necesario realizar algunas pruebas correspondientes a **Dilatancia**, **Tenacidad** y **Resistencia al estado seco**. Para realizar dichas pruebas es necesario separar la fracción gruesa del suelo manualmente o a través de la malla Nº 40. Para realizar la prueba de dilatancia es necesario tomar una muestra del suelo fino agregando agua de tal modo que adquiera una consistencia suave, enseguida se agita sobre la palma de la mano golpeándola con la otra. En suelos no plásticos durante el proceso aparece una delgada capa de agua sobre la muestra que al dejar de agitar y apretar entre los dedos desaparece para después desmoronarse debido al aumento de presión.

El fenómeno anterior se debe a la compactación de suelos limosos, los golpes realizados con la mano disminuyen la relación de vacíos provocando la expulsión del agua; si la muestra vuelve a amasarse la relación aumenta y el agua se introduce. Esto define la intensidad de la reacción. Para arenas finas uniformes no plásticas (**SP** y **SM**) y limos inorgánicos (**ML**) la velocidad de la reacción es más rápida a diferencia de suelos bien graduados que pueden contener arcillas coloidales plásticas, estos suelos pueden ser limos inorgánicos y orgánicos.

La tenacidad relaciona el límite plástico y la posición del suelo en la carta de plasticidad. La prueba se realiza formando un rollito (al igual que la prueba de límite plástico) de 3 mm de diámetro, el rollito se amasa hasta que se rompe en pequeños trozos debido a que aumenta la rigidez, los trozos vuelven a amasar hasta desmoronarse con facilidad.

Los suelos ubicados muy por encima de la línea A son más rígidos y tenaces cerca de su límite plástico (**CL** y **CH**). Los suelos situados ligeramente arriba de la línea A son medianamente

tenaces cerca de su límite plástico (CL y CH); la tenacidad de los suelos bajo la línea es poca cerca de su LP (ML, MH, OL y OH).

Según (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005) la resistencia en estado seco está directamente relacionada con la fracción coloidal. Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y se localizan bajo la línea A. Las arcillas ubicadas muy cerca de la línea A presentan resistencias medias y son, generalmente, del grupo CL o, en ocasiones, de los grupos CH, MH u OH. Finalmente, la mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas al igual que las CL situadas muy arriba de la línea A. Resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

1.3 Tipos de presión y esfuerzos en suelos

Para conocer la consolidación de los suelos es necesario identificar y estudiar las diferentes presiones que pudiesen existir, estas son: presión total, presión de poro y presión efectiva. Para analizar dichas presiones el fluido presente en el suelo debe permanecer en reposo (bajo condiciones hidrostáticas).

Si se considera un suelo saturado el **esfuerzo vertical total (σ_v)** se define como la carga total aplicada, es decir, la suma de las densidades del sólido y fluido a un nivel dado, multiplicado por la aceleración gravitacional.

$$\sigma_v = \rho gh = \gamma h$$

$$\gamma = \text{peso específico del suelo}; h = \text{profundidad}$$

En condiciones hidrostáticas la **presión de poro (u)** a profundidad es:

$$u = \rho_w gh = \gamma_w h$$

$$\gamma_w = \text{peso específico del agua}; h = \text{profundidad}$$

La presión del fluido de los poros también se llama "tensión neutral" porque no tiene componentes de esfuerzo cortante (Kaliakin, 2017). Finalmente, la presión o esfuerzo efectivo (σ') resulta de la resta entre la presión total y la presión de poro:

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma = \text{esfuerzo total}; u = \text{presión de poro}$$

Esta presión controla los cambios de volumen del suelo y su resistencia por lo que el aumento de este parámetro indica un estado de compactación más denso en suelos granulares.

1.4 Consolidación y resistencia de los suelos

Como se mencionó anteriormente, el origen de los suelos es similar a las primeras etapas de formación de las rocas sedimentarias donde los sedimentos o partículas se transportan y depositan para después someterse a diferentes presiones que afectan el volumen.

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama **proceso de consolidación** (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005). Esta consolidación es muy evidente de manera vertical debido a la presión ejercida; los cambios horizontales son casi nulos, por ello la consolidación suele denominarse **consolidación unidimensional**.

Terzaghi desarrolló el modelo de consolidación unidimensional con base en el modelo de Lord Kelvin, dicho modelo consistía en un cilindro con una pequeña perforación y un pistón sin fricción dentro de él soportado por un resorte. El cilindro es llenado con un fluido incompresible; al aplicar una carga sobre el pistón y manteniendo cerrado el orificio el resorte no se deformará por lo que la carga P será soportada completamente por el fluido. Al momento de abrir el orificio la presión se distribuirá entre el resorte y el fluido. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Para conocer las condiciones de los suelos es necesario considerar un gran número de cámaras con un volumen muy pequeño en ellas. Al aplicarse una carga P sobre el primer cilindro el fluido la soportará y generará una presión en exceso de la hidrostática que se transmite en igual valor a cualquier profundidad.

Al abrir el orificio del primer cilindro el fluido comenzará a salir provocando una diferencia de presión entre la primera cámara y la segunda de modo que el fluido de esta última migrará hacia la primera y en consecuencia parte de la carga caerá sobre el resorte del primer cilindro. El fin del proceso será cuando la carga sea soportada por los resortes y la presión del fluido vuelva a la condición hidrostática.

Para entender el comportamiento mecánico de los suelos es necesario conocer las diferentes presiones que actúan sobre ellos. El contacto entre dos partículas forma un área A que puede representar todos los planos de contacto en un suelo. En las partículas se presentan dos fuerzas: normal P y tangencial T que a su vez actúan sobre el plano A .

En Mecánica de Suelos existe una ecuación que permite conocer la presión normal total (σ) que es la carga total aplicada al suelo en un nivel dado entre el área total del mismo (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005), la ecuación es la siguiente:

$$\sigma = \sigma_g + u_n$$

Donde σ_g es igual a la presión intergranular que se obtiene del cociente entre la fuerza que soporta la estructura del suelo y el área total de la masa del suelo, y u_n es la presión intersticial conocida como **presión neutra**. Terzaghi definió los esfuerzos que actúan sobre

cualquier punto de una masa de suelo con base en los esfuerzos principales totales (σ_1 , σ_2 , σ_3) presentes en ese punto.

El **esfuerzo o presión efectiva** se deriva de los esfuerzos normales que al presentar cambios producen efectos medibles como compresión, distorsión y cambio de resistencia al corte. Si se considera la presión intergranular como la efectiva y se sustituye en la ecuación de presión normal total (σ) se obtiene:

$$\sigma = \sigma' + u_n$$

Si se despeja σ' de la ecuación anterior se conocerá el valor de la presión efectiva:

$$\sigma' = \sigma - u_n$$

La hipótesis que indica que la presión intergranular es igual a la efectiva, en suelos, ha sido satisfactoria y se ha comprobado tanto experimental como teóricamente. Dicha igualdad, en Mecánica de Suelos, sirve como elemento de cálculo en el comportamiento de los suelos.

Una de las hipótesis más conocidas acerca de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos fue desarrollada por el ingeniero francés C. A. Coulomb en 1776. Dentro de la hipótesis se admitió que la falla por esfuerzo cortante se presenta a lo largo de un plano de deslizamiento y está regida por la fricción del material.

Es decir, la fuerza necesaria para que se lleve a cabo el deslizamiento resulta ser proporcional a la presión normal. Por tanto el criterio de falla es el siguiente:

$$\tau = \mu\sigma$$

Donde μ representa el coeficiente de fricción entre las superficies de deslizamiento. El término *falla* indica un deslizamiento relativo que ocurre en cualquier plano dentro de la masa del suelo si la relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la presión normal (σ), que actúa en este plano, alcanza un valor crítico (Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009). Para definir la resistencia al esfuerzo cortante es necesario representar los esfuerzos actuantes en cualquier punto de la masa del suelo, dichos esfuerzos pueden ser graficados en un plano (σ , τ) mediante un círculo de Mohr; esta herramienta fue planteada por Cristian Otto Mohr en 1882 (Fig. 1.5).

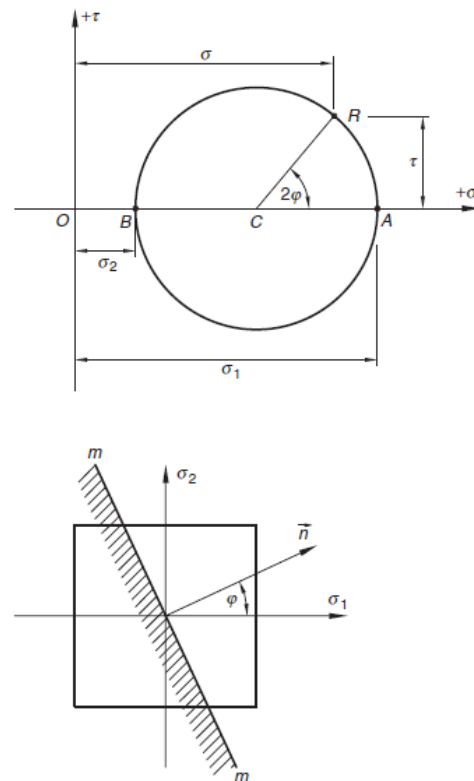


Fig. 1.5 Círculo de Mohr. Tomado de Lancellotta, 2009.

Mohr consideró un caso bidimensional con los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 , mostró que el esfuerzo normal y de cizalla presentes en un plano mm definido por el ángulo ϕ está dado por las coordenadas del punto R formado por el ángulo 2ϕ en el círculo (Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009).

Al graficar la ecuación ($\tau = \mu\sigma$) sobre un plano (σ, τ) se generan dos líneas que pueden representar las condiciones de falla si algún círculo de Mohr es tangente a ellas. La oblicuidad que genera el vector de esfuerzo actuante en el plano de falla puede expresarse mediante un ángulo, de esta manera podemos dar al coeficiente de fricción o constante de proporcionalidad (μ) la forma $\mu = \tan \phi$; este ángulo es denominado **ángulo de fricción interna**. Finalmente el criterio de falla se expresa de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

Los suelos exhiben diferente comportamiento frente al esfuerzo cortante con base en el esfuerzo normal; Coulomb observó que el comportamiento de los suelos bajo el esfuerzo normal es diferente en suelos gruesos y finos. Considerando el esfuerzo normal como nulo ($\sigma = 0$) los suelos gruesos como la arena pueden deslizar fácilmente y por tanto τ será igual a 0; por otro lado, las arcillas, en las mismas condiciones ($\sigma = 0$), no deslizarán o presentarán algún movimiento evidenciando resistencia al esfuerzo cortante además de comportarse como si en ellos $\phi=0$.

Debido a lo anterior Coulomb asignó otra variable a la ecuación de resistencia al corte denominándola como **cohesión (C)** y consideró que los suelos pueden tener características mixtas. Es decir, presentar **cohesión y fricción interna** de modo que la nueva ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Si un suelo presenta un valor diferente de cero en la presión normal se denominará como "**suelo puramente friccionante**"; si el valor de ϕ en un suelo sea igual a 0, el material se definirá como "**puramente cohesivo**" siendo $\tau = c$.

Terzaghi estableció que la presión normal debería sustituirse por la presión intergranular debido a que ésta controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, de esta forma la ecuación se modifica:

$$\tau = c + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

O

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi$$

Para conocer la resistencia al esfuerzo cortante en un suelo es necesario realizar una prueba en laboratorio sobre una muestra del material; durante estos ensayos el comportamiento de los suelos gruesos es diferente al de los finos en cuanto a conductividad hidráulica y presión de poro. Por lo anterior es necesario conocer el término **condición drenada**, esta condición indica que

al momento de un cambio en los esfuerzos efectivos estos coinciden con los cambios en los esfuerzos totales en cualquier elemento del suelo.

Al ensayar muestras de suelos gruesos la conductividad hidráulica aumenta provocando que el exceso de presión de poros disminuya rápidamente durante la prueba y de esta manera el suelo puede analizarse haciendo referencia a las condiciones de drenaje. Los suelos finos, por otro lado, presentan baja conductividad hidráulica y sólo podrán alcanzar condiciones de drenaje si la velocidad de la carga es comparable con la tasa de disipación de la presión de poro. Es decir, la aplicación de la carga sobre la muestra deberá ser lenta permitiendo que el agua fluya fuera de la misma.

Así pues, las condiciones de drenaje se clasifican en drenadas y no drenadas. En las primeras la presión de poro retiene su valor inicial, es decir, no se desarrolla una presión de poro en exceso. En una condición no drenada la velocidad de carga es alta en relación con la conductividad hidráulica del suelo, de modo que el agua no pueda escapar durante la carga (Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009).

En la condición sin drenar el volumen de la muestra permanece constante debido a que las partículas y el agua son incompresibles, en consecuencia se desarrolla un exceso de presión de poros y los cambios en los esfuerzos efectivos no coincidirán con los totales.

Cada aparato de prueba debe aplicar en la muestra un estado uniforme de esfuerzo y deformación. En la **prueba de corte directo** la muestra de suelo puede ser de sección transversal cuadrada o circular de dimensión lateral (o diámetro) de 60 o 100 mm y altura igual a 20 o 40 mm. La muestra es colocada dentro de una caja que se divide en dos marcos, uno fijo y uno móvil; esta caja se cubre con una placa de confinamiento en la parte superior e inferior (Fig. 1.6).

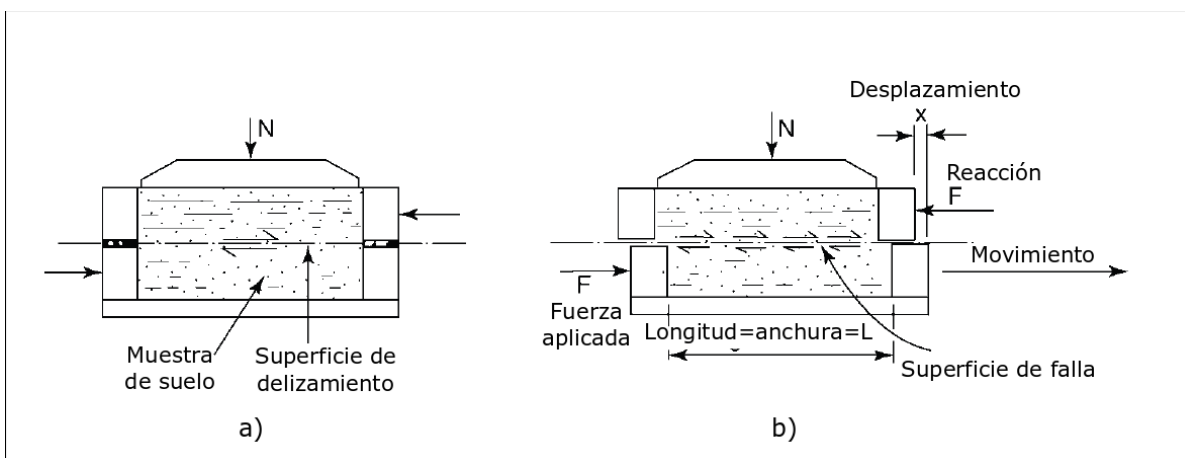


Fig. 1.6 Prueba de corte directo. a) Inicio de la prueba; b) Desplazamiento. Tomado y editado de Head & Epps, 2011.

La prueba comienza aplicando una carga normal (σ) en la mitad superior de la placa (fija); después, la parte móvil se empuja horizontalmente a una tasa constante de deslizamiento, la

fuerza rasante o tangencial provoca una falla en la muestra a lo largo de un plano bien definido. Los desplazamientos verticales y horizontales son medidos por medio de extensómetros.

Una de las desventajas de esta prueba es la falta de control de drenaje de la muestra, por ello el ensayo se realiza en condiciones completamente drenadas. Existen dos métodos o procesos para hacer fallar la muestra estos son: esfuerzo controlado y deformación controlada.

El esfuerzo controlado aplica valores fijos de la fuerza tangencial de esta forma el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; para la deformación controlada el aparato actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen puede leerse directamente de la máquina (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Debido a que la falla ocurre a lo largo de un plano horizontal la máxima oblicuidad se presenta en ese plano y con ello es posible trazar el círculo de Mohr y calcular el ángulo de fricción interna. Para lograr lo anterior se asume que el estado de esfuerzos es uniforme en toda la muestra.

Con los datos obtenidos durante la prueba es posible graficar diferentes curvas para interpretar dichos datos. Ensayando tres muestras del mismo suelo con diferentes cargas normales (N_1, N_2, N_3) que dan tres valores de esfuerzo normal (σ_n) que resulta de la división de las cargas normales (N) entre la sección de la muestra (L^2). El desplazamiento horizontal constante de la parte móvil causa un aumento en la fuerza que se aplica a la parte superior para impedir su desplazamiento (F). Estos valores aumentan gradualmente hasta llegar al máximo esfuerzo cortante (τ_f) y por tanto representa la resistencia al corte del material que corresponde con un valor particular de esfuerzo normal.

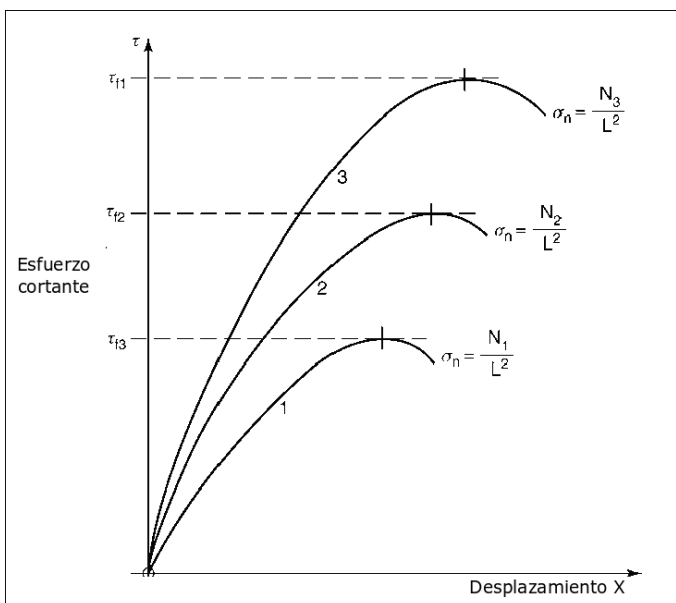


Fig. 1.7 Curvas esfuerzo cortante-desplazamiento de tres muestras de suelo bajo tres cargas normales distintas. Tomado y editado de Head & Epps, 2011.

Cada ensayo genera una curva de esfuerzo cortante-desplazamiento, el deslizamiento puede leerse en el eje de las abscisas mientras que el esfuerzo cortante en el de las ordenadas (Fig. 1.7). Dichas curvas también pueden graficarse en un plano (σ_n, τ) donde los puntos representativos de falla en cada muestra se pueden unir formando una línea aproximadamente recta que representa la envolvente de rotura donde se obtendrán valores de cohesión (c) y ángulo de resistencia al corte (ϕ)

(Fig. 1.8).

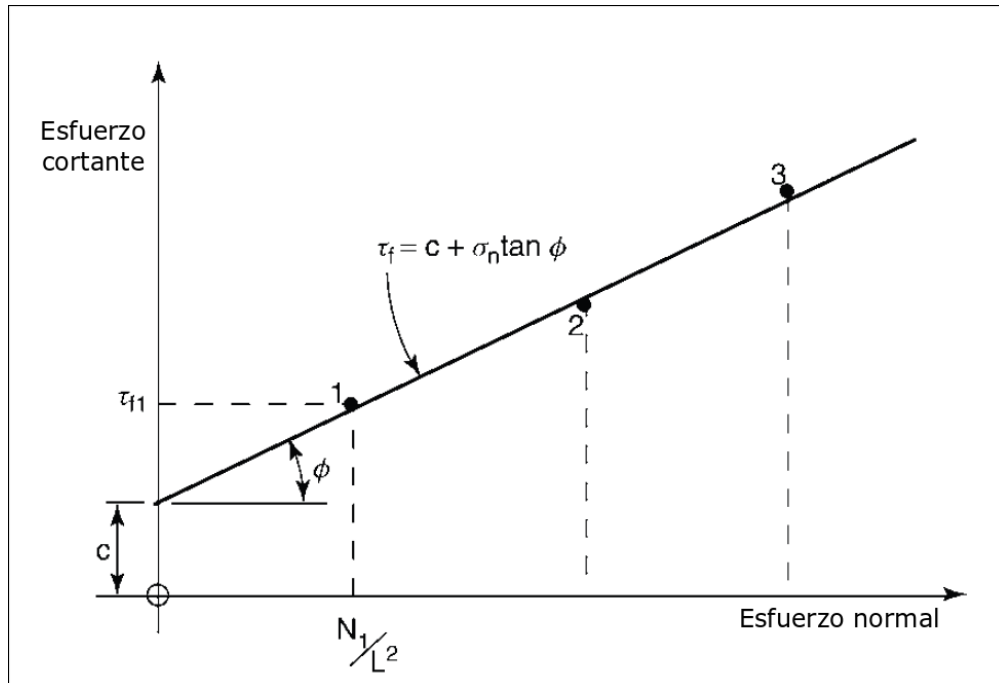


Fig. 1.8 Grafica de esfuerzo cortante máximo (τ_f) y esfuerzo normal (σ_n) de una prueba de corte directo. Tomado y editado de Head & Epps, 2011.

El **ensayo o prueba triaxial** es el más usado para el estudio de resistencia de suelos debido a que se pueden ensayar muestras drenadas y no drenadas a voluntad. Las muestras deben ser cilíndricas de altura aproximadamente al doble del diámetro (el diámetro de las muestras puede variar dentro del intervalo entre 38-110 mm). La muestra o probeta debe ser rodeada por una membrana impermeable; en la parte inferior y superior se colocan piedras porosas que permiten el drenaje de la probeta.

La probeta se coloca sobre un pedestal metálico de una celda o cámara cilíndrica, en dicha celda se introduce agua para generar presión que actúa con la misma intensidad alrededor de la probeta. En los extremos de la muestra se coloca un sistema de drenaje a través de conductos; el conducto de la parte superior permite introducir agua para rellenar los poros y de esta manera controlar la presión intersticial, de igual forma, ese conducto regula la entrada o salida de agua. En el extremo inferior se presenta un conducto que está en contacto con la muestra de suelo a través de la piedra porosa que, con ayuda de un transductor de presión intersticial, mide en todo momento el valor de dicha presión (Fig. 1.9).

Cuando el conducto superior está abierto el agua expulsada o agregada se asocia con un aumento o disminución de volumen en la muestra respectivamente. El volumen de agua puede ser medido a través de ese conducto. Para muestras no drenadas la presión intersticial se mide, como ya se mencionó, a través del conducto inferior.

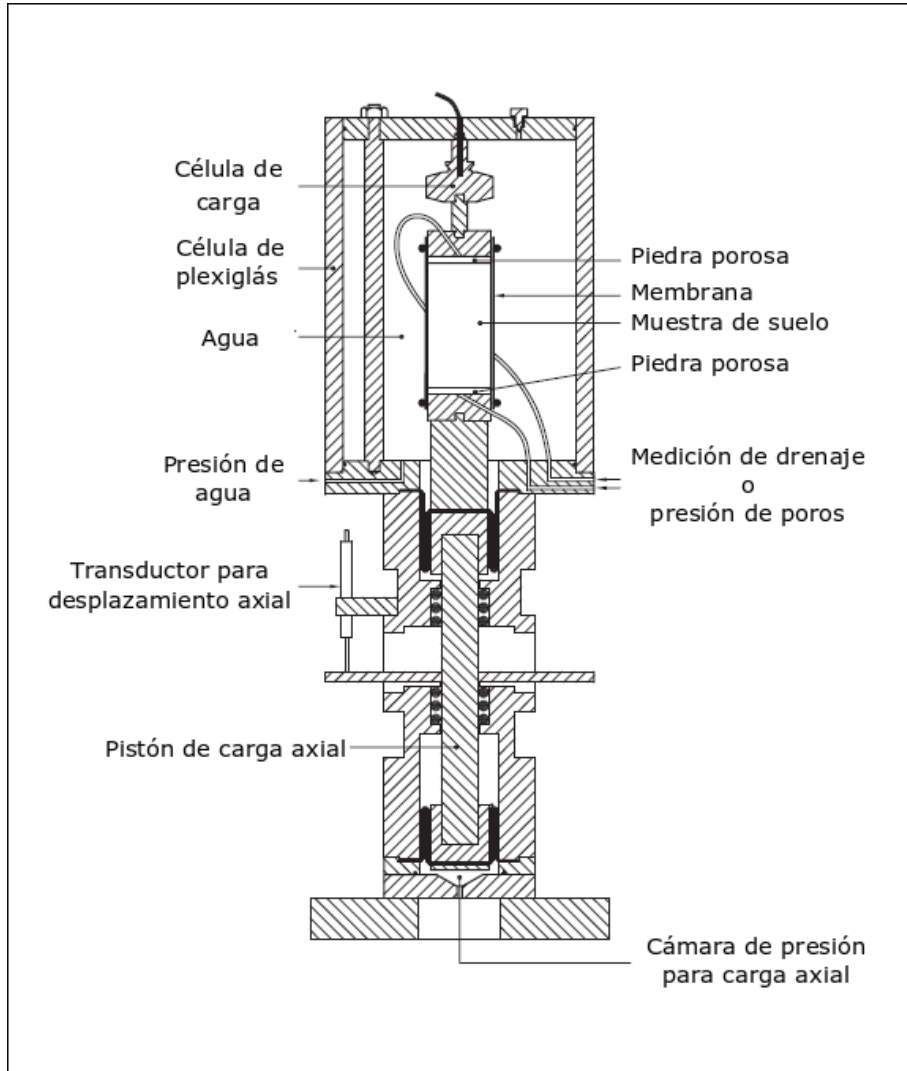


Fig. 1.9 Aparato para ensayo triaxial. Tomado y editado de Lancellotta, 2009.

Para llegar al punto de falla, además de la presión ejercida por el agua, debe agregarse presión axial que se transmite por medio de un vástago desde la parte inferior de la muestra. El movimiento del esfuerzo debe ser ascendente controlado; en la parte superior de la probeta se encuentra un pistón que contrarresta el movimiento ejercido por el vástago, la fuerza es medida a través de un anillo dinamométrico.

Las presiones mencionadas generan los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 , y σ_3 ortogonales entre sí; durante la compresión el esfuerzo principal mayor será σ_1 provocado por el vástago y la presión ejercida por el agua (laterales) serán $\sigma_2 = \sigma_3$ que son el esfuerzo intermedio y menor respectivamente. Lo anterior se ve reflejado en el cambio de dimensión axial que disminuye al aumentar la presión axial y reducir la presión lateral.

Existen tres tipos de prueba triaxial: Consolidada-Drenada (**CD**), Consolidada-No drenada (**CU**) y No consolidada-No drenada (**UU**).

En el ensayo **CD** la muestra se somete, durante la primera etapa, a presión hidrostática a través de la cámara, el conducto de la parte superior debe abrirse para permitir el drenaje de la probeta y por tanto consolidación completa con la presión aplicada. La consolidación provoca un equilibrio en la presión intersticial y el volumen de agua expulsado será igual a la disminución de volumen de la muestra.

Al llegar al equilibrio la muestra se lleva a la falla aplicando presión axial manteniendo inmóvil la parte superior mediante el pistón para evitar el desplazamiento vertical. La velocidad de aplicación debe ser lenta para disipar cualquier presión intersticial. Durante la prueba debe medirse el incremento de la presión axial, variación del volumen de la muestra y el acortamiento axial producido. Al igual que en el ensayo de corte directo se realizan tres pruebas de un mismo suelo, cada una se consolida a diferentes esfuerzos efectivos en la primera fase, siempre en aumento. El esfuerzo vertical, para llegar a la falla, debe ser diferente a medida que aumenta la presión efectiva de la cámara inicial.

Los círculos de Mohr resultantes tienen como esfuerzo principal menor a la presión efectiva de consolidación de la primera fase y el diámetro será $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \Delta\sigma_{1f}$, el cual es igual al incremento de la presión axial. Cada círculo tiene una tangente en común la cual se traza para conocer la cohesión y el ángulo de resistencia al corte.

En el ensayo **CU** la muestra se consolida por presión hidrostática de la cámara y durante el proceso de rotura no se permite alguna consolidación adicional por ello debe cerrarse el conducto de la parte superior de la probeta. El incremento de la carga axial debe ser rápido de modo que no permite un cambio volumétrico.

En la prueba sin consolidación y sin drenaje (**UU**) los conductos permanecen cerrados; la presión hidrostática y la axial se aplican al mismo tiempo, debido a esto los esfuerzos aplicados se transmiten al líquido intersticial, por tanto los ensayos realizados a las tres muestras idénticas a diferentes cargas los esfuerzos efectivos principales serán los mismos. La envolvente de los círculos de Mohr será una línea horizontal y el valor de la resistencia al esfuerzo cortante será igual al radio de los círculos.

1.5 Muestras alteradas e inalteradas

A partir de muestras de suelo es posible conocer las características del mismo así como el perfil estratigráfico de la zona en estudio. Las muestras obtenidas por medio de perforaciones son **representativas** (alteradas), dichas muestras contienen parcialmente las características del suelo con las que es posible identificar y clasificar el mismo.

Para definir las características de esfuerzo-deformación es necesario obtener muestras inalteradas las cuales retienen o conservan la estructura y el contenido de agua presente en el

lugar de obtención. En pozos a cielo abierto (PCA) la calidad de las muestras se incrementa si estas son cortadas a mano; por lo general la toma de muestras se lleva a cabo mediante tubos cilíndricos llamados **muestreadores**.

La muestra debe recubrirse con una membrana impermeable para evitar pérdida de agua durante el transporte. Sin embargo, al momento de cortarlas y moldearlas para el montaje sobre algún equipo afectan en cierta forma la estructura del suelo, los cambios son denominados **perturbaciones**.

Como se mencionó anteriormente, las muestras representativas son adecuadas para identificación, éstas se constituyen por material disgregado o fragmentado que se transportan en recipientes impermeables. Así mismo, existen otro tipo de muestras denominadas **integrales** en las que queda representados los diferentes materiales en la proporción en la que participan (SCT, 2003).

1.6 Presión de poro (intersticiales) y esfuerzos en un suelo. Aplicación

Las presiones intersticiales y los esfuerzos en un suelo, homogéneo o estratificado, están relacionados con la **carga hidráulica**; para que exista un flujo es necesario una diferencia de carga hidráulica de manera que el agua circula de un punto mayor a uno menor. Bernouilli determinó la **carga hidráulica total (H)** en términos de **altura geométrica (z)**, **altura de presión (u/γ_w)** y **altura de velocidad**:

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Donde u es la presión de agua en un punto determinado y γ_w el peso específico del agua; v representa la velocidad de flujo en el punto considerado y g la aceleración de la gravedad. En el caso de un fluido incompresible de flujo permanente y estacionario la carga hidráulica total será constante y la energía se transmitirá de un punto a otro.

En condiciones hidrostáticas la velocidad de flujo es nula y el Teorema de Bernouilli se reduce a dos términos dando lugar a una nueva ecuación denominada **altura piezométrica**:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

Para conocer la presión hidrostática en cualquier punto por debajo de la superficie libre se debe obtener el producto del peso específico del fluido por la profundidad. Los piezómetros de tubo abierto son utilizados para conocer la presión de agua en cualquier punto del terreno; debido a que dentro del tubo no hay pérdida de carga, la altura piezométrica en la base y sobre la superficie del agua será igual.

La diferencia de alturas piezométricas (Δh) representa una pérdida de carga a través de una longitud (L) determinada que se define como *gradiente hidráulico (i)* y se expresa de la siguiente manera:

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Como se mencionó en párrafos anteriores el esfuerzo vertical en un punto se expresa como el producto del peso específico del suelo (peso de las partículas y del agua que contienen los poros) sobre el punto y la profundidad del mismo:

$$\sigma_v = \gamma z$$

$$\sigma_v = \text{esfuerzo vertical}; \gamma = \text{peso específico}; z = \text{altura}$$

En suelos estratificados al calcular un punto por debajo de otro material con diferente peso específico es necesario sumar los esfuerzos que actúan sobre él.

Para la presión de poro (u) es necesario cambiar el peso específico del suelo por el del agua y de igual forma multiplicarlo por la profundidad del punto:

$$u = \gamma_w z$$

$$\gamma_w = \text{peso específico del agua}; z = \text{profundidad}$$

La ecuación anterior se aplica directamente en suelos homogéneos y saturados; sin embargo, en suelos estratificados con un nivel freático identificado debe realizarse una diferencia entre cada punto y la profundidad del nivel, por ejemplo, si se desea conocer la presión de poro en dos puntos (10 y 15 m de profundidad) con un Nivel Freático (NF) a 3 m la operación sería la siguiente:

$$u = \gamma_w (10 - 3)$$

Y

$$u = \gamma_w (15 - 3)$$

$$u = \text{presión de poro}; \gamma_w = \text{peso específico del agua}$$

Por último, con los valores anteriores (esfuerzo vertical (σ) y presión de poro (u_n)) es posible obtener el esfuerzo efectivo en cada punto restando ambos datos:

$$\sigma' = \sigma - u$$

1.7 Ejercicios

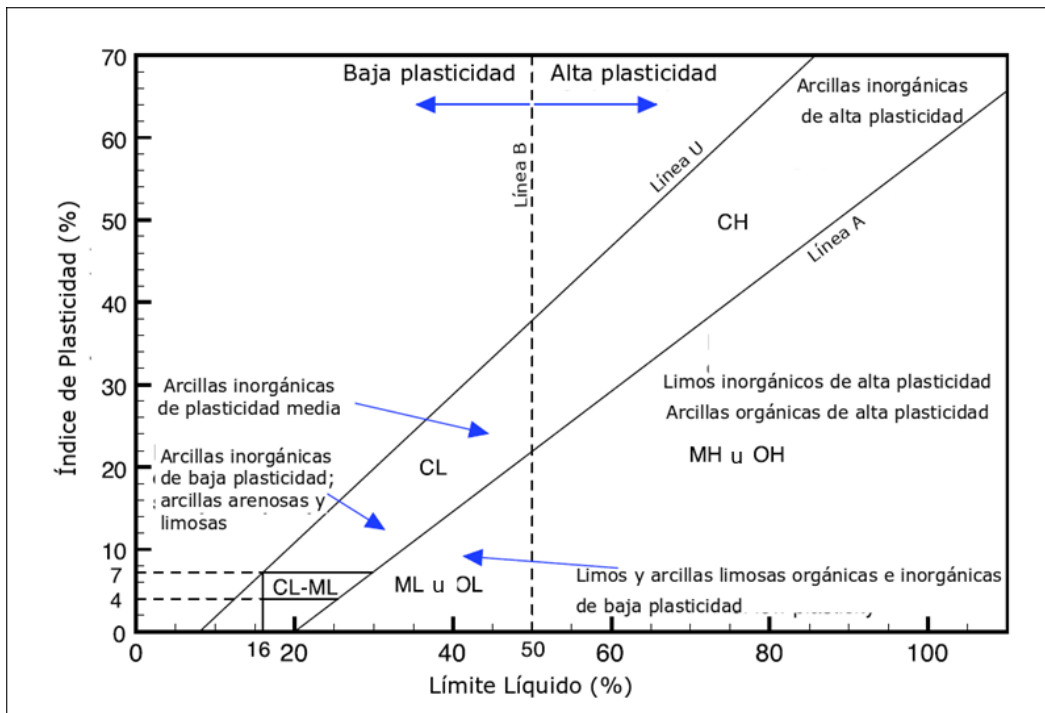
Clasificación de Suelos finos

Con los datos de Límite Líquido (LL) y Límite Plástico (LP) clasificar los siguientes suelos de acuerdo con la carta de plasticidad:

$$IP_A = 0.733 (LL - 20) \%$$

$$IP_S = LL - LP$$

1) LL= 28.8 %	LP = 16.7 %	11) LL= 24.7 %	LP = 20.2 %
2) LL= 24.7 %	LP = 19.2 %	12) LL= 78.8 %	LP = 33.6 %
3) LL= 49.4 %	LP = 28.7 %	13) LL= 73.7 %	LP = 56.9 %
4) LL= 35.2 %	LP = 27.0 %	14) LL= 81.6 %	LP = 61.36 %
5) LL= 67.9 %	LP = 46.0 %	15) LL= 31.0 %	LP = 21.64 %
6) LL= 28.5 %	LP = 19.9 %	16) LL= 23.9 %	LP = 18.6 %
7) LL= 34.9 %	LP = 25.3 %	17) LL= 50.4 %	LP = 35.0 %
8) LL= 56.2 %	LP = 25.0 %	18) LL= 57.1 %	LP = 23.3 %
9) LL= 49.2 %	LP = 21.4 %	19) LL= 30.2 %	LP = 17.5 %
10) LL= 62.0 %	LP = 58.7 %	20) LL= 36.6 %	LP = 28.23 %

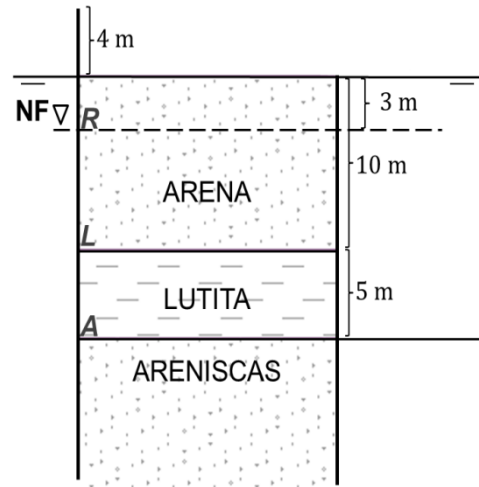


Presión de poro y esfuerzos en un suelo

Resolver los siguientes:

- 1- En una columna estratigráfica se identifican 3 tipos de material; arena, lutita y arenisca. El espesor de la capa de arena es de 10 m, debajo de éste se ubica una capa de lutita muy fracturada de 5 m de espesor que descansa sobre un estrato de areniscas. El nivel freático se localizó a 3 m de profundidad dentro de la capa de arena.

Suponiendo que la capa de areniscas se encuentra en condiciones artesianas, con altura piezométrica de 4 m sobre la superficie, y que la capa de arena está en condiciones hidrostáticas, calcular la ley de presiones intersticiales.



$$\gamma_w = 9.81 \text{ KN/m}^3$$

- 2- Utilizando la columna del ejercicio anterior y considerando las mismas condiciones hidrostáticas, calcular los esfuerzos verticales totales, presión de poro y esfuerzos efectivos si las densidades aparentes de los materiales son :

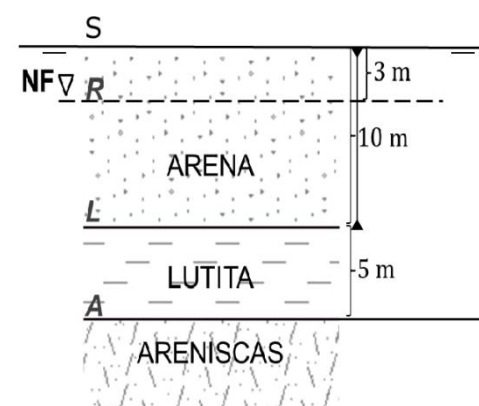
$$\text{Arena } \gamma_R^1 = 15.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Arena por debajo del NF } \gamma_R^2 = 16.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lutita } \gamma_L = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Arenisca } \gamma_A = 17.4 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$



- 3- A partir de un sondeo (SPT) se reconocieron 4 tipos de materiales con diferentes espesores. El nivel freático se ubicó a 4 m de profundidad desde la superficie. Calcule la presión de poro y esfuerzo vertical total y efectivo de los puntos S, A, B, C, D y E con base en la siguiente figura y considerando los siguientes datos:

$$\text{Arcilla } \gamma_A = 18.2 \text{ kN/m}^3$$

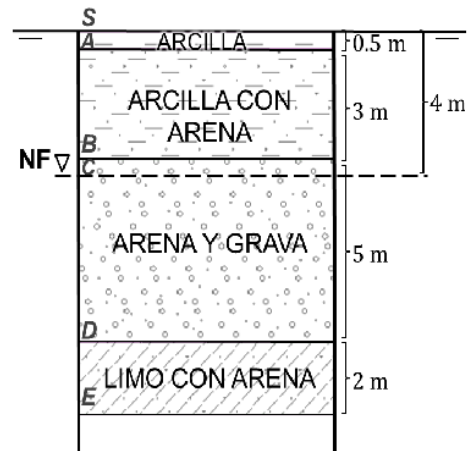
$$\text{Arcilla con arena } \gamma_R = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Arena y grava sobre el NF } \gamma_{g^1} = 21.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Arena y grava saturada } \gamma_{g^2} = 24.3 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Limo con arena saturada } \gamma_L = 26 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$



- 4- Como parte de los trabajos para la construcción de un túnel, se llevó a cabo un sondeo de exploración a lo largo de 15.4 m de profundidad, en el que se identificaron los siguientes materiales que se localizan justo por encima de donde se ubicará la clave del túnel:

$$\text{Arena arcillosa: } \gamma_A = 0.0238 \text{ MN/m}^3;$$

$$\text{Flujo piroclástico: } \gamma_P = 0.0247 \text{ MN/m}^3$$

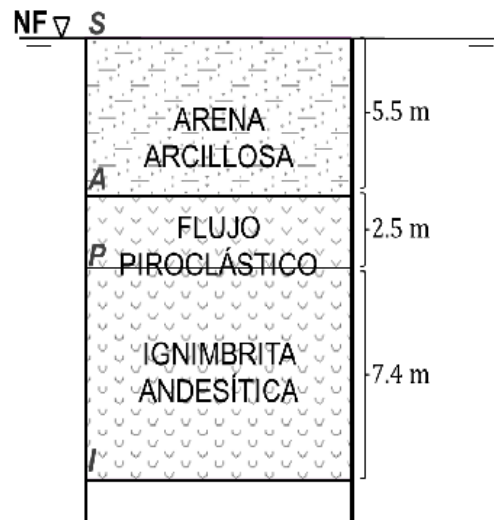
$$\text{Ignimbrita andesítica: } \gamma_I = 0.0246 \text{ MN/m}^3$$

El esfuerzo vertical total sobre el punto A es igual a: $\sigma_v^A = 130.9 \text{ kN/m}^2$

Es importante señalar que todos los materiales se encuentran en condiciones saturadas.

A partir de esta información calcular la presión de poro y esfuerzos efectivos en cada punto (A, P e I) del diagrama.

$$\gamma_w = 9.807 \text{ kN/m}^3$$



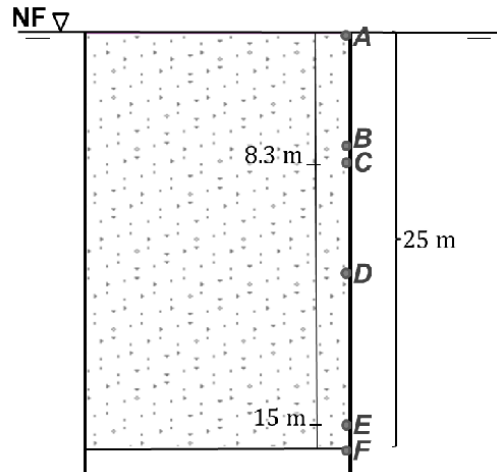
- 5- Calcular la presión de poro, esfuerzos efectivos y esfuerzo vertical total de los puntos ubicados en una columna de material homogénea de 25 m de profundidad. Además calcular la profundidad (Z) de los puntos B y D.

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$u_B = 66.7 \text{ kN/m}^2$$

$$u_D = 137.3 \text{ kN/m}^2$$



- 6- De acuerdo a los siguientes datos:

Esfuerzo total vertical	Esfuerzo efectivo
----------------------------	-------------------

$$\sigma_v^S = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^{\prime S} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^A = 96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^{\prime A} = 56 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^B = 168 \text{ kN/m}^2$$

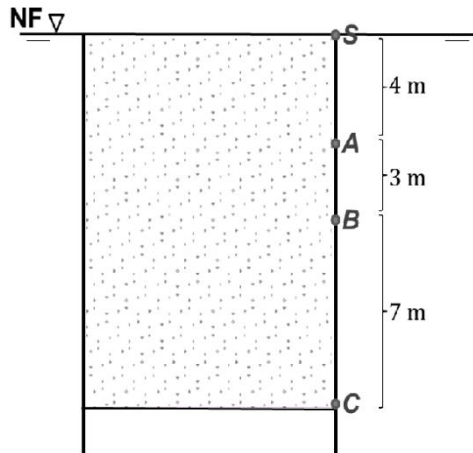
$$\sigma_v^{\prime B} = 98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^C = 336 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^{\prime C} = 196 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_w = 24 \text{ kN/m}^3$$

Calcular la presión de poro en los puntos S, A, B y C del diagrama

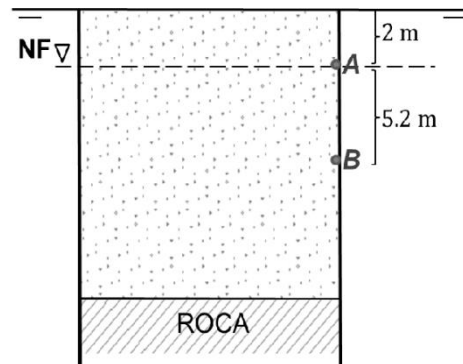


- 7- Calcular el esfuerzo vertical total y efectivo del punto A y B de un depósito de suelo de 10 m de espesor que descansa sobre una capa de roca. El nivel freático se localiza a 2 m de profundidad, el peso específico por encima del NF es de 20.5 kN/m^3 y por debajo del NF es de 21.93 kN/m^3

$$\gamma_s^1 = 20.50 \text{ kN/m}^3$$

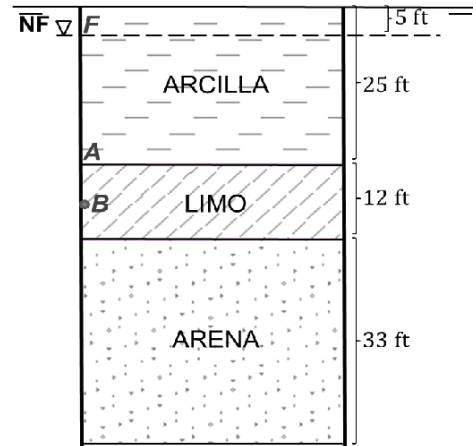
$$\gamma_s^2 = 21.93 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$



- 8- En un perfil compuesto por una capa de arcilla cuyo espesor es de 25 ft, una de limo de 12 ft y una de arena con espesor de 33 ft, se debe calcular el esfuerzo vertical total en la parte media de la capa de limo.

$$\begin{aligned}\gamma_A^1 &= 40 \text{ lb/ft}^3 \\ \gamma_A^2 (\text{saturado}) &= 45 \text{ lb/ft}^3 \\ \gamma_L &= 127 \text{ lb/ft}^3 \\ \gamma_w &= 62.4 \text{ lb/ft}^3\end{aligned}$$



- 9- En un barreno realizado para un proyecto carretero, se identificaron 3 tipos de materiales antes de llegar a la capa de roca. La clasificación y características de los materiales son:

Arena con limo

$$\gamma_s = 19.04 \text{ kN/m}^3$$

Arena fina

$$\gamma_A = 21.37 \text{ kN/m}^3$$

Arena fina (saturada)

$$\gamma_{A(\text{sat})} = 20.227 \text{ kN/m}^3$$

Arcilla

$$\gamma_C = 18.38 \text{ kN/m}^3$$



El nivel freático se localizó a 4 m de profundidad. Los espesores de los materiales se indican en el esquema. Calcular el esfuerzo vertical total y la presión de poro a 1.5 m, 3.5 m, 4 m y 6.2 m.

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

- 10- Con los datos del ejercicio anterior calcule los esfuerzos efectivos que actúan en cada uno de los puntos (Z_1, Z_2, Z_3, Z_4); además, determine la profundidad del barreno si

$$\sigma_v^{Z_c} = 393.95 \text{ kN/m}^2 \text{ y } u_{Z_c} = 164.31 \text{ kN/m}^2$$

2 Mecánica de rocas

En ingeniería civil el comportamiento las rocas ha sido muy importante para el diseño y construcción de obras superficiales, subterráneas y explotación de recursos minerales; dicho comportamiento ha sido estudiado por mucho tiempo mediante observaciones, pruebas en campo y en laboratorio. La mecánica de rocas se ocupa de las propiedades de la roca y de la metodología especial requerida para el diseño de componentes de ingeniería relacionados con las rocas (Goodman, 1989).

El objeto principal de estudio de la mecánica de rocas es el **macizo rocoso** que se define como la forma en que se presentan las rocas en la naturaleza. Esta masa rocosa comúnmente presenta discontinuidades que dividen al macizo en bloques que son considerados como **roca intacta**, es decir, el elemento de la roca que no presenta discontinuidades observables. Las discontinuidades pueden ser el resultado de diversos eventos geológicos como estratificación, foliación, esquistosidad, fallamiento, etc.; al conjunto de estas características se denomina **estructura**.

El comportamiento del macizo rocoso se basa principalmente en el estudio de las discontinuidades y los esfuerzos (internos y externos) a los que pudiese estar sometido. Los ingenieros deben calcular la carga que transmitirá la estructura de la obra a la roca o los esfuerzos liberados por las excavaciones subterráneas. Como consecuencia de los esfuerzos el macizo rocoso puede romperse o deformarse a favor de la orientación de las discontinuidades.

La resistencia y deformación de un macizo rocoso están relacionadas con sus propiedades físicas producto del origen y procesos geológicos, estas propiedades son: composición mineralógica, densidad, estructura y acomodo, porosidad, permeabilidad, dureza, entre otras. Hudson y Harrison (1997) definieron al macizo rocoso con las siguientes características: **discontinuo** por su estructura en bloques; **anisótropo** por la diferente orientación de las discontinuidades y por tanto comportamiento distinto de acuerdo con la orientación; **heterogéneo** que implica el cambio de propiedades físicas y mecánicas en todo el macizo rocoso y **no elástico**.

Con lo anterior es posible deducir que el comportamiento de los macizos rocosos depende del tipo de roca y las discontinuidades que generalmente son agrupadas por familias. La mecánica de rocas como disciplina es básica para la minería y la ingeniería civil, ya que el hecho de realizar excavaciones modifica los campos de fuerza en el entorno físico de las rocas (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Al igual que en los suelos, las rocas presentan propiedades físicas que en conjunto con las características de las discontinuidades del macizo rocoso describen el comportamiento del mismo. Estas propiedades se obtienen a partir de la roca intacta debido a que es considerada como homogénea e isotrópica; la roca debe ser clasificada de acuerdo a su origen y composición mineralógica (petrología y petrografía). Las propiedades físicas, también llamadas **propiedades índice**, son aquellas propiedades fácilmente medibles y resultan valiosas para la clasificación, estas son: **porosidad, densidad, permeabilidad, durabilidad**.

La porosidad en rocas sedimentarias varía de 0 hasta 90%, esta característica disminuye con la profundidad bajo la superficie y con la edad de las rocas. La profundidad afecta principalmente a rocas derivadas de partículas finas como limolitas y lutitas. Las rocas piroclásticas presentan alta porosidad debido a que preservan los espacios de los volátiles. En rocas sedimentarias químicas, ígneas y metamórficas la porosidad se representa como grietas planas denominadas fisuras. En general, la porosidad aumenta con el proceso de meteorización.

La **densidad** de una roca puede definirse en estado natural o en estado seco y está dada por la relación entre la masa de una muestra de roca y el volumen que ocupa. Para obtener el resultado en estado seco la muestra debe ser sometida a una temperatura de 110° C. La **permeabilidad** es la capacidad de transmitir agua a través de la roca; la mayoría de las rocas presentan baja permeabilidad de modo que la circulación de algún líquido ocurre entre las fisuras y las discontinuidades del macizo rocoso.

Para conocer la permeabilidad (k) es necesario aplicar la siguiente ecuación:

$$k = K \left(\frac{\gamma_w}{\mu} \right)$$

$K =$ permeabilidad intrínseca; $\gamma_w =$ peso específico del agua; $\mu =$ viscosidad del agua

La **durabilidad** es una propiedad fundamental para toda aplicación debido a que es la resistencia a los cambios provocados por hidratación, oxidación, abrasión y otros procesos de meteorización. Esta propiedad se evalúa mediante el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento; una muestra de roca de 500 g, segmentada (10 partes), secada y pesada previamente, se coloca dentro de un tambor de diámetro de 140 mm con una malla exterior de 2 mm que se llena de agua por debajo del eje, una vez colocada la muestra comienza la rotación del aparato durante 10 min girando a 20 revoluciones por minuto. La prueba o ensayo para conocer esta propiedad se denomina **Intemperismo acelerado**.

Los fragmentos retenidos son pesados y secados nuevamente para repetir el ciclo. El **Índice de durabilidad (I_D)** resulta de la relación entre el porcentaje, en peso seco, de la roca después de uno o dos ciclos y el peso inicial de la muestra.

Las propiedades mecánicas indican la resistencia de la roca intacta mediante diversos ensayos o pruebas de laboratorio donde es necesario representar las fuerzas que actúan sobre los macizos rocosos ya sea naturales o provocadas por alguna obra de ingeniería. Existen dos tipos de fuerzas que actúan sobre las rocas: fuerzas gravitatorias y fuerzas superficiales; las superficiales son ejercidas por materiales vecinos que se transmiten en todos los puntos de la roca. La **compresión** es una fuerza superficial positiva que se considera **normal** cuando actúa de forma perpendicular a un plano. Si una fuerza es paralela al plano se define como **fuerza tangencial** o **de cizalla**.

El **esfuerzo** se define como la reacción interna de un cuerpo a la aplicación de una fuerza o conjunto de fuerzas (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño , & Oteo , 2002). Hay tres razones por las cuales se deben estudiar y comprender los esfuerzos en la mecánica de rocas:

1. Existe un estado de esfuerzos en la naturaleza que debe entenderse antes de llevar a cabo un análisis y diseño de algún proyecto.
2. Durante el proceso de construcción de un proyecto ingenieril el estado de esfuerzos puede cambiar drásticamente debido a que la roca antes de ser perturbada se regía bajo un estado de esfuerzos específico que mantenía el equilibrio.
3. El esfuerzo debe manejarse como un tensor o tensores. Un tensor es una cantidad con magnitud, dirección y “el plano en consideración” (Hudson & Harrison, 1997).

El estado de esfuerzos en un punto se puede definir en tres dimensiones a través de un **elipsoide de esfuerzos**. En el punto estudiado pueden existir una infinidad de planos, en cada uno de ellos existe un par de vectores actuando perpendicularmente con igual magnitud pero en sentido opuesto; el elipsoide se origina debido a diferentes pares con distintas magnitudes actuando en planos con otra orientación. El elipsoide tiene tres ejes denotados por σ_1 , σ_2 y σ_3 , siendo σ_1 el esfuerzo máximo y σ_3 el mínimo.

El estado de esfuerzo también se representa por los componentes que actúan sobre las tres superficies ortogonales en un cubo infinitesimal (Fossen, 2010). En cada superficie actúa un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante o de cizalla de modo que en total son 3 esfuerzos normales y 6 de cizalla (Fig. 2.1).

El valor de los esfuerzos puede cambiar de acuerdo con la orientación del cubo, si este es estable las fuerzas que actúan en sentido opuesto se anulan quedando solo los esfuerzos de cizalla. Por otro lado, la orientación del cubo puede modificarse de modo que los esfuerzos de cizalla sean igual a cero dejando a los esfuerzos normales como principales.

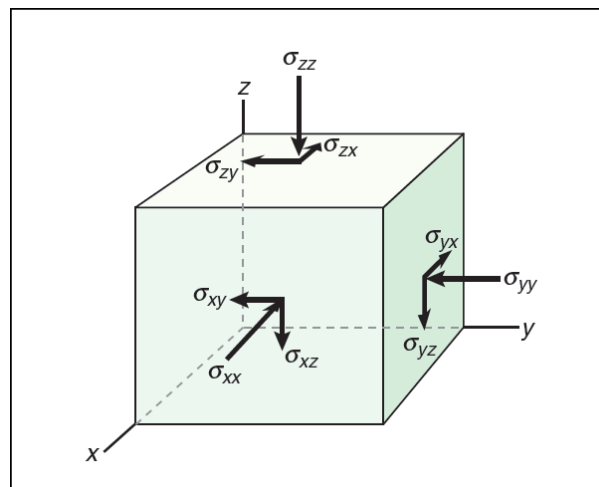


Fig. 2.1 Representación del estado de esfuerzos en un punto con un cubo infinitesimal con esfuerzos normales ($\sigma_{xx} = \sigma_{11}$; $\sigma_{yy} = \sigma_{22}$; $\sigma_{zz} = \sigma_{33}$) y de cizalla. Tomado de Fossen, 2010.

Los nueve componentes del cubo pueden integrarse en una matriz conocida como **matriz de esfuerzo** o **tensor de esfuerzo** donde los esfuerzos principales se encuentran en la diagonal principal de la matriz y por tanto el resto de los elementos corresponden a los esfuerzos de cizalla. Si los esfuerzos están en equilibrio se tendrá la siguiente matriz simétrica:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Las filas de la matriz de esfuerzos representan los componentes en cualquier plano y las columnas representan los componentes que actúan en cualquier dirección dada (Hudson & Harrison, 1997). La representación de los elementos de la matriz cuando el cubo se orienta de manera que los esfuerzos de cizalla sean igual a cero es la siguiente:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Para comprender el fenómeno provocado por la compresión de las rocas es necesario dividir los esfuerzos en dos partes: **esfuerzo no-desviador** o **medio** (σ_m) y **esfuerzo desviador** (σ_{dev}). En el primero de ellos los esfuerzos principales son todos iguales y no hay esfuerzo cortante en ninguna parte de manera que el elipsoide de esfuerzo se vuelve una esfera perfecta; también es conocido como esfuerzo hidrostático o presión hidrostática y representa un estado isotrópico de esfuerzo. El **esfuerzo desviador** es la diferencia entre el esfuerzo medio y el esfuerzo total: $\sigma_{dev} = \sigma_{tot} - \sigma_m$. Este esfuerzo produce distorsión y ruptura en las rocas por lo que es un factor importante en la formación de estructuras y fracturas en los macizos rocosos.

La **elasticidad** indica cómo una roca responde al esfuerzo por debajo del límite donde la deformación se vuelve permanente (Fossen, 2010). Existen dos propiedades de elasticidad que presentan las rocas al ser sometidas a esfuerzos, estas son: **Módulo de Young** ($E = \sigma/\epsilon$) que describe la relación entre esfuerzo y deformación; y la **Relación de Poisson** (ν). Esta última resulta del estudio de rocas con poca deformación debido a que existe un pequeño cambio de volumen a diferencia de los materiales incompresibles donde el acortamiento en una dirección está equilibrado por el alargamiento perpendicular.

La Relación de Poisson representa una constante que involucra a la extensión normal y paralela al vector de esfuerzo σ_z y está dada por la siguiente ecuación:

$$\nu = -\frac{e_x}{e_z}$$

Donde e_x es la extensión o acortamiento en el eje x y e_z en el eje z.

Debido a que la roca intacta es una pieza importante en el macizo rocoso es necesario conocer el comportamiento de dicha roca frente a diferentes cargas; las rocas pueden presentar comportamiento frágil y dúctil.

El comportamiento frágil sucede cuando la capacidad de carga de la roca disminuye con o sin deformación (Hoek & Brown, 1980); la fractura puede ocurrir de forma súbita dependiendo de la carga aplicada. Una roca es dúctil cuando no pierde su capacidad de carga y puede deformarse. Esta característica aumenta con la presión de confinamiento y temperatura.

La presión de la transición se define como la presión en la cual el esfuerzo que se necesita para formar un plano de debilidad en una muestra de roca es igual al esfuerzo que se necesita para provocar un deslizamiento en ese plano (Hoek & Brown, 1980).

Una roca puede fracturarse mecánicamente mediante campos tensionales. La rotura o fractura se genera por la aplicación de una o más fuerzas en distintas direcciones, estas provocan la unión de pequeñas fisuras dentro de la roca que llegan hasta la superficie de la muestra. Existen dos métodos para el fracturamiento de una roca: tracción y compresión. La ruptura mediante tracción es bastante sencilla, en este caso las discontinuidades orientadas de forma perpendicular a la tracción se propagan hasta rebasar la resistencia de la muestra.

Por otro lado, la ruptura por compresión resulta más compleja. Al aplicarse la carga axial las discontinuidades o microfisuras comienzan a propagarse en el mismo sentido de la carga. La propagación inicia cuando la carga axial no ha llegado aún a la mitad de la carga de ruptura (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004). Debido a la heterogeneidad de la roca la compresión afecta de forma distinta en los granos o partículas que la constituyen, los minerales más elásticos transfieren fuerza a los no elásticos generando grietas. Así mismo, la orientación de planos cristalográficos o estratificación propician el deslizamiento sobre ellos al aplicar carga.

Los mecanismos de rotura de las rocas dependen de la configuración de carga o de los esfuerzos que actúan sobre las mismas, por ello los tipos de rotura son: flexión, cortante, tensión y compresión. La **rotura por flexión** se produce por el desarrollo y propagación de grietas de tensión generadas por esfuerzos normales variables en capas sobre el techo de excavaciones subterráneas como

La **rotura por esfuerzo cortante** ocurre por la presencia de esfuerzos de gran magnitud que actúan sobre una determinada superficie. Cuando el esfuerzo cortante se vuelve crítico inicia el desplazamiento de un bloque respecto a otro sobre la superficie. Este mecanismo es común en taludes y túneles donde la orientación de las discontinuidades está a favor de la excavación, es decir, con la misma orientación.

La **rotura por tensión directa** se presenta, generalmente, sobre la base de un talud o en estratos ubicados en el flanco de un anticlinal. Sobre el pie del talud pueden descansar estratos inclinados más pronunciados de lo que la fricción permite generando un desequilibrio donde el peso de los estratos ocasiona la tensión y en consecuencia la ruptura. La superficie de ruptura es áspera y libre de partículas y fragmentos de roca triturada (Goodman, 1989).

Cuando existe un esfuerzo compresivo actuando sobre un plano o superficie específica de la roca, ésta puede fallar, este proceso se denomina **rotura por compresión**. Durante la aplicación de la carga, dentro de la roca se generan grietas de tensión y pequeños planos de ruptura que coalescen o se unen con otros para formar un plano de falla o ruptura. Las fallas en pilares de minas por sobreexplotación de mineral son ejemplos de este tipo de mecanismo.

2.1 Pruebas de laboratorio

Las pruebas o ensayos de laboratorio son fundamentales para conocer el comportamiento de las rocas, es decir, determinan la resistencia y deformación de las rocas bajo un estado de esfuerzos durante un proceso de carga que puede controlarse de acuerdo con el diseño o proyecto que se llevará a cabo. Las pruebas principales son: compresión simple o uniaxial, compresión triaxial y tracción (o tensión).

Prueba de Compresión Uniaxial

La **prueba de compresión uniaxial** o simple permite clasificar las rocas con base en sus resistencias, es un factor importante en el cálculo de los criterios de rotura Mohr-Coulomb y Hoek & Brown y sirve para estimar la resistencia de los pilares en las explotaciones mineras (entre otros usos) (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Para llevar a cabo este ensayo es necesario obtener una muestra de roca inalterada a partir de testigos de sondeos, bloques de roca obtenidos en mina o en el lugar de la obra sin la ayuda de explosivos ya que pueden generar nuevas fisuras provocando una pérdida de resistencia de las rocas. Los esfuerzos aplicados durante este ensayo son: $\sigma_1 \neq 0, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$.

Las probetas ensayadas, generalmente, deben ser cilíndricas con una relación $L/D = 2.5-3$ y con $D > 54 \text{ mm}$. El diámetro D deberá ser al menos 10 veces mayor que el mayor tamaño del grano de la roca. Además, no debe existir discontinuidad que atraviese la probeta; las superficies donde se colocarán las placas de la prensa deben ser planas, con una precisión de 0.02 mm; la velocidad de carga será de 0.5 a 1 MPa/s (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).

Durante el proceso se registra una curva indicando la relación esfuerzo-deformación. En las primeras etapas la curva presenta una trayectoria ascendente hasta llegar a la resistencia de pico, después de este punto la resistencia se pierde. A pesar de ser una prueba donde teóricamente las cargas deben ser uniaxiales en todos los puntos, se ha observado que la fricción entre la muestra y la placa no permite la expansión de la probeta en los extremos, debido a eso se originan esfuerzos cortantes en esas zonas y en consecuencia se manifiesta un estado triaxial.

La ruptura de la probeta ocurre al llegar a la resistencia pico, sin embargo se ha comprobado experimentalmente que las fisuras se presentan entre el 50% y 95% de la resistencia a la compresión simple. Para conocer las deformaciones se colocan bandas extensométricas, dos axiales y dos laterales, sobre la superficie de la muestra, con los datos obtenidos a partir de las bandas es posible conocer el módulo de Young y el coeficiente de Poisson. Las bandas extensométricas son sensores que convierten la presión, tensión, peso, etc., en un cambio de resistencia eléctrica que puede ser medido.

El módulo de Elasticidad o de Young varía a lo largo de toda la prueba, sin embargo la mayoría de las rocas presentan un comportamiento elástico lineal donde dicho módulo tiene un valor constante; el valor puede conocerse en el único tramo recto de las curvas esfuerzo-deformación axial y radial que representa el cierre de las microfisuras y el umbral de

fracturamiento. Teóricamente, éste es el único tramo recto de los diagramas esfuerzo-deformación axial y esfuerzo-deformación lateral. La pendiente de la primera de estas rectas es el Módulo de Young y la relación entre la pendiente de la segunda y la de la primera es el Coeficiente de Poisson (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Después del punto de la resistencia de pico la trayectoria de la curva depende de la rigidez (K) de la máquina y de la probeta que puede definirse con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{EA}{l}$$

E es el módulo de elasticidad; A , el área de aplicación de la carga P y l la longitud del cuerpo (máquina o probeta) en la dirección de la carga. Si la rigidez de la máquina es menor a la de la probeta en el momento de la falla la energía almacenada en la máquina se liberará de manera violenta debido a que la probeta no podrá absorber dicha energía. Por otro lado, si la rigidez de la máquina es mayor la energía se transferirá paulatinamente a la probeta permitiendo registrar el comportamiento más allá de la resistencia de pico.

Se denomina *sistema máquina-probeta estable* cuando debe aportarse energía a la probeta para que continúe la rotura; es *inestable* cuando la energía se retira para evitar una rotura violenta. La cantidad de energía almacenada se conoce con la siguiente ecuación (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002):

$$W = \frac{P^2}{2K}$$

$W =$ carga de energía almacenada; $P =$ carga aplicada; $K =$ rigidez

Prueba de Carga Puntual

Cuando no es posible obtener una muestra con las características normalizadas para realizar un ensayo de compresión simple es conveniente sustituirlo por el **ensayo de carga puntual o Ensayo Franklin**. Esta prueba se caracteriza por llevarse a cabo *in situ* y para una gran cantidad de muestras; es conveniente que los fragmentos de roca sean de diámetro igual a 50 mm y longitud de 1.5 veces el diámetro. Estos se colocan entre dos puntas cónicas metálicas que transfieren la carga desde una prensa hasta llegar a la falla para obtener el **Índice de carga puntual (I_s)**:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

$P =$ carga en el momento de rotura; $D =$ diámetro de la probeta

Los puntos de aplicación de la carga deben estar a $0.7 D$ de los bordes de la probeta. Para muestras irregulares es necesario calcular el **diámetro equivalente (D_e)** de la siguiente forma:

$$De^2 = \frac{4}{\pi} WD$$

Donde W es la anchura media de la muestra (promedio entre anchura máxima y anchura mínima) y D es la distancia entre las puntas de los conos en el momento de rotura la cual debe estar en el intervalo entre $0.3W < D < W$.

El índice de carga puntual corregido $I_{s(50)}$ de la muestra ensayada se define como el valor I_s que se habría medido mediante una prueba con $D=50$ mm (Wyllie & Mah, 2005).

Para muestras irregulares, es decir, con dimensiones diferentes a 50 mm se aplica un factor de corrección (F), la corrección se aplica de la siguiente forma:

$$I_{s(50)} = I_s F$$

El valor de F está dado por la siguiente expresión:

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

Para obtener la relación entre carga puntual y la resistencia a compresión uniaxial se debe multiplicar $I_{s(50)}$ por el valor de 24; esto se debe a los estudios que se han realizado donde se encontró que, en promedio, la resistencia a compresión uniaxial es aproximadamente 20-25 veces el índice de carga puntual.

Una de las ventajas del ensayo de carga puntual es el poder conocer la resistencia de las rocas de forma rápida debido a que, como se mencionó anteriormente, es una prueba que se lleva a cabo en campo, sin embargo, para obtener un valor más confiable es necesario realizar una prueba de compresión simple en laboratorio.

Otro ensayo muy empleado en la mecánica de rocas es el **ensayo o prueba triaxial**, en este ensayo se aplica un estado de esfuerzos triaxial que asemeja las condiciones de la roca *in situ*, dicho estado se presenta en la gran mayoría de las obras de ingeniería. Las probetas son similares a las usadas en la prueba uniaxial. Aunque el nombre indica tres esfuerzos aplicados en realidad dos de ellos son iguales, es decir, $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$. La muestra se introduce en un cilindro de acero donde, además de la presión axial (σ_1), se aplica presión hidráulica confinante (σ_2 y σ_3), la probeta se cubre con una membrana o camisa impermeable para evitar el contacto con el líquido.

La carga axial se aplica mediante una prensa en la parte inferior y superior de la probeta, las caras de esta deben estar pulidas, paralelas y sin grietas. El confinamiento se genera de manera simultánea a la presión axial hasta llegar a un punto en el que ambas presiones sean aproximadamente iguales, después de esto la presión confinante se mantiene constante mientras aumenta la carga de la prensa hasta llegar a la rotura.

Durante la prueba es necesario medir la deformación tanto axial como lateral, la deformación lateral inicia al mismo tiempo que el fracturamiento interno, para controlar esa

deformación es necesario aumentar la presión confinante (σ_3) lo que lleva a tener diferentes resistencias de pico con diferentes presiones confinantes.

El valor de la resistencia compresiva para un determinado valor de σ_3 se obtiene dividiendo la fuerza aplicada entre la sección de la probeta (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002). La presión confinante controla el comportamiento de las rocas entre frágil y dúctil, esto se observa en las gráficas de esfuerzo-deformación donde las curvas de cada prueba tienden a ser horizontales después de la resistencia de pico.

Este ensayo permite identificar los valores de cohesión y fricción graficando círculos de Mohr en un plano (σ_n, τ) con los esfuerzos σ_1 y σ_3 y trazando la envolvente sobre los círculos. Finalmente, los factores que influyen en la resistencia de las rocas durante la prueba son: la **presión confinante**, **temperatura** que al aumentar decrece la resistencia y **microfisuras** que influyen en las curvas de esfuerzo-deformación.

Resistencia a la Tensión Indirecta

Otra forma de determinar la resistencia de una roca *intacta* es a través del **ensayo de tracción indirecta o brasileño**; el efecto de tracción se produce al comprimir una probeta de longitud aproximadamente igual a su radio. La ruptura se produce a lo largo del diámetro en la misma dirección de la carga, por tanto la tracción se presenta de forma perpendicular.

El esfuerzo generado sobre el diámetro que lleva a la rotura puede conocerse de la siguiente forma:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi D l}$$

La ecuación anterior es la resistencia a tracción, donde P carga de compresión, D es el diámetro y l es la longitud de la probeta. La carga se ejerce a través de placas planas o cóncavas proporcional al tamaño del radio de la probeta.

En la siguiente tabla se muestran distintos valores de propiedades mecánicas y de resistencia de algunas rocas (Tabla 2.1).

Tabla 2.1 Valores de propiedades mecánicas y de resistencia de algunas rocas. Tomado de Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, Hoek & Brown, 1980, González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, Ruiz Vázquez & González Huesca, 1999.

Tipo de roca		Módulo de Young (GPa)	Coefficiente de Poisson	Resistencia a compresión (MPa)	Resistencia a tracción (MPa)	Porosidad (%)	Densidad (ton/m ³)	Cohesión (MPa)	Ángulo de fricción
Ígneas	Andesita	12,0-35	0,23-0,32	75-320	5,0-11,0	10,0-15	2,3-2,75	28	45
	Anortosita	40-210
	Basalto	20-100	0,14-0,3	100-350	6,0-12,0	0,1-2	2,75-3	20-60	48-55
	Dacita	8,0-18	0,09-0,2	80-160	3,0-8,0	0,5-5	2,4-2,6
	Diabasa	30-90	0,28	120-320	54	0,1-0,7	2,7-3	88-117	40-50
	Diorita	2,0-17	...	100-190	8,0-30	...	2,6-2,9	15	50-55
	Gabro	60-100	0,12-0,25	150-280	5,0-8,0	0,1-0,2	2,8-3,1	30	35
	Granito	10,0-70	0,1-0,4	95-230	4,0-7,0	0,5-1,5	2,6-2,9	15-50	45-58
	Granodiorita	10,0-70	0,12-0,25	75-135	...	0,5-1,5	2,6-2,9
Riolita	10,0-20	0,1-0,2	85-160	5,0-9,0	4,0-6,0	2,4-2,6	
Sedimentarias	Carbón	16-26	...	10	2,5-2,7
	Arcilita	2,0-10
	Conglomerado	70-100
	Creta coralina	3,0-18
	Dolomía	20,0-50	0,2-0,34	60-100	2,5-6,0	0,2-5,0	2,2-2,7	22-60	25-35
	Caliza	15-90	0,12-0,33	50-125	1,5-6,0	5,0-20	1,5-2,2	5,0-40	35-50
	Lutita	3,0-22	0,25-0,29	45-95	1,5-10	2,0-15	2,2-2,4	3,0-35	...
	Arenisca	15-17	0,1-0,4	75-120	5,0-20	5,0-25	2,0-2,5	8,0-35	30-50
	Cuarzoarenita	70-175
	Limolita	53-75	0,25	10-100	2,7
Metamórficas	Anfibolita	13-92	...	75-125	22
	Gneis	20-80	0,08-0,4	80-250	4,0-7,0	0,5-1,5	2,5-3,0	15-40	30-40
	Pizarra	5,0-30	...	120-190	7,0-20	0,1-1,0	2,65	10,0-50	25-30
	Esquisto	6,0-39	0,01-0,31	36-172	2,0-5,0	3	2,4-2,7	25	...
	Esquisto verde	65-85
	Micaesquisto	20-100
	Mármol	60-90	0,1-0,4	60-230	5,0-8,0	0,3-2,0	2,6-2,7	15-35	35-45
	Milonita	65-120
	Filita	21-80
	Cuarcita	22-100	0,08-0,24	75-280	10,0-30	0,1-0,5	2,6-2,7	25-70	40-55
	Serpentinita	65-135

2.2 Instrumentos y pruebas de campo

El diseño de excavaciones subterráneas demanda de un buen conocimiento de esfuerzos principales, su magnitud y dirección. Para conocer esos datos es necesario llevar a cabo pruebas *in situ* con diferentes tipos de instrumentación. A continuación se mencionarán algunos de ellos.

En galerías o túneles suele aplicarse el ensayo de **placa de carga** o **prueba de placa** que consiste en medir la carga, desplazamiento y tiempo para así obtener el Módulo de Young (E). La placa puede ser de sección cuadrada entre 0.3x0.3 m hasta 1x1 m o circular de diámetro igual a 50 cm o 1 m; las placas se colocan horizontal (hastial) o verticalmente (clave) y la carga se aplica por medio de gatos o bombas hidráulicas.

El volumen de roca afectado es proporcional al área de carga (Goodman, 1989). Se debe seleccionar adecuadamente el sitio donde se llevará a cabo este ensayo, éste debe presentar un fracturamiento mínimo o nulo para obtener un buen dato que logre representar las condiciones del macizo.

Otro instrumento de campo es el **gato plano** que es uno de los métodos más conocidos por ser muy sencillo y práctico que permite estimar el módulo de deformación. Para aplicarlo es necesario realizar una ranura en una de las paredes de la excavación, antes de realizarla es necesario colocar unos marcadores o puntos de referencia y medir la separación, enseguida se ranura con ayuda de taladros o sierras y se vuelve a medir la distancia entre los marcadores.

Después de uno o dos días se mide nuevamente y se coloca el gato fijándolo con mortero de características elásticas similares a la roca, enseguida se aplica presión hasta regresar los puntos a la posición inicial, dicha presión indica la tensión inicial de la roca perpendicular al instrumento. La distancia de los puntos suele estar en función del tamaño de gato plano.

El método **overcoring** o **sobreperforación** se basa en la estimación de las tensiones liberadas por reperfilar un barreno, dicha acción genera deformaciones en el fondo o a lo largo de la perforación. Los valores de módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson contribuyen en la conversión de las deformaciones producidas en esfuerzos por medio de la teoría de elasticidad, todo esto debe calcularse en laboratorio.

La prueba de **Gato Goodman** se utiliza para conocer la deformabilidad del macizo rocoso, se desarrolla dentro de barrenos de 3" (76 mm) de diámetro. El dispositivo se sujeta a la barra de perforación, consta de pistones que se activan mediante una bomba manual generando presión uniforme y unidireccional en las paredes del barreno; la presión se mide con un manómetro y la deformación se conoce por medio de potenciómetros o transformadores diferenciales variables lineales (Goodman, 1989). El módulo de deformación se calcula utilizando fórmulas derivadas empíricamente de pruebas *in situ*.

2.3 Criterio Mohr-Coulomb

A lo largo de la historia la resistencia de las rocas se ha conocido por medio de ensayos de laboratorio aplicados a probetas, esta característica está en función de la **cohesión (c)** y el **ángulo de fricción interna (φ)**. El plano de fractura forma un ángulo θ con el esfuerzo principal menor σ₃:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

El criterio de falla **Mohr-Coulomb** es uno de los más conocidos debido a su fácil aplicación; éste indica que la rotura se produce inicia cuando el esfuerzo cortante iguala la resistencia friccional de la roca, lo anterior depende del esfuerzo normal aplicado en el plano de falla y la cohesión. El resultado de este criterio expresa la resistencia mediante un plano donde se grafica el esfuerzo normal y tangencial o cortante (σ, τ) en el momento de la falla mediante la envolvente:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

τ = esfuerzo cortante; c = cohesión; σ_n = esfuerzo normal; ϕ = ángulo de fricción

La línea envolvente puede tocar a varios círculos de Mohr producidos a diferentes estados de esfuerzos sobre una roca, los puntos en contacto (envolvente-círculo) representan los planos de falla con coordenadas (σ, τ) en el momento de la misma. La zona ubicada bajo la envolvente representa condiciones estables, la zona superior indica condiciones inestables. El término **tan φ** se conoce como coeficiente de fricción interna (μ). La recta tangente a los círculos se obtiene a partir de ensayos triaxiales.

El criterio de Mohr-Coulomb también se utiliza para representar la **resistencia residual**, es decir, la resistencia mínima alcanzada por un material sometido a una deformación más allá del pico (Goodman, 1989). La **resistencia de pico** es el esfuerzo máximo que puede soportar una roca después de llegar a cierta deformación.

Con base en los esfuerzos principales σ₁ y σ₃ aplicados en una muestra es posible conocer el esfuerzo normal y cortante en el plano de rotura con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_n = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin 2\theta$$

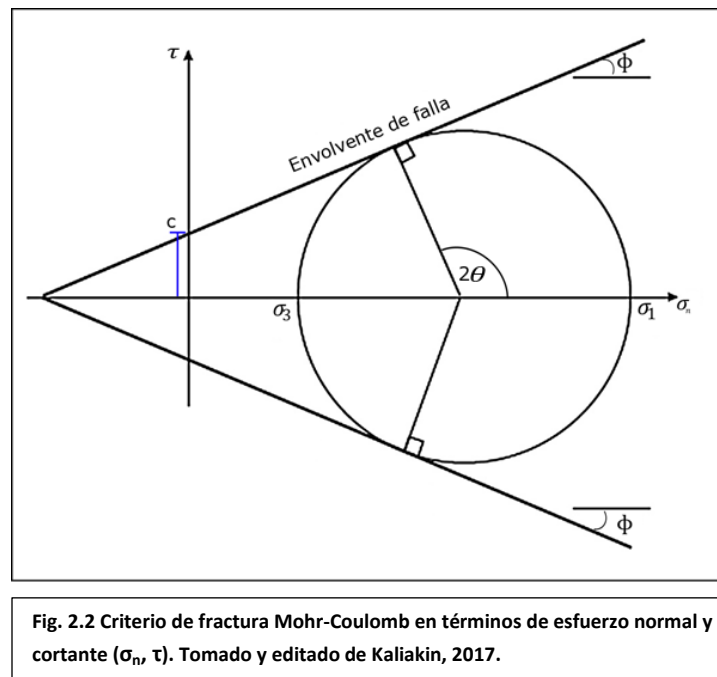
σ_n=esfuerzo normal

τ=esfuerzo cortante

σ₁=esfuerzo principal mayor; σ₃=esfuerzo principal menor

θ=ángulo del plano de fractura

La cohesión puede conocerse de manera gráfica observando la intersección entre la envolvente de Mohr y el eje de las ordenadas (Fig. 2.2).



El criterio puede expresarse en términos de los esfuerzos principales σ_1 (mayor) y σ_3 (menor):

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3$$

Este criterio supone que la rotura se produce cuando el esfuerzo cortante iguala a la resistencia friccional de la roca, asociada con el esfuerzo normal y la cohesión.

2.4 Criterio de Hoek-Brown

El criterio de Hoek & Brown es el resultado de las investigaciones de rotura frágil de rocas intactas elaboradas por Hoek y el estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown. Hoek y Brown introdujeron su criterio de falla para proporcionar datos de entrada para los análisis requeridos para el diseño de excavaciones subterráneas en roca dura (Wyllie & Mah, 2005).

El criterio fue elaborado para emplearse en el diseño de excavaciones subterráneas con base en las propiedades de roca intacta y discontinuidades del macizo rocoso de comportamiento isótropo donde las discontinuidades no afectan o controlan el movimiento. Si el macizo presenta discontinuidades como planos de estratificación, fracturas, etc., el comportamiento será anisótropo de modo que la rotura y caída de bloques será por gravedad; sin embargo, si se encuentra fuertemente fracturado la continuidad de los planos se verá interrumpida por lo que el comportamiento pasará a ser isótropo (López Jimeno, 2003).

En un principio se utilizó el sistema de clasificación de macizos rocosos RMR de Bieniawski para relacionar criterios empíricos y observaciones geológicas, sin embargo el criterio fue modificado para abarcar problemas más allá de los establecidos. Las modificaciones resultaron en la creación de dos nuevos términos para macizos rocosos: alterados e inalterados (perturbados).

El criterio de Hoek-Brown Generalizado para la estimación de la resistencia de la masa rocosa se expresa de la siguiente forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde σ_1 y σ_3 representan los esfuerzos principales mayor y menor, σ_{ci} es la resistencia a compresión uniaxial, m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes ecuaciones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos (Hoek & Brown, 2018). La **resistencia a compresión simple (σ_{ci})** se determina mediante ensayos de laboratorio sobre la roca intacta que componen al macizo rocoso por lo que es necesario tomar una muestra inalterada. Si la masa rocosa es heterogénea, con muchas discontinuidades, las muestras obtenidas contendrán varios componentes rocosos de la masa y por tanto el resultado del ensayo representará la resistencia de la matriz rocosa y no de la roca intacta.

En el caso de macizos heterogéneos es necesario obtener la resistencia con ensayos de carga puntual aplicando la carga perpendicularmente a la estratificación, esquistosidad o cualquier tipo de discontinuidad que evite que la fractura no siga un plano de debilidad. El Índice de carga puntual se obtiene mediante una prueba que involucra los siguientes parámetros:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

Donde P es la carga en los puntos y D es la distancia entre puntos.

La constante m_i se determina mediante pruebas triaxiales. Este parámetro depende de las características friccionales de los minerales que componen la muestra de roca intacta y tiene una influencia significativa en las características resistentes de la roca (López Jimeno, 2003). Existen valores de la constante para diferentes rocas que se han obtenido a través de una gran cantidad

de pruebas triaxiales y descripciones geológicas, estos valores (Tabla 2.2) pueden ser usados cuando no es posible conocer el dato de la roca que se esté analizando.

Tabla 2.2 Valores de la constante m_i para roca intacta. Los valores entre paréntesis están estimados. Las rocas fueron ensayadas perpendicularmente a la estratificación o foliación. Tomado de López Jimeno, 2003

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
Sedimentarias	Clástica		Conglomerados (21±3)	Areniscas 17±4	Limolitas 7±2	Arcillita 4±2
			Brechas (19±5)		Grauvacas (18±3)	Luititas (6±2) Margas (7±2)
	No clástica	Carbonatos	Caliza cristalina (12±3)	Caliza espática (10±2)	Calizas micríticas (9±2)	Dolomias (9±3)
		Evaporitas		Yeso 8±2	Anhidrita 12±2	
Orgánico					Creta 7±2	
Metamórficas	No foliadas		Mármol 9±3	Corneana (19±4) Metaareniscas (19±3)	Cuarcitas 20±3	
	Ligeramente foliadas		Migmatita (29±3)	Anfibolitas 26±6	Gneis 28±5	
	Foliada			Esquistos 12±3	Filitas (7±3)	Pizarras (7±4)
Ígneas	Intrusivas	Clara	Granito 32±3	Diorita 25±5		
		Oscura	Gabro 27±3	Dolerita 16±5		
	Hipabisales			Pórfidos (20±5)	Diabasa (15±5)	Peridotita (25±5)
	Extrusivas	Lava		Riolita (25±5) Andesita (25±5)	Dacita (25±3) Basalto (25±5)	
		Piroclástica	Aglomerado (19±3)	Brecha (19±5)	Toba (13±5)	

Los criterios de rotura desarrollados por Mohr-Coulomb y Hoek & Brown pueden emplearse para conocer el comportamiento de macizos rocosos, sin embargo, la aplicación de estos procesos depende de la configuración del macizo. Es decir, el criterio de Hoek & Brown

puede utilizarse en macizos rocosos intactos o fracturados que sean considerados homogéneos e isotrópicos. Por otro lado, el criterio no podrá aplicarse en macizos que estén controlados por una sola familia de discontinuidades como en el caso de macizos estratificados.

El criterio de Mohr-Coulomb es el más utilizado por la comunidad ingenieril, debido a que resulta más sencillo manejar los criterios de cohesión y fricción propios del criterio a diferencia de los de Hoek & Brown.

Mohr-Coulomb definieron su ecuación de la siguiente forma:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

Esta ecuación puede manejarse en términos de esfuerzos principales $\sigma_1 - \sigma_3$ tal como lo indica el criterio de Hoek & Brown para quedar de la siguiente forma:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3$$

Sin embargo, la falta de exactitud al momento de ajustar las curvas de ambos criterios (parábola para Hoek & Brown y recta en Mohr-Coulomb) ha llevado a proponer distintas formas de solución para este problema.

Marinos y Hoek (2001) publicaron una tabla para caracterizar los macizos rocosos compuestos por una alternancia rítmica de rocas sedimentarias deformadas tectónicamente. Esa estructura se conoce como **Flysch** y está asociada a procesos orogénicos, las rocas involucradas en este tipo de formaciones son areniscas, limolitas, lutitas limosas y lutitas. El Flysch se encuentra frecuentemente afectado por fallas inversas ocasionadas por acortamiento provocado por la orogenia.

La ecuación del criterio en términos de esfuerzos principales es la siguiente:


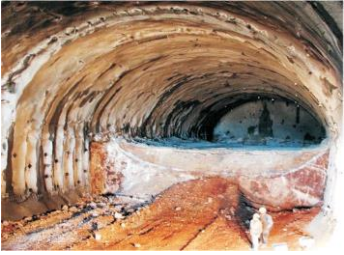



$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5}$$

Hoek observó que los resultados de cohesión obtenidos mediante la envolvente de Mohr eran valores sobredimensionados y podrían arrojar resultados optimistas en los cálculos de estabilidad; debido a esto se consideró obtener un valor medio más apropiado ajustando la envolvente mediante mínimos cuadrados. Sin embargo Hoek desarrolló un criterio Generalizado donde se sustituyó el valor de 0.5 por la constante α para ajustar la envolvente en lugar del procedimiento de mínimos cuadrados. Este criterio Generalizado ya se ha mencionado anteriormente.

Cuando se excavan túneles, taludes o cimientos en masas de roca, la remoción de la roca produce un alivio de la tensión que permite que la masa de roca circundante se relaje y dilate. El objetivo de cualquier buen diseño es controlar esta dilatación, y los desplazamientos consiguientes, para minimizar la falla de la roca (Hoek & Brown, 2018). El factor de alteración del

macizo rocoso (*D*) fue determinado por medio de análisis de taludes y excavaciones subterráneas en roca después de ser perturbados de manera que el valor de uno (1) se atribuye a macizos muy fracturados y el valor de cero (0) para los no alterados. Los valores se exponen en la siguiente tabla (Tabla 2.3).

Tabla 2.3 Guía para estimar el Factor de alteración *D*. Tomado y editado de Hoek & Brown, 2018.

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante del túnel</p>	<p><i>D</i> = 0</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante. Cuando aparezcan los problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.</p>	<p><i>D</i> = 0 <i>D</i> = 0.5</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.</p>	<p><i>D</i> = 0.8</p>
	<p>Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños en el macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.</p>	<p><i>D</i> = 0.7 Voladura buena <i>D</i> = 1 Voladura mala</p>
	<p>Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.</p>	<p><i>D</i> = 1 Voladura de producción <i>D</i> = 0.7 Excavación mecánica</p>

2.5 Criterio de rotura de Barton

El criterio de Barton propone una ecuación para calcular la resistencia al corte de discontinuidades rugosas. El criterio empírico involucra la resistencia al esfuerzo cortante de la superficie de la discontinuidad que depende de la rugosidad, la resistencia de la roca y el esfuerzo normal; lo anterior se expresa de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma_n + \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi \right]$$

$\tau =$ resistencia al esfuerzo cortante

$\sigma_n =$ esfuerzo normal

$JRC =$ coeficiente de rugosidad

$JCS =$ resistencia a la compresión

$\phi =$ ángulo de fricción interna

El valor de JRC varía entre 0 y 20: 20 para superficies rugosas onduladas, 10 para lisas onduladas y 0 para lisas planas como foliación o estratificación. JRC puede determinarse mediante el “ensayo de inclinación” donde la muestra se coloca sobre un plano inclinado hasta encontrar un ángulo α que da inicio al deslizamiento de una superficie de discontinuidad respecto a la otra. Así mismo, el valor puede obtenerse a través de un ensayo de corte directo

JCS puede obtenerse en campo con ayuda del Martillo de Schmidt o mediante un ensayo de carga puntual, de igual forma puede conocerse en laboratorio a través de un ensayo Franklin. El valor de JCS puede ser igual a la resistencia a la compresión simple sólo si la superficie de la discontinuidad no está meteorizada o si el esfuerzo normal es muy alto, sin embargo, puede reducirse aproximadamente a un cuarto del valor si esta meteorizado y si el esfuerzo normal es moderado o bajo (Franklin & Dusseault, 1989).

Los valores de JRC y JCS disminuyen a medida que aumenta el tamaño de la discontinuidad. Es decir, la rugosidad a pequeña escala de una superficie se vuelve menos significativa en comparación con las dimensiones de la discontinuidad, y eventualmente las ondulaciones a gran escala tienen más importancia que la rugosidad (Wyllie & Mah, 2005).

El valor de ϕ se sustituye por el ángulo de fricción interna residual (ϕ_r) cuando las discontinuidades están meteorizadas, dicho ángulo se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi_r = 10 + \frac{r}{R}(\phi - 10)$$

Donde R y r representan el número de rebote del Martillo de Schimdt en superficies no alteradas y alteradas, respectivamente.

2.6 Factor de Seguridad y Mecanismos de Falla

La estabilidad generalmente se expresa en términos de **Factor de Seguridad (FS)**, el diseño de la estabilidad potencial aumenta a medida que el valor de F aumenta por encima de la unidad (Bell, 1980). El factor se define como el cociente entre las fuerzas resistentes (estabilizadoras) y las fuerzas actuantes. Las fuerzas resistentes se componen de fuerzas cohesivas y fuerzas friccionales, estas últimas son las fuerzas normales totales; las fuerzas de corte actúan hacia abajo del plano.

El valor del factor de seguridad para que un talud sea estable debe ser mayor a uno (>1), de lo contrario la masa rocosa deslizará o llegará a la rotura. Para distintas condiciones existirá un $FS=1$ con cierta inclinación del plano, rebasando esa inclinación el factor disminuirá y con ello ocurrirá un deslizamiento, a esa inclinación se le conoce como “inclinación de talud máximo”. Por lo anterior, el echado del talud deberá ser menor al obtenido para $FS=1$.

En ingeniería civil o minería la estabilidad de taludes puede presentarse de dos maneras: temporales y permanentes, y cada uno de ellos deberá tener cierto valor mínimo de factor de seguridad siendo 1.3 y 1.5 respectivamente. Los taludes pueden fallar o romper de diferentes formas de acuerdo con las discontinuidades y características del macizo; son cuatro mecanismos principales: falla plana, falla circular, falla por volteo y falla por formación de cuña.

La **falla plana** se produce por el deslizamiento de uno o más bloques a lo largo de una discontinuidad que fue expuesta por la excavación del talud, suele presentarse en macizos de resistencia media o alta (Fig.2.3). El movimiento puede ocurrir por distintas condiciones sin embargo, deben existir ciertas condiciones para que ocurra, estas son:

- La superficie de deslizamiento debe ser un plano continuo con rumbo paralelo o casi paralelo al del talud e inclinación en dirección a la cara del talud (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).
- El ángulo de la superficie discontinua debe ser menor al ángulo de inclinación del talud. En ausencia de agua y cohesión en la discontinuidad el echado de la misma deberá ser mayor al del ángulo de fricción (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).
- Si existe cohesión, la estructura podrá ser estable aunque el ángulo de fricción sea menor, por otro lado, el empuje de agua provoca deslizamiento con un ángulo de fricción mayor (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

La **falla circular** suele ocurrir en macizos rocosos muy fracturados, materiales poco consolidados como suelos o depósitos de talud (Fig. 2.3). También se conoce como **falla lístrica**; el movimiento ocurre principalmente por el peso del material a través de zonas de debilidad de forma circular y cóncava que puede llegar hasta el pie del talud. Una evidencia de este mecanismo es la presencia de un escarpe en la cresta del talud, esta zona se denomina **deflacción** y en ella el terreno desciende, al contrario de ésta existe la zona de acumulación donde aumenta la cota.

La profundidad del círculo de falla depende del tipo de material, en suelos cohesivos la zona de falla se encuentra más profunda que en suelos granulares y rocas fracturadas; esto se

debe a que la resistencia al corte en suelos granulares aumenta con la profundidad y con el aumento de esfuerzo normal a diferencia de la cohesión que no depende de los esfuerzos.

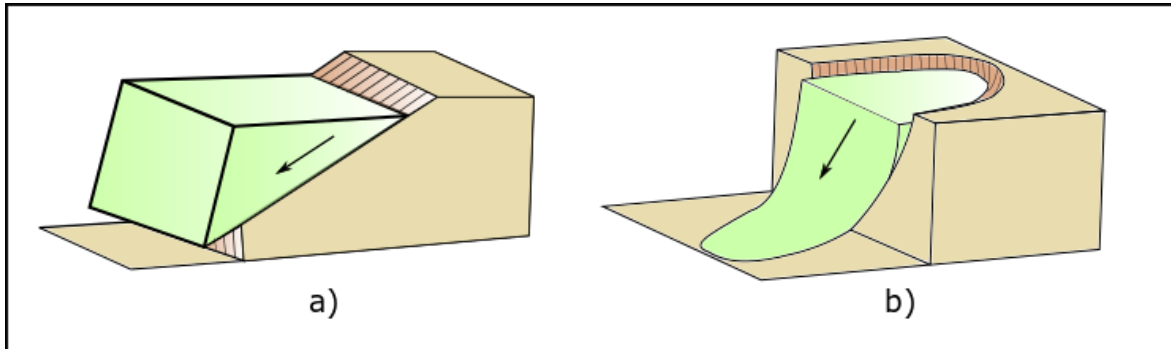


Fig. 2.3 Esquema de a) falla plana, este mecanismo ocurre en pizarras, esquistos, lutitas, etc.; b) falla circular, puede ocurrir en roca muy fracturada sin patrón de estructura o en suelos. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005.

La **falla por volteo o vuelco** ocurre por la presencia de discontinuidades con rumbo paralelo al talud y echado muy pronunciado en sentido opuesto (típicamente de más de 70°). El movimiento se rige por efecto de gravedad provocando la separación entre discontinuidades para formar grandes bloques tabulares; si a la familia principal la interseca perpendicularmente otra familia se formará bloques más pequeños (Fig. 2.5).

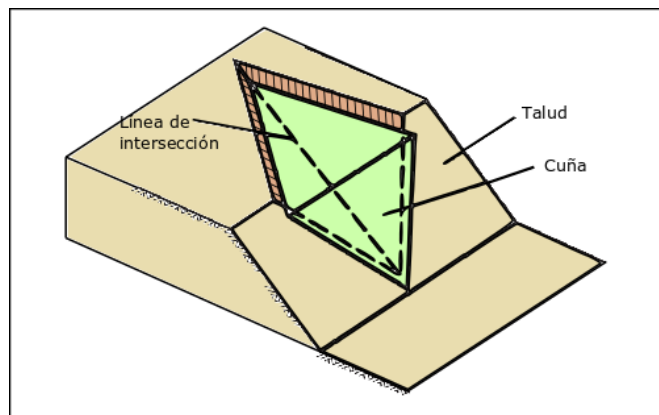


Fig. 2.4 Mecanismo de falla por cuña como resultado de la intersección de dos familias de fallas. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005.

Este tipo de falla también es llamada **toppling** y sucede en todo tipo de rocas a cualquier escala, en taludes naturales o excavados como cortes carreteros y mineros. El mecanismo de vuelco se divide en tres: 1) vuelco de bloques, es originado por dos familias ortogonales dando lugar a bloques que deslizan desde la parte más baja hasta la parte superior de talud; 2) vuelco por flexión, se produce en rocas duras con discontinuidades bien definidas y echados casi verticales, la flexión provoca grietas de tensión a gran profundidad; 3) vuelco de bloques por flexión o vuelco mixto, que es combinación de los anteriores.

La **falla por formación de cuña** sucede por el deslizamiento de un bloque limitado por dos o tres familias de discontinuidades ortogonales que se intersecan, el movimiento ocurre a lo largo

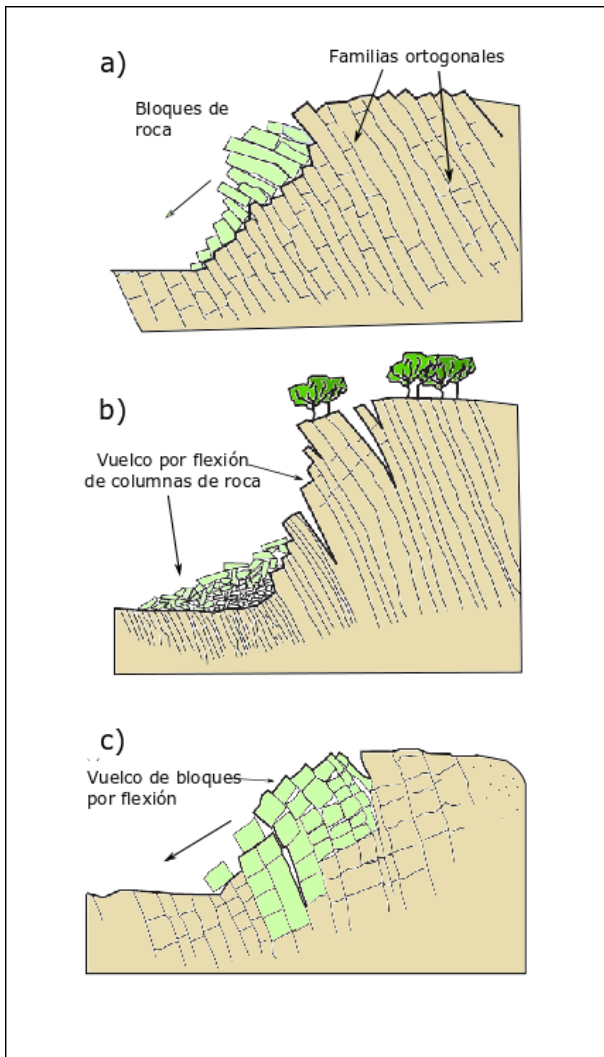


Fig. 2.5 Tipos de falla por vuelco. a) vuelco por bloques; 2) vuelco por flexión; y c) vuelco mixto. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005.

de la línea de intersección la cual aflora en la pendiente del talud con inclinación opuesta al echado del mismo por lo anterior este tipo de falla puede considerarse como falla plana (Fig. 2.4).

Normalmente este tipo de rotura es limitado por cuatro caras, dos de planos de discontinuidades, dos de superficie de roca, y a veces incluye un plano correspondiente a la grieta de tracción **Fuente especificada no válida.**

El Factor de Seguridad para falla plana puede calcularse de la siguiente forma:

$$FS = \frac{S L T}{A T W \text{sen } \theta}$$

Donde **S** es la resistencia al corte del plano de deslizamiento; **L**, longitud del plano; **T**, el espesor unitario; **W**, peso unitario del bloque y θ la inclinación del plano de falla. **A** es el área del plano de deslizamiento.

Por otro lado, el mecanismo rotacional se calcula de la siguiente forma:

$$FS = \frac{S A R}{W B}$$

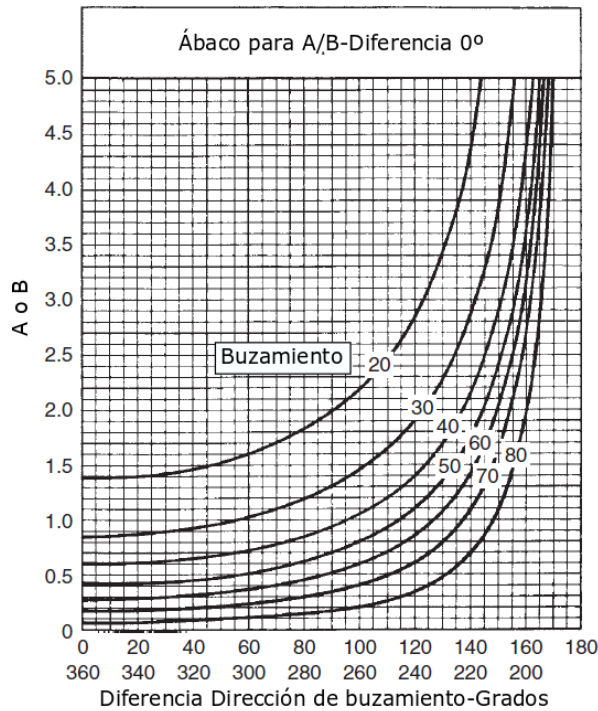
R es el radio de rotación de la falla, **A**, el área unitaria del plano de rotación, **B** es el brazo de palanca que se define como la distancia del radio al centro de masa; y **W** es el producto del peso volumétrico del espesor unitario por la masa del área por encima del plano en un espesor unitario (1 m).

Otra forma de estimar el Factor de Seguridad de un mecanismo de falla por formación de cuña es llevando a cabo el análisis desarrollado por Hoek & Bray (1981) que se aplica para planos sin cohesión y sin presencia de agua. Esto se logra utilizando los diferentes ábacos conformados para obtener dos datos (A y B) con base en los valores de buzamiento (echado), dirección de buzamiento y ángulo de fricción de los planos. A y B se sustituyen en la siguiente ecuación para calcular el Factor de Seguridad (FS):

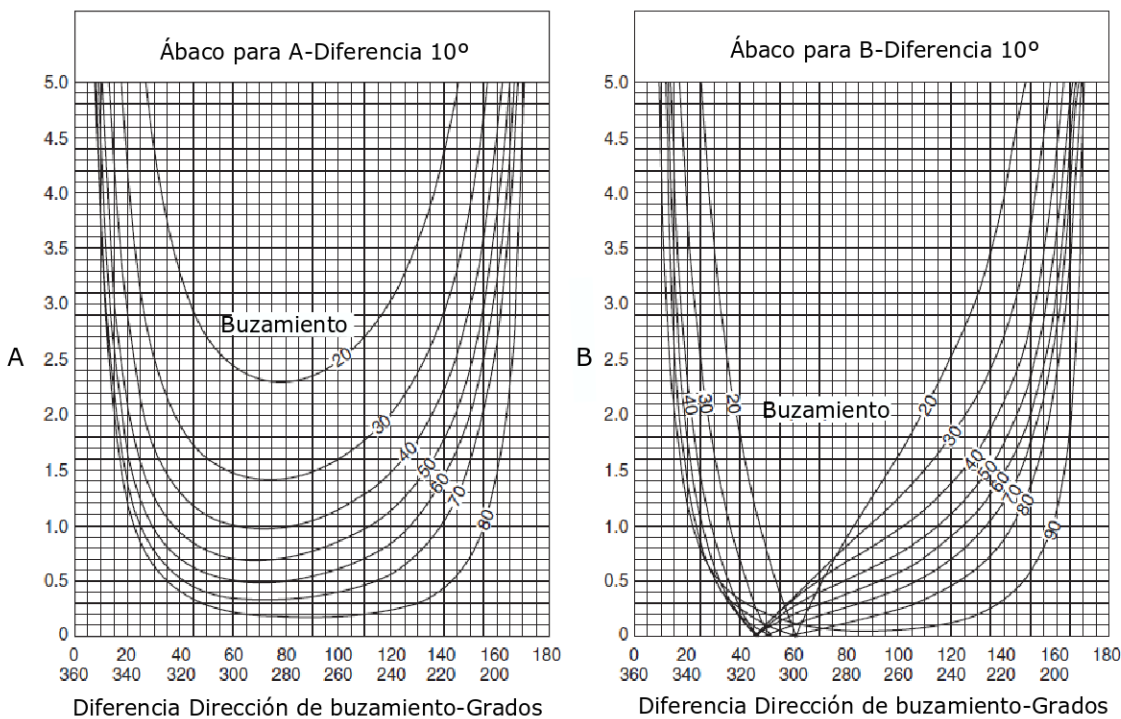
$$FS = A \tan \varphi_a + B \tan \varphi_b$$

Donde φ_a y φ_b son los ángulos de fricción de los planos que forman la cuña, siendo A el de menor buzamiento (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño , & Oteo , 2002). Este proceso es una ayuda preliminar para estimar y evaluar la estabilidad, sin embargo existen otros cálculos.

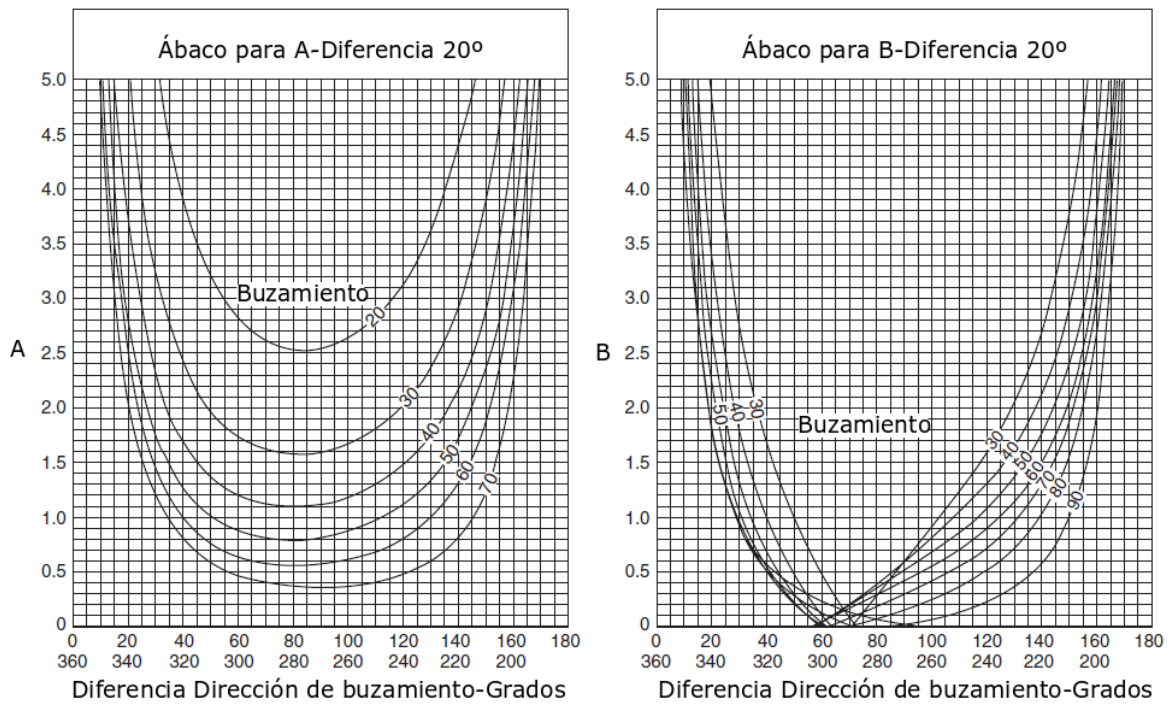
Para seleccionar los ábacos se debe obtener la diferencia entre los echados de los planos. Una vez seleccionado se restan las direcciones de los buzamientos, este valor se proyecta en el eje de las abscisas y se corta con la línea correspondiente a la inclinación de cada plano, el valor de A y B se lee en el eje de las ordenadas. Los ábacos son los siguientes (Gráficas 2.1-2.8):



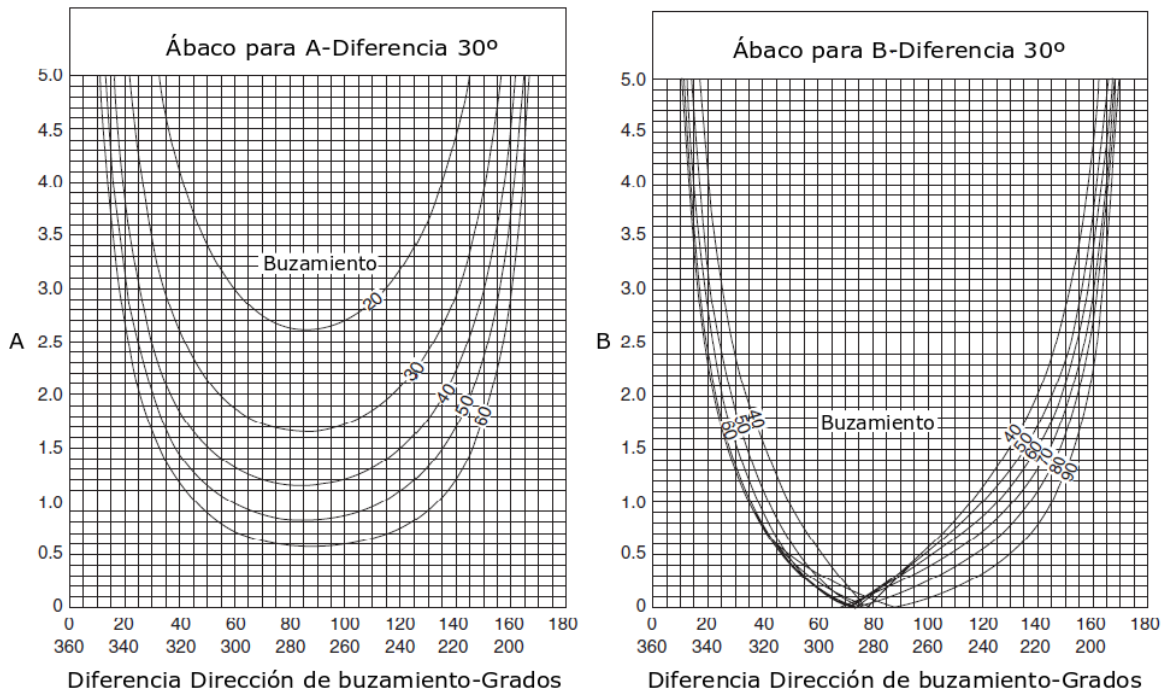
Gráfica 2.1. Ábaco para diferencia igual a 0. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005).



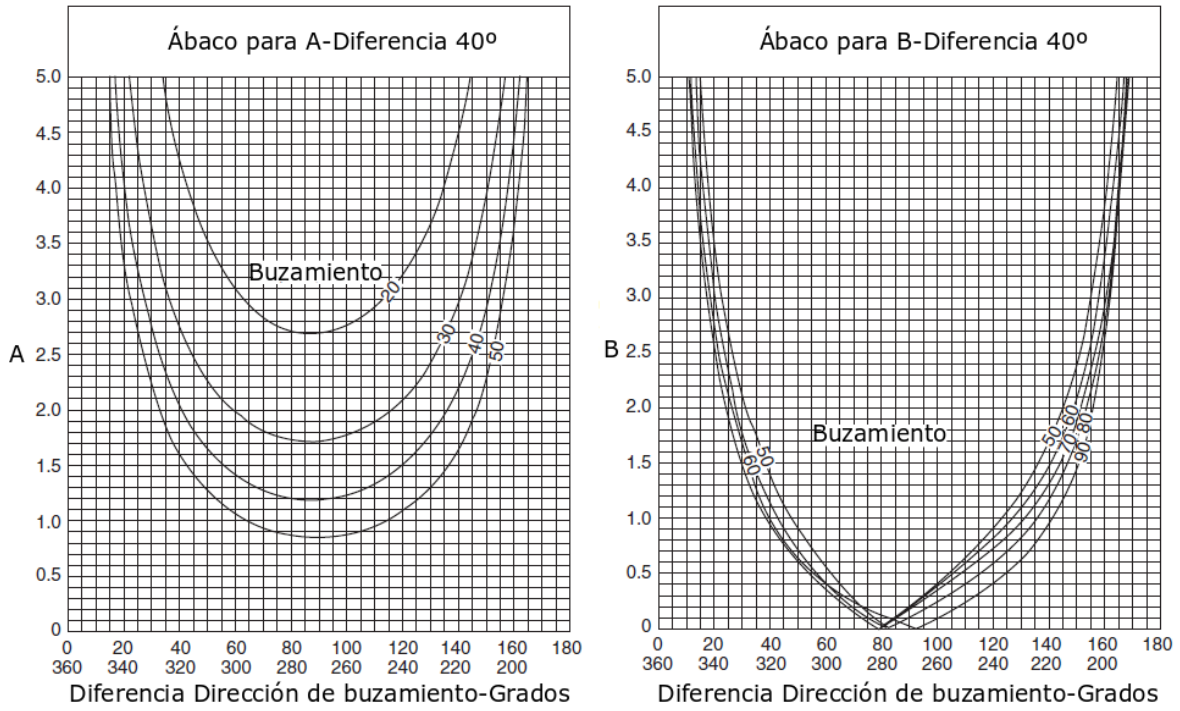
Gráfica 2.2. Ábaco para diferencia igual a 10°. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005).



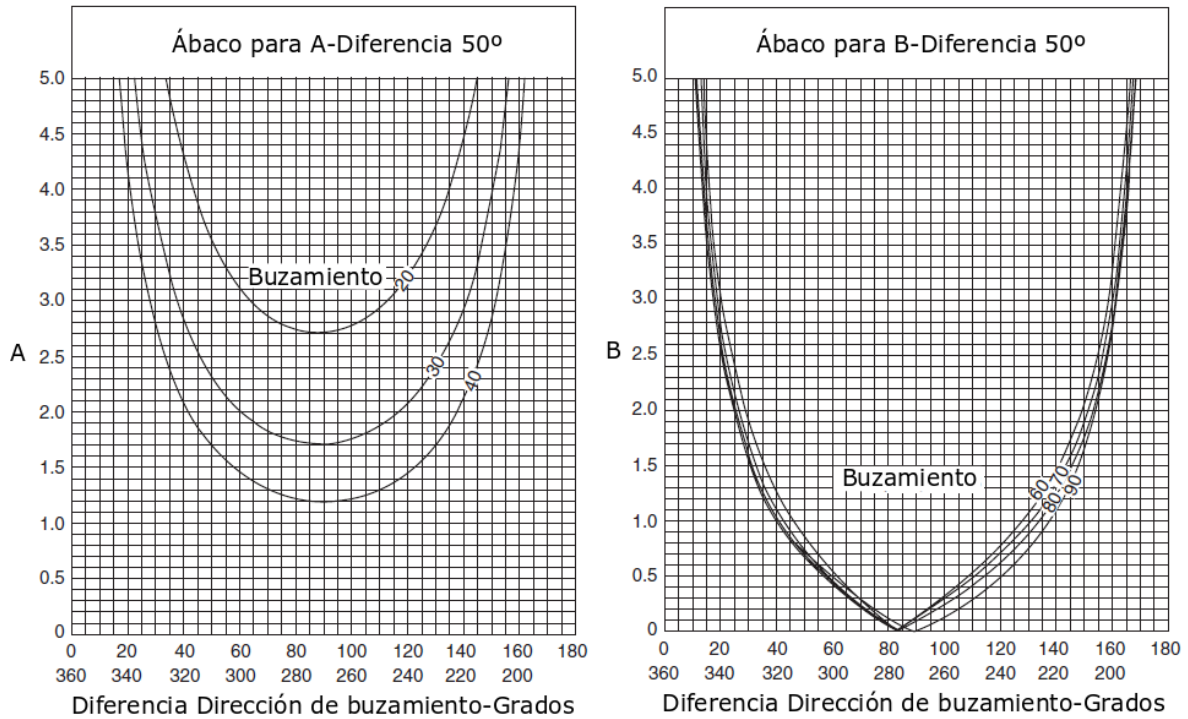
Gráfica 2.3. Ábaco para diferencia igual a 20°. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005).



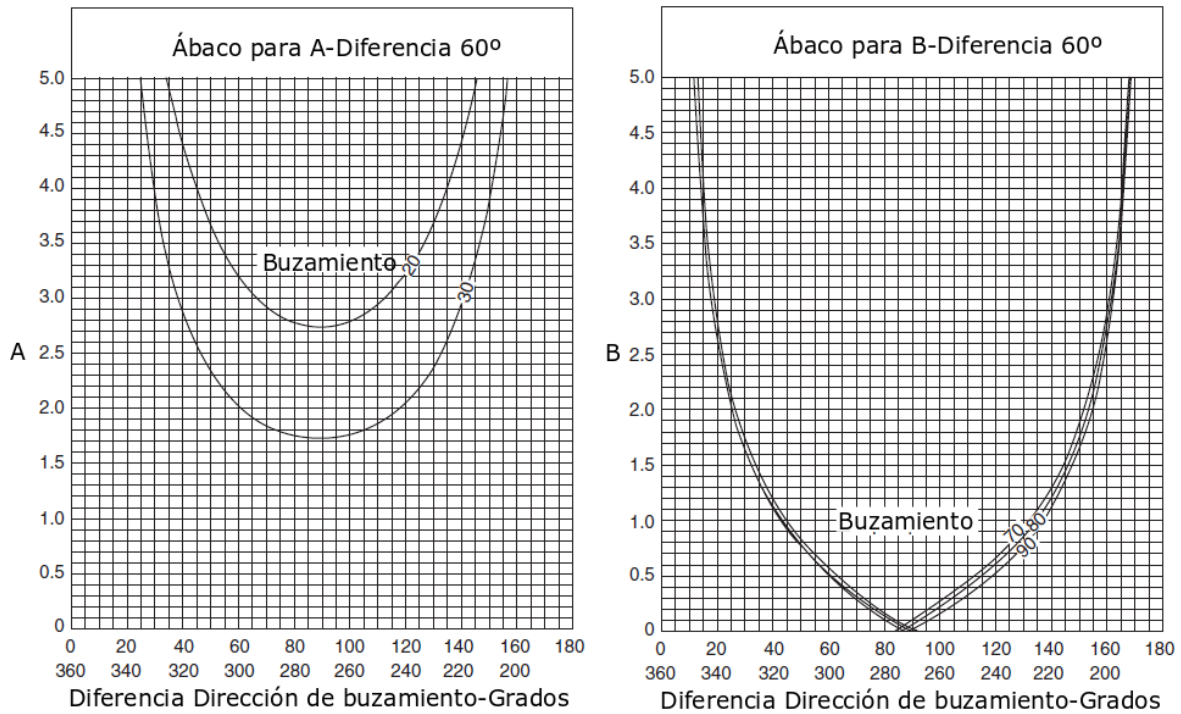
Gráfica 2.4. Ábaco para diferencia igual a 30°. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005).



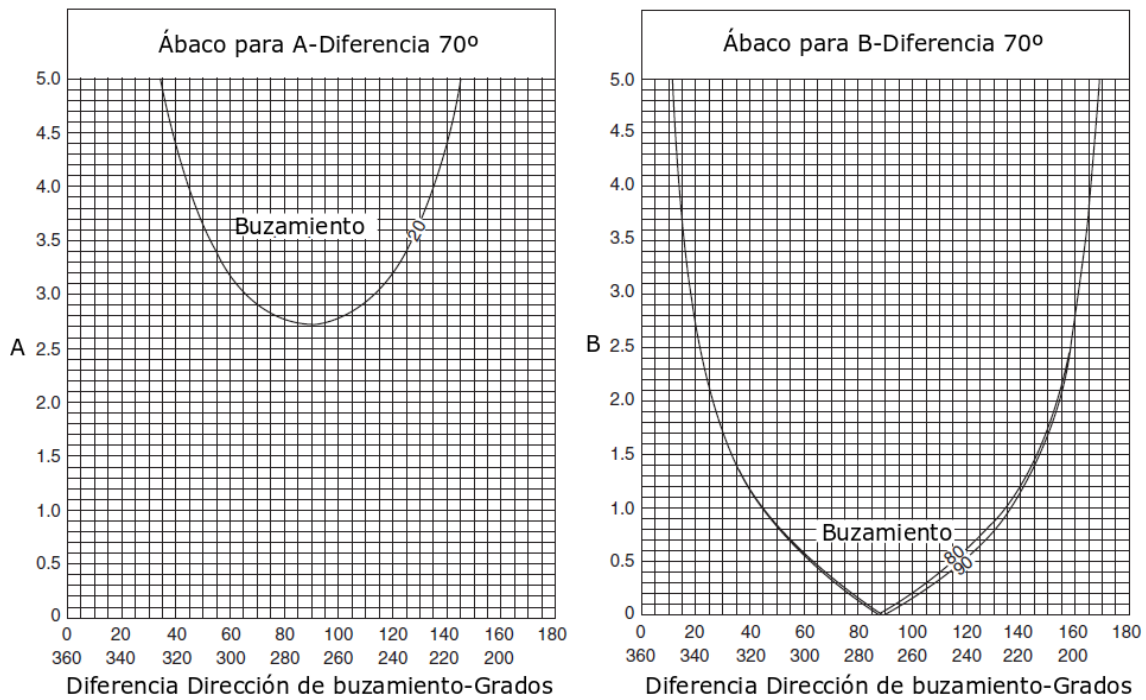
Gráfica 2.5. Ábaco para diferencia igual a 40°. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005).



Gráfica 2.6. Ábaco para diferencia igual a 50°. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005).



Gráfica 2.7. Ábaco para diferencia igual a 60°. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005).



Gráfica 2.8. Ábaco para diferencia igual a 70°. Tomado y editado de Wyllie & Mah, 2005).

2.7 Ejercicios

Determinación de esfuerzos (analítico y gráfico)

- 1- Se realizó una prueba triaxial sobre un probeta consolidada drenada. El esfuerzo principal σ_1 es igual a 1.20 MPa y $\sigma_3 = 0.40 \text{ MPa}$. Calcular σ_n y τ si el ángulo de fricción interna es igual a $\varphi = 22^\circ$
- 2- Calcular σ_n y τ con base en los valores de σ_1 y σ_3 obtenidos mediante una prueba triaxial.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 350 \text{ kPa} \\ \sigma_3 &= 105.7 \text{ kPa} \\ \theta &= 50^\circ\end{aligned}$$

- 3- Una muestra de roca se lleva a una prueba triaxial llegando al punto de fractura con valor de $\sigma_n = 203.5 \text{ kPa}$, $\sigma_1 = 360 \text{ kPa}$ y $\tau = 100 \text{ kPa}$. Calcular σ_3 y θ . El ángulo de fricción del material es de $\varphi = 25^\circ$.
- 4- Calcular σ_1 , σ_n y τ de acuerdo a los resultados obtenidos en una prueba triaxial donde $(\sigma_1 - \sigma_3) = 310 \text{ kPa}$ y $\sigma_3 = 180 \text{ kPa}$. La inclinación del plano donde actúa σ_1 y σ_3 es $\theta = 60^\circ$.
- 5- Obtener σ_n y τ con los siguientes datos de esfuerzos principales: $\sigma_1 = 12.55 \text{ MPa}$ y $\sigma_3 = 4.41 \text{ MPa}$. El ángulo de fricción del material es $\varphi = 15^\circ$.
- 6- Mediante una prueba triaxial llevada a cabo sobre una muestra de roca se obtuvo un círculo de Mohr con centro igual a $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 10.98 \text{ MPa}$, con esfuerzo principal mayor de $\sigma_1 = 16.47 \text{ MPa}$; con base en los datos anteriores y esfuerzo normal $\sigma_n = 7.45 \text{ MPa}$, obtener de manera gráfica y analítica los esfuerzos σ_3 , τ y el ángulo θ .
- 7- Calcular σ_n y τ de acuerdo con los siguientes esfuerzos principales:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 260 \text{ kPa} \\ \sigma_3 &= 100 \text{ kPa} \\ \theta &= 45^\circ\end{aligned}$$

- 8- Una muestra de suelo se sometió a un ensayo triaxial bajo los siguientes esfuerzos principales $\sigma_1 = 0.83 \text{ MPa}$ y $\sigma_3 = 0.5 \text{ MPa}$, calcular el esfuerzo normal (σ_n) y cortante (τ) para dicha muestra. $\varphi = 21^\circ$.
- 9- Calcular σ_1 aplicado a una muestra que llegó a la fractura con un valor $\sigma_3 = 0.72 \text{ MPa}$; $\sigma_n = 0.89 \text{ MPa}$; $\tau = 0.35 \text{ MPa}$ y ángulo $\theta = 64^\circ$.

10- Obtener los esfuerzos normal y cortante en el momento de fractura con los siguientes esfuerzos principales:

$$\sigma_1 = 485 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 190 \text{ kPa}$$

$$\theta = 60^\circ$$

Índice de carga puntual

Calcular el Índice de Carga Puntual de los siguientes ejercicios:

- 1- Una muestra irregular de un gneis se someterá a una prueba de carga puntual; dicha muestra tiene dos valores de w : $w_1 = 50 \text{ mm}$ y $w_2 = 52 \text{ mm}$, la altura de la muestra es de 5.45 cm y la carga aplicada será de $5\,043.36 \text{ N}$. Calcular el Índice de carga puntual $[I_s]$, corrección $[I_{s(50)}]$ y la relación con la compresión simple $[\sigma_c]$.
- 2- Calcular $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$ de un bloque con anchura $w_1 = 52 \text{ mm}$ y $w_2 = 55 \text{ mm}$, altura de 4.8 cm y longitud igual a 5.73 cm . La carga aplicada sobre la muestra es de $13\,072.92 \text{ N}$.
- 3- Un bloque de 5.35 cm de ancho (w), 50 mm y longitud de 6.43 cm se someterá a carga puntual; calcular $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$ con una carga de $12\,693.72 \text{ N}$.
- 4- Calcular $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$ de un bloque con anchura y altura igual a 50 mm y longitud de 65 mm . Aplicando carga de $7\,384.92 \text{ N}$.
- 5- Un bloque de granito de promedio $w = 5.1 \text{ cm}$ y $D = 51 \text{ mm}$ se somete a una carga de 990 N llegando a la ruptura. Calcular $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$ de la muestra.
- 6- Un bloque de arenisca de 7 cm de longitud y 36.54 cm^2 de área la sección transversal se probará mediante un ensayo de carga puntual. La anchura w es de 58 mm y la carga que se aplicará es de $10\,000 \text{ N}$. Calcular $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$.
- 7- Una muestra de caliza con $w = 52 \text{ mm}$ y $D = 55 \text{ mm}$ se le aplicará el Ensayo Franklin generando una carga en las puntas de contacto de $18\,000 \text{ N}$. Obtener $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$.
- 8- Calcular $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$ del bloque de roca con las siguientes medidas:

$$w_1 = 52 \text{ mm}$$

$$w_2 = 55 \text{ mm}$$

$$D = 57 \text{ mm}$$

$$P = 20\,350 \text{ N}$$

9- Obtener $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$ de una muestra de Ignimbrita de $D = 65 \text{ mm}$ y $w = 57 \text{ mm}$.
 $P = 22\,500 \text{ N}$.

10- Calcular $[I_s]$, $[I_{s(50)}]$ y $[\sigma_c]$ del ensayo aplicado sobre una muestra de roca con las siguientes características:

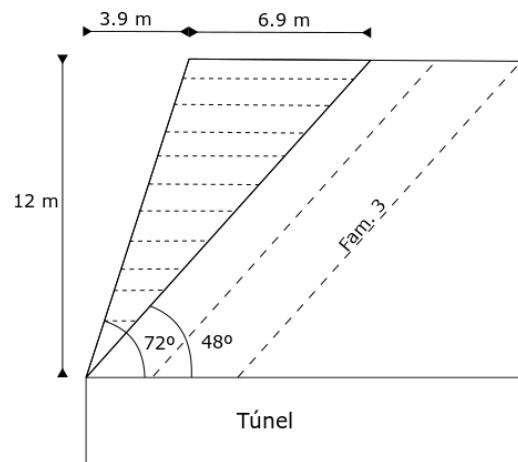
$$w = 53 \text{ mm}$$

$$D = 56 \text{ mm}$$

$$P = 18\,730 \text{ N}$$

Deslizamiento traslacional (falla plana)

1- Se planea excavar un túnel en una lutita, el talud frontal del portal de salida se diseñó con un ángulo de inclinación de 72° y rumbo $S21^\circ E$. En el macizo rocoso se identificaron 3 familias de discontinuidades (Dip/Dip Direction): $70/170$, $77/277$ y $48/250$. Identifique el mecanismo de falla generado por la familia #3, calcule el factor de seguridad e indique si es posible llevar a cabo la excavación.



Lutita

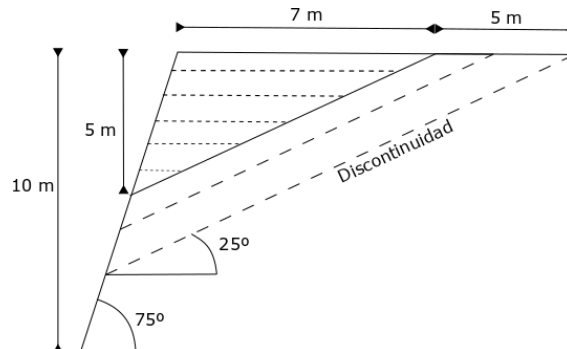
$$\text{Resistencia al corte} = 9.5 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 2.21 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\text{longitud frontal del talud} = 8 \text{ m}$$

2- Se llevará a cabo una excavación de un talud en un macizo rocoso compuesto de granito, la estructura tendrá la siguiente orientación (Dip/Dip Direction): $75/65$. El macizo se encuentra fracturado por tres familias principales: $20/175$, $60/230$ y $25/40$. Identifique la familia que origina la falla plana y calcule el factor de seguridad (FS).

Las dimensiones del talud se presentan en el esquema:



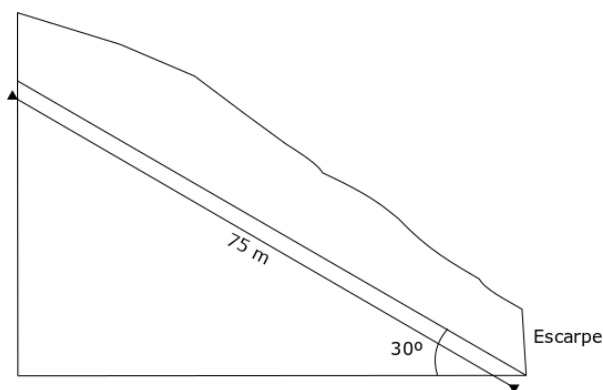
Granito

$Resistencia\ al\ corte = 6.6 \times 10^4\ N/m^2$

$Peso\ específico = 1.2 \times 10^4\ N/m^3$

$longitud\ frontal\ del\ talud = 12\ m$

- 3- Calcular el factor de seguridad (FS) para el siguiente bloque de basalto originado por una familia de discontinuidades con echado a favor de la inclinación de la ladera.



Basalto

$Resistencia\ al\ corte = 2 \times 10^5\ N/m^2$

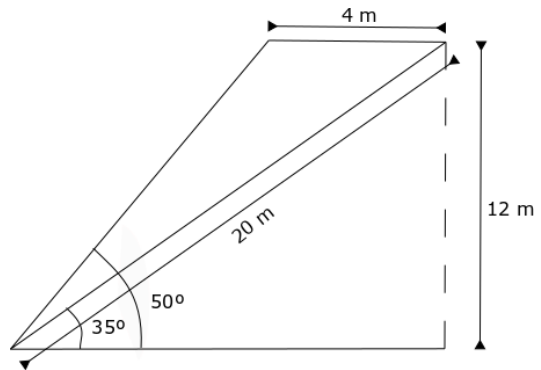
$Peso\ específico = 2.7 \times 10^4\ N/m^3$

$área\ de\ deslizamiento = 750\ m$

$espesor\ unitario = 1\ m$

- 4- Un bloque de arenisca formado por la excavación de un talud y las discontinuidades principales deslizó sobre un plano de fractura con resistencia al corte igual a $0.8 \times 10^5\ N/m^2$, el peso específico del bloque es de $2.8 \times 10^4\ N/m^3$, la base del bloque es de $15\ m \times 10\ m$. Calcule el ángulo de inclinación del plano (θ) si el factor de seguridad es de 0.4511 y espesor unitario 1 m.
- 5- Calcular el área de deslizamiento de un bloque de caliza con peso específico igual a $2.8 \times 10^4\ N/m^3$, longitud del bloque $l = 23\ m$, espesor igual a 2 m y resistencia al corte del plano de deslizamiento de $8 \times 10^4\ N/m^2$. El ángulo θ es igual a 25° y $FS = 1.35$
- 6- En un macizo muy fracturado se planea realizar un corte para la construcción de una carretera; la excavación da origen a un bloque que podría deslizarse sobre un plano de discontinuidad $\theta = 29^\circ$, dicha discontinuidad tiene resistencia al corte igual a $5 \times 10^4\ N/m^2$. La longitud del bloque es igual a 12 m y espesor de 3 m. El peso específico del material es de $1.5 \times 10^4\ N/m^3$. Calcule la longitud frontal del corte de manera que el FS sea igual a 1.4

- 7- En un proyecto minero se planea excavar un talud de 12 m de altura con una berma de 4 m. El macizo rocoso está afectado por un plano de falla con rumbo paralelo al talud proyectado y con echado a favor del mismo; el peso específico del material es de $2.83 \times 10^4 \text{ N/m}^3$. El plano de discontinuidad tiene una inclinación de 35° con longitud aproximada de 20 m y resistencia al cortante de $6.5 \times 10^4 \text{ N/m}^2$. Calcular la longitud frontal del talud para que el Factor de Seguridad sea igual a 1.2



- 8- Calcular el FS de un talud donde se identificó un mecanismo de falla plana sobre una discontinuidad de 28° y resistencia al esfuerzo cortante de $3.9 \times 10^5 \text{ N/m}^2$. El material involucrado corresponde a una roca caliza con peso específico de $2.7 \times 10^4 \text{ N/m}^3$, espesor igual a 5 m y longitud del bloque de 16 m. El área de deslizamiento es de 320 m^2 .
- 9- Un bloque de 30 m de longitud y área de deslizamiento igual a 360 m^2 deslizó sobre un plano de discontinuidad a 23.5° con resistencia de $4.1 \times 10^5 \text{ N/m}^2$. El peso específico es de $6.3 \times 10^4 \text{ N/m}^3$ y espesor unitario 1 m; calcular el FS.
- 10- Calcular el ángulo de inclinación del plano de deslizamiento de un bloque con volumen igual a 770 m^3 , espesor de 2 m y longitud de 35 m. La resistencia al corte de la discontinuidad es de $5.3 \times 10^4 \text{ N/m}^2$, el peso específico es $4.4 \times 10^4 \text{ N/m}^3$ y el factor de seguridad es de 1.2

Deslizamiento rotacional

- 1- En un trazo carretero se ha proyectado un corte de 25 m de altura y 10 m de longitud frontal. El material donde se excavará tiene peso volumétrico de $1.7 \times 10^4 \text{ N/m}^3$ identificado como toba; el corte puede presentar un deslizamiento rotacional a través del pie del talud de radio de rotación igual a la altura del corte, brazo de palanca igual a 20 m y longitud del plano de deslizamiento de 39.2 m. Calcule el FS. Resistencia al corte de la discontinuidad $1.5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$.

- 2- Calcular el Factor de Seguridad de una estructura donde se identificó un deslizamiento rotacional. El material analizado corresponde a un suelo con peso volumétrico igual a $1.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3$ y la resistencia al corte es de $8 \times 10^5 \text{ N/m}^2$.

Los datos de la estructura son los siguientes:

$$\begin{aligned} \text{altura de la estructura} &= 10 \text{ m} \\ \text{longitud del plano de deslizamiento} &= 14 \text{ m} \\ \text{área de deslizamiento} &= 462 \text{ m}^2 \\ \text{brazo de palanca} &= 6 \text{ m} \\ \text{radio de rotación} &= 10 \text{ m} \end{aligned}$$

- 3- Obtener el FS de un bloque originado por una falla de superficie cóncava comprendida por un material de peso volumétrico igual a $1.5 \times 10^4 \text{ N/m}^3$. El radio de rotación de la falla es de 8 m , longitud del plano igual a 12 m y superficie de deslizamiento de 26000 m^2 .

La resistencia de la discontinuidad se obtuvo con ayuda del Martillo de Schmidt con promedio de rebote igual a 23 medido sobre un plano vertical y densidad de 20 kN/m^3 .

Brazo de palanca = 6 m .

- 4- Calcular el área de deslizamiento de la falla rotacional con las siguientes características:

$$\begin{aligned} \text{Peso volumétrico} &= 2.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3 \\ \text{Resistencia al cortante} &= 3.5 \times 10^5 \text{ N/m}^2 \\ \text{longitud del plano} &= 120 \text{ m} \\ \text{radio de rotación} &= 72 \text{ m} \\ \text{brazo de palanca} &= 40 \text{ m} \\ \text{FS} &= 0.9 \end{aligned}$$

- 5- Determinar la longitud de deslizamiento con los siguientes datos:

$$\begin{aligned} \text{Peso volumétrico} &= 1.6 \times 10^4 \text{ N/m}^3 \\ \text{Resistencia al cortante} &= 2.4 \times 10^4 \text{ N/m}^2 \\ \text{área por encima del plano} &= 1500 \text{ m}^2 \\ \text{radio de rotación} &= 100 \text{ m} \\ \text{brazo de palanca} &= 22 \text{ m} \\ \text{FS} &= 1.14 \end{aligned}$$

Estimación de UCS con Martillo de Schmidt

Calcular el valor UCS de los siguientes ejercicios:

- 1- Se tomaron 10 valores de rebote de Martillo de Schmidt en un plano vertical de una arenisca de 23 kN/m^3 de densidad, calcular la resistencia a compresión uniaxial de dicha roca.
Datos: 49.2, 50, 42.1, 45, 47.4, 41.3, 44, 48, 40, 39.9
- 2- Calcular la resistencia de una roca con densidad igual a 27 kN/m^3 , los datos de rebote se obtuvieron colocando el Martillo sobre un plano horizontal.
Datos: 47.2, 46.3, 42, 45, 44.3, 41, 44.9, 45.4, 40, 43
- 3- Calcular UCS de acuerdo con los siguientes datos:
48.2, 46, 51, 49.8, 52, 47.5, 49, 51.5, 46, 54
 $Densidad = 22 \text{ kN/m}^3$
Posición de martillo: ←
- 4- Calcular UCS de acuerdo con los siguientes datos:
10.2, 11, 13.3, 12.4, 9.6, 10.9, 8, 9.2, 13.1, 8.5, 10.5, 12.8
 $Densidad = 20 \text{ kN/m}^3$
Posición de martillo: ↙
- 5- Calcular UCS de acuerdo con los siguientes datos:
53.5, 57.3, 56.4, 54.8, 55.6, 57, 54.2, 56.1, 55.7, 54.8
 $Densidad = 28 \text{ kN/m}^3$
Posición de martillo: ↓
- 6- Calcular UCS de acuerdo con los siguientes datos:
37.4, 35.2, 35.7, 33, 36.5, 34.9, 37, 35, 34.6, 36
 $Densidad = 26 \text{ kN/m}^3$
Posición de martillo: ↘
- 7- Calcular UCS de acuerdo con los siguientes datos:
28.3, 31.5, 29.4, 30.2, 32, 29.1, 31, 30.5, 31.2, 30
 $Densidad = 22 \text{ kN/m}^3$
Posición de martillo: ←
- 8- Calcular UCS de acuerdo con los siguientes datos:
41.2, 39, 42.3, 40.6, 38.9, 41.6, 42, 41.1, 40.2, 39.9
 $Densidad = 25 \text{ kN/m}^3$
Posición de martillo: ↙

9- Calcular UCS de acuerdo con los siguientes datos:

23.2, 25.1, 24.3, 26.4, 22.7, 26.7, 25.5, 26, 24.9, 25.3

$Densidad = 20 \text{ kN/m}^3$

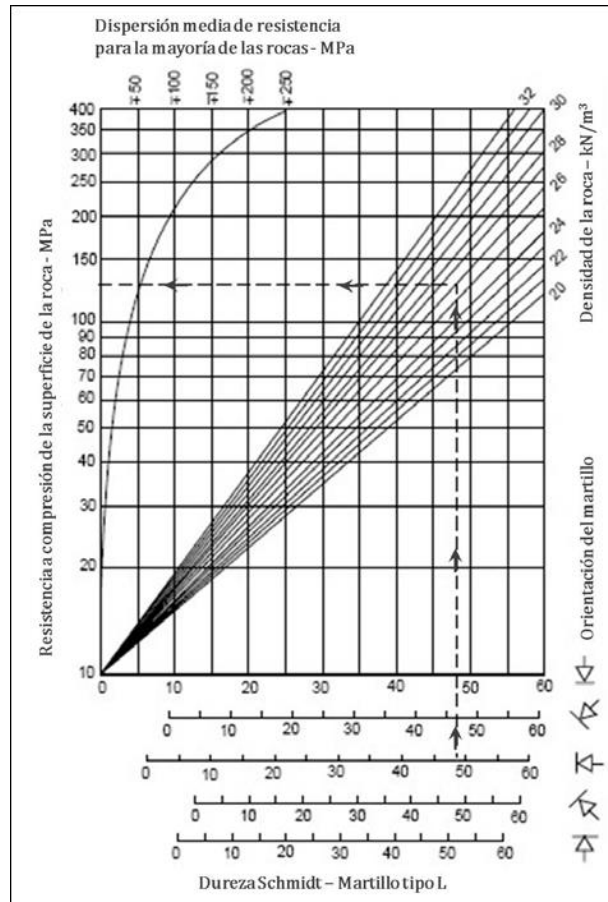
Posición de martillo: ←

10- Calcular UCS de acuerdo con los siguientes datos:

48.2, 46, 48.3, 47.9, 49.2, 48.9, 47.6, 48, 49.5, 47.7

$Densidad = 27 \text{ kN/m}^3$

Posición de martillo: ↓



Gráfica 2.9. Correlación para el Martillo de Schmidt. La línea punteada representa una muestra con promedio de esclerómetro de 48 y 26 kN/m^3 de densidad. Tomado y editado de Hudson & Harrison, 1997.

Análisis de cuña

Calcular el factor de seguridad de las siguientes cuñas formadas por los planos A y B. Usar el criterio de Hoek & Bray:

1	Buzamiento	Dirección del buzamiento	Ángulo de fricción interna
Plano A	40°	170°	34.2°
Plano B	60°	277°	36°

2	Dip/Dip Dir.	Ángulo de fricción interna
Plano A	60°/40°	39°
Plano B	75°/250°	43°

3	Buzamiento	Dirección del buzamiento	Ángulo de fricción interna
Plano A	25°	100°	36°
Plano B	65°	210°	39.2°

4	Buzamiento	Dirección del buzamiento	Ángulo de fricción interna
Plano A	40°	105°	20°
Plano B	70°	235°	30°

5	Dip/Dip Dir.	Ángulo de fricción interna
Plano A	35°/40°	25°
Plano B	35°/120°	28°

3 Clasificación ingenieril de macizos rocosos

Para llevar a cabo algún proyecto de excavación tanto superficial como subterráneo, es necesario caracterizar previamente el macizo rocoso de forma simplificada describiendo las propiedades básicas del macizo, discontinuidades y estructura. Además, necesario identificar factores como clima, drenaje, grado de meteorización en sus diferentes tipos y erosión. Así mismo, será de gran importancia estimar el estado de esfuerzos *in situ* antes, durante y después de la excavación.

Existen diferentes clasificaciones basadas en distintos parámetros y para diferentes proyectos de excavación, todos al final son importantes para el diseño y tratamiento del macizo rocoso. La clasificación debe ser clara de modo que otros ingenieros puedan comprender el comportamiento del macizo, datos geológicos y estado de esfuerzos.

La descripción de los afloramientos y de cada una de sus partes es indispensable para la clasificación. El macizo rocoso, en principio, debe describirse generalmente para dividirlo en zonas y con ello tener una descripción acertada. En cada una de las zonas será necesario identificar y describir la roca intacta, las discontinuidades y finalizar analizando todo en conjunto. Además, mencionar factores externos que condicionan el comportamiento.

La descripción general incluye la identificación de los componentes del afloramiento: condiciones de la roca, suelo, drenaje y discontinuidades importantes, etc., en estas últimas resulta significativo proponer familias con base en la orientación y buzamiento. Dichas familias se corroborarán con los datos estructurales tomados a lo largo del estudio.

La división en zonas se basa en varias características litológicas y en la geología estructural del afloramiento, además de la extensión del macizo. La cantidad de familias de discontinuidades también es importante en la zonificación, a mayor anisotropía y heterogeneidad mayor número de divisiones. Cada zona debe analizarse al igual que la descripción general. La litología se clasifica con base en la descripción de cada característica con términos comunes para que diferentes observadores lleguen a conclusiones similares. Los rasgos estructurales también deben mencionarse y medirse, en estos se incluye estratificación, fracturamiento, fallas, pliegues y todo lo relacionado.

En adición a la clasificación de las diferentes características litológicas se debe conocer la resistencia de la roca intacta (con ayuda de pruebas de resistencia a la compresión simple), esto se lleva a cabo mediante pruebas de campo como la prueba puntual o con ayuda del **Matillo de Schmidt o esclerómetro** que mide la resistencia mediante el rebote de la superficie rocosa. El número de pruebas realizadas debe ser adecuado para tener resultados confiables, con base en ellos se podrá identificar la resistencia con la siguiente tabla:

Tabla 3.1 Resistencia a compresión simple para clasificación de roca con base en resultados de carga puntual y esclerómetro. Tomada de Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

Descripción	Resistencia a compresión simple (MPa)
Extremadamente débil	0,25-1,0
Muy débil	1,0-5,0
Débil	5,0-25
Media	25-50
Resistente	50-100
Muy resistente	100-250
Extremadamente resistente	>250

Las discontinuidades deben estudiarse cuidadosamente debido a que su comportamiento está controlado por diversos factores que en conjunto controlan la estabilidad del macizo. Las características de éstas son importantes para el estudio y tratamiento de los macizos. La orientación preferencial de las discontinuidades define la estabilidad de las excavaciones, ya sea subterránea o superficial; el echado de éstas juega un papel importante.

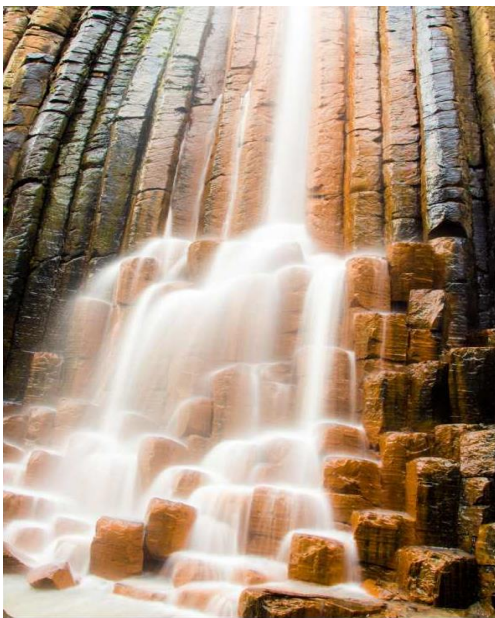


Imagen. 3.1 Prismas basálticos de Santa María Regla, Hidalgo. Tomado de Canet *et al*, 2017.

Las discontinuidades pueden ser: diaclasas, planos de estratificación, laminación, planos de esquistosidad, contactos litológicos y fallas (Imagen 3.1).

Las diaclasas formadas por fallamiento se presentan de forma paralela al plano de falla. Las fallas son consideradas discontinuidades singulares debido a su persistencia, es decir, la extensión sobre su propio plano. Se consideran discontinuidades sistemáticas las diaclasas, planos de laminación, estratificación y esquistosidad que, además se agrupan en familias de acuerdo a su orientación.

Los parámetros que caracterizan a las discontinuidades son los siguientes: espaciamiento, frecuencia, persistencia, rugosidad, abertura y resistencia. El **espaciado** es la distancia perpendicular entre los planos de discontinuidad de una familia; el

espaciado controla el tamaño de los bloques que componen al macizo y en conjunto con otros

factores como el agua impactan en la estabilidad. Se expresa mediante el promedio de separación en cada una de las familias, la terminología usada para el espaciado se indica en la siguiente tabla:

Tabla 3.2 Terminología para espaciado. Tomado de Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

Descripción	Espaciado en cm
Extremadamente cerrado	<0,2
Muy cerrado	2,0 - 6,0
Cerrado	6,0 - 20
Moderado	20 - 60
Abierto	60 - 200
Muy abierto	200 - 600
Extremadamente abierto	>600











La **frecuencia** es el número de discontinuidades que intersectan una determinada longitud. La **persistencia** se refiere a la extensión de las discontinuidades y se identifica observando su rumbo y echado.

La resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades la define la **rugosidad** presente en los planos o labios, si la distancia entre estos (abertura) es amplia la resistencia será menor. Las ondulaciones y asperezas controlan el deslizamiento y fricción entre los bloques formados; la primera de ellas generan gran expansión durante el movimiento debido a ello se consideran rugosidades a gran escala. En cambio las asperezas desaparecen después del movimiento, es decir, son rugosidades a pequeña escala. Con una prueba a gran escala es posible conocer la resistencia al esfuerzo cortante, dicha prueba es el **ensayo de corte directo in situ**.

Dependiendo de la escala la observación de la rugosidad se clasificará en dos:

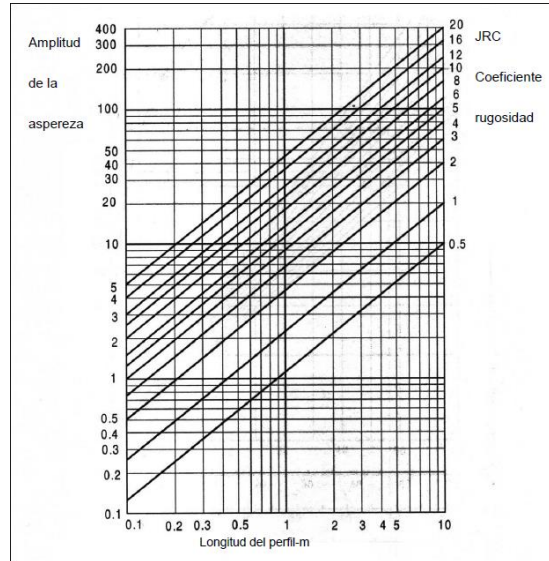
- En escala intermedia para varios metros de longitud la rugosidad será escalonada o plana u ondulada.
- En escala pequeña, varios centímetros, será rugosa, lisa o suave y pulida o espejo de falla.

Barton y Choubey (1977) clasificaron la rugosidad observada en un metro de longitud, el que dividieron en 10 perfiles (10 cm) y obtuvieron un coeficiente denominado **Joint roughness coefficient (JRC)** (Tabla 3.3). Este coeficiente también puede conocerse mediante el **Peine de Barton** en conjunto con un gráfico donde se expresa la longitud del perfil y la amplitud máxima de la aspereza en mm (Fig. 3.1). Los datos de **JRC** se utilizan para obtener la resistencia al corte de las discontinuidades.

PERFILES DE RUGOSIDAD		JRC
1		0 - 2
2		2 - 4
3		4 - 6
4		6 - 8
5		8 - 10
6		10 - 12
7		12 - 14
8		14 - 16
9		16 - 18
10		18 - 20

0 5 10
cm

Tabla 3.3 Valores del coeficiente JRC.
Tomado de Barton & Choubey, 1977.



Gráfica. 3.1 Valores del coeficiente JRC utilizando el Peine de Barton. Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

El ensayo de corte directo tiene como objetivo conocer la resistencia de las discontinuidades; la recolección de la muestra resulta más complicada que la muestra en sí, la alteración de éstas debe ser mínima y la manipulación durante el transporte y la colocación en la maquina tendrá que ser muy cuidadosa. La muestra generalmente es de 0,50 x 0.50 m, se coloca entre dos placas de sección cuadrada, una fija y una móvil, el bloque se fija mediante mortero de manera que la discontinuidad sea paralela a la dirección del movimiento de corte.

Las cargas aplicadas durante el ensayo son dos, una normal y otra tangencial que funcionan mediante mecanismos hidráulicos o mecánicos, además se colocan dispositivos para conocer el desplazamiento. La carga normal se aplica ligeramente en la primera etapa de la prueba para evitar movimientos al iniciar las mediciones, después de este paso se lleva al valor prefijado. La carga tangencial inicia una vez que la carga normal es constante, se aplica gradualmente hasta llegar a la resistencia pico; esta carga debe tener una inclinación con respecto a la discontinuidad para evitar el giro de la muestra. La inclinación se calcula dependiendo las características de la roca y la geometría de la discontinuidad.

La carga residual se reconoce debido a que el movimiento continúa con una carga menor a la de resistencia pico. La cantidad de muestras a ensayar debe ser de 3 ó 4, cada una de ellas con diferentes valores de carga normal y tangencial, la resistencia de pico de las muestras se grafica en un plano esfuerzo normal-esfuerzo tangencial (σ_n, τ); la unión de los puntos genera una recta donde se identifica la cohesión y el ángulo de fricción.

Las discontinuidades pueden ser cerradas, rellenas o abiertas, la distancia perpendicular que existe entre las paredes o labios de las fracturas abiertas se denomina **abertura**; esta

característica se genera por esfuerzos cortantes, tracción o disolución y se miden en mm. La abertura se clasifica con la siguiente tabla:

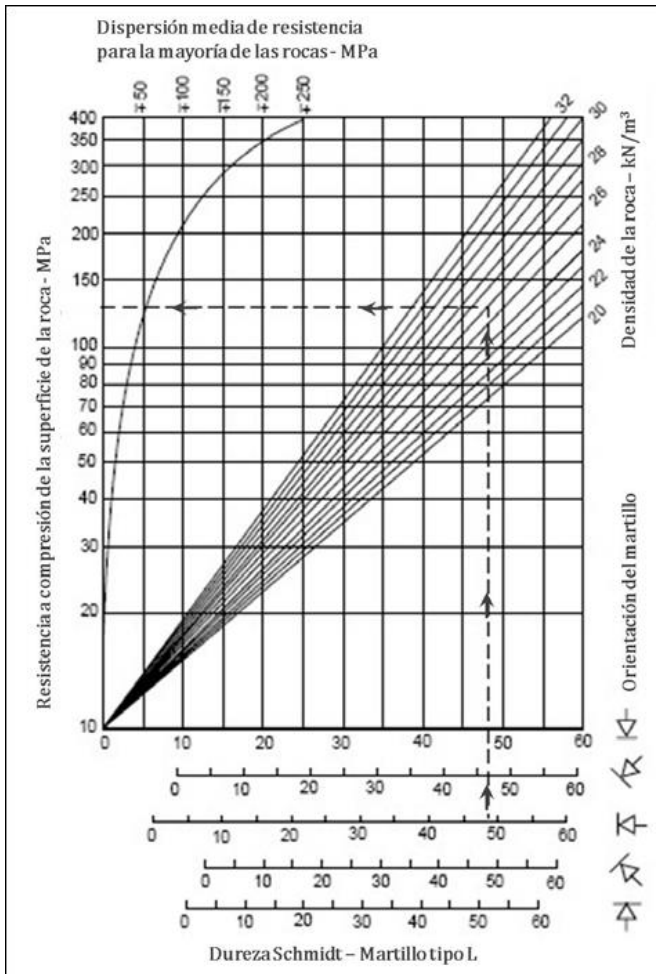
Tabla 3.4 Terminología recomendada por la ISMR (1981). Tomado de Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Abertura (mm)	Descripción	Aspecto
<0,1 0,1-0,25 0,25-0,5	Muy cerrada Cerrada Parcialmente abierta	Aspecto cerrado
0,25-2,5 2,5-10 >10	Abierta Moderadamente ancha Ancha	Aspecto de hendidura
10-100 100-1000 >1000	Muy ancha Extremadamente ancha Cavernosa	Aspecto abierto

Las discontinuidades rellenas resultan de la circulación de fluidos ricos en minerales disueltos en ellos pudiendo cristalizar calcita, fluorita o depositarse limos y/o arcillas. El fluido puede provenir de otras rocas o de las paredes de la discontinuidad, por ello es necesario describir cuidadosamente el material. La resistencia de la discontinuidad está directamente relacionada con el relleno, si este es un material blando la resistencia será menor.

Como se mencionó anteriormente la **resistencia** de las discontinuidades puede conocerse en campo mediante el martillo de Schmidt o esclerómetro, el mecanismo de este dispositivo portátil se acciona al presionar una punta retráctil sobre la roca provocando un rebote. El martillo debe colocarse de forma perpendicular a la superficie de la roca tomando 10 valores de rebote de los cuales se eliminan los 5 más bajos y se promedian los restantes, de acuerdo con ese valor y la densidad de la roca se podrá conocer su resistencia (Fig. 3.2).

Para llevar a cabo la prueba del martillo de Schmidt es necesario retirar la capa alterada de la roca. Además, la muestra debe ser representativa, es decir, no debe estar fragmentada por efecto de discontinuidades.



Gráfica. 3.2 Gráfica de correlación para el Martillo de Schmidt. La línea punteada representa una muestra con promedio de esclerómetro de 48 y 26 kN/m³ de densidad. Tomado y editado de Hudson & Harrison, 1997.

- **Roca inalterada o intacta:** Al no tener fisuras la ruptura se produce a través de roca sana. Debido al daño en la roca después de la voladura, pueden caer del techo fragmentos de roca durante varias horas o días después de la explosión. La roca dura, inalterada, también puede verse afectada por chasquidos, lo que implica la separación espontánea y violenta de láminas de roca de las paredes o del techo.
- **Roca estratificada:** está constituida por capas unitarias con poca o ninguna resistencia a la separación a lo largo del plano limítrofe entre estratos. La capa puede haberse debilitado o no debido a fracturas transversales. Los desprendimientos son comunes en este tipo de roca.
- **Roca medianamente fisurada:** tiene fisuras y grietas pero los bloques entre las juntas están soldados o tan íntimamente embonados que las paredes verticales no necesitan refuerzo. En rocas de este tipo, se puede encontrar a la vez desprendimiento.

Las clasificaciones más conocidas y utilizadas para macizos rocosos son tres principalmente: Bieniawski (RMR), Barton, Lien y Lunde (Q) y Hoek & Brown (GSI).

Estas clasificaciones no son las únicas; la primera hace referencia al uso de la clasificación de la masa rocosa para el diseño del soporte del túnel, esto se encuentra en un artículo de Terzaghi (1946) en el que las cargas de roca, soportadas por conjuntos de acero, se estiman sobre la base de una clasificación descriptiva.

Terzaghi describió el macizo rocoso en nueve clases, dicha descripción surgió de la observación y experiencia de túneles ferroviarios con esfuerzos o soportes de acero, en los Alpes.

En el artículo original se describen diferentes términos de tuneleo:

- **Roca agrietada en bloques:** es una roca químicamente inalterada o casi inalterada, cuyos fragmentos se encuentran totalmente separados unos de otros y no embonan. Esta clase de roca puede necesitar además laterales en las paredes.
- **Roca triturada:** químicamente sana, tiene la apariencia de ser un producto de trituradora. Si los fragmentos, en su mayoría o todos, son del tamaño de arena y no ha habido recementación, la roca triturada que está abajo del nivel de las aguas freáticas tiene las propiedades de una arena saturada.
- **Roca comprimida:** avanza lentamente en el túnel sin aumento perceptible de volumen. Un prerrequisito de compresión es un porcentaje elevado de partículas microscópicas o submicroscópicas de micas o de minerales arcillosos de poca expansibilidad.
- **Roca expansiva:** avanza básicamente en el túnel debido a su propia expansión. La capacidad de esponjamiento parece estar limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos como la montmorillonita, con alta capacidad de expandirse.

Terzaghi realizó pruebas en maquetas para conocer la carga sobre la clave del túnel que llamaba “el arco de suelo”, con estas pruebas y con las observaciones de los marcos de acero elaboró una escala de valores de cargas de roca (Tabla 3.5).

Tabla 3.5 Clasificación de Terzaghi para determinar la carga de roca en túneles con marcos de acero. B=ancho de túnel, H=altura del túnel. Tomado de Hoek & Brown, 1985 y Arvizu Lara & Dávila Serrano, 2014.

Descripción de la roca	Carga de roca (en m)	Observaciones
1. Dura e intacta	0	Sólo se necesita refuerzo escaso si hay desprendimiento o chasquido
2. Dura y estratificada o esquistosa	0 a 0,5 B	Refuerzo escaso más que nada como protección contra desprendimientos
3. Masiva y fracturada	0 a 0,25 B	La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro
4. Estratificada y medianamente fracturada	0,25 a 0,35 (B+H)	No hay presión lateral
5. Estratificada y muy fracturada	0,35 a 1,10 (B+H)	Poca o ninguna presión lateral
6. Totalmente fragmentada pero químicamente inalterada	1,1 (B+H)	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos, o bien marcos circulares.
7. Roca comprimida a profundidad moderada	1,10 a 2,10 (B+H)	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible usar marcos circulares.
8. Roca comprimida a grandes profundidades	2,10 a 4,50 (B+H)	
9. Roca expansiva	>8 m (B+H)	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, úsese refuerzo

La clasificación de Bieniawski (RMR) y Barton, Lien y Lunde (Q) utilizan un parámetro conocido como **RQD (Rock Quality Designation)** desarrollado por Deere en 1964; este índice de calidad de roca surgió a partir de la recuperación y descripción de las condiciones físicas de núcleos obtenidos por barrenos, con la información obtenida es posible conocer el estado, aproximado, de fracturamiento del subsuelo.

El RQD se define como el porcentaje de núcleos que se recuperan en piezas enteras de 100 mm (4 pulgadas) o más, del largo total del barreno (Hoek & Brown, 1985). Por tanto:

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud de fragmentos de roca mayor de 100 mm}}{\text{Longitud total del tramo perforado}} \times 100$$

En la evaluación de la roca sana se considera que los fragmentos de roca que no son duros ni sanos no se deben contar o tener en cuenta para determinar el RQD, aún cuando cumplan con los 100 mm de longitud (Arvizu Lara & Dávila Serrano, 2014). El diámetro del núcleo debe ser al menos de 54.7 mm ó 2.15 pulgadas y debe recuperarse con una perforadora de doble barril. La clasificación de la roca de acuerdo al valor de RQD es la siguiente:

Tabla 3.6 Clasificación de roca con base en RQD. Tomado de Hoek & Brown, 1980.

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

El valor de RQD no sólo depende de la fracturación del macizo rocoso sino también de otros factores, como la técnica de sondeo, su dirección, diámetro, etc. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004). Así mismo, el RQD puede estimarse a partir de datos del afloramiento, esto tiene relación con el tamaño de bloques generado por las discontinuidades. El valor se obtiene contando el número de discontinuidades, por familia, que intersectan una unidad de volumen (1 m³), dicho valor se denomina **Índice volumétrico de Juntas (J_v)**.

En un caso con tres familias de discontinuidades (J₁, J₂, y J₃) el cálculo se realizaría de la siguiente forma:

$$J_v = \left(\frac{n \cdot J_1}{L_1}\right) + \left(\frac{n \cdot J_2}{L_2}\right) + \left(\frac{n \cdot J_3}{L_3}\right)$$

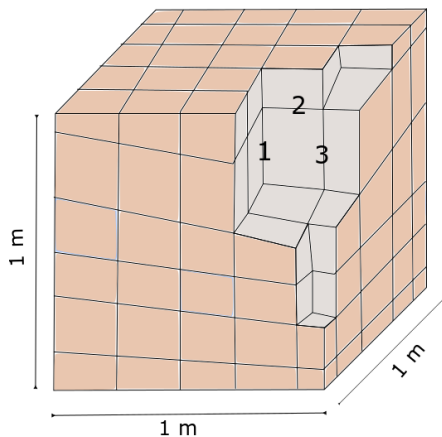


Fig. 3.1 Representación de bloques generados por tres familias. Tomado y editado de González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002.

En la figura 3.1 la familia 1 corta la unidad con 4 discontinuidades, la familia 2 con 5 y la familia 3 con 4 por lo que J_v sería:

$$J_v = \left(\frac{4}{1}\right) + \left(\frac{5}{1}\right) + \left(\frac{4}{1}\right) = 13$$

De acuerdo con la tabla 3.7 el tamaño de bloque para este ejemplo es "bloques pequeños".

Tabla 3.7 Clasificación del tamaño de bloque en función del número de discontinuidades.

Descripción	Valor de J_v
Bloques muy grandes	<1,0
Bloques grandes	1,0-3,0
Bloques medios	3,0-10
Bloques pequeños	10,0-30
Bloques muy pequeños	>30

Con base en el valor para clasificación de tamaño de bloque, Palmstrom realizó correlaciones empíricas para conocer el Índice RQD:

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

(RQD = 0 para $J_v > 35$, y RQD = 100 para $J_v < 4.5$)

(Palmstrom A. , Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD), 2005)

3.1 Clasificación geomecánica de Bieniawski. RMR (Rock Mass Rating)

La clasificación de Bieniawski fue desarrollada con base en la combinación de diferentes factores como RQD (Fig. 3.4), influencia de rellenos arcillosos y meteorización, que llevó a cabo el Consejo de África del Sur para la Investigación Científica e Industrial (CSIR, por sus siglas en inglés). Bieniawski sugiere los siguientes atributos para las clasificaciones de macizos rocosos:

1. Dividir el macizo en grupos o regiones estructurales de comportamiento similar, los límites de las regiones pueden coincidir con una característica estructural como una falla o un cambio de litología.
2. Establecer una base para la comprensión de las características tanto del macizo rocoso como de cada una de las regiones estructurales.
3. Proporcionar datos cuantitativos para el diseño, planeación y solución de problemas de ingeniería.
4. Manejar términos comunes para la comunicación entre personas interesadas y participantes.

Para llevar a cabo la clasificación se deben tener en cuenta seis parámetros del macizo y de la roca intacta:

- Resistencia a la compresión simple de la roca intacta
- Índice de calidad de roca (RQD)
- Espaciamiento de las discontinuidades
- Condición de las discontinuidades
- Condición de agua del terreno
- Orientación de discontinuidades

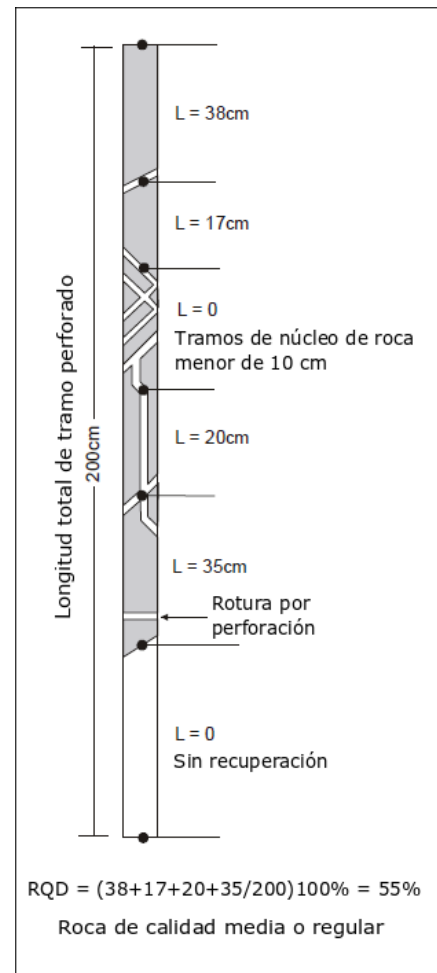


Fig. 3.2 Cálculo de RQD de un tramo perforado igual a 200 cm. Tomado y editado de Palmstrom, 2005.

Cada uno de los parámetros tiene un valor o puntuación distinta de acuerdo con las características del mismo, la suma de esa puntuación se ubica en alguna de las cinco clasificaciones de roca para conocer la calidad del macizo, las consideraciones del procedimiento de excavación y tipos de soporte (Tabla 3.8 y 3.9).

Tabla 3.8 Parámetros de clasificación y valores para RMR. Tomado de Arvizu Lara & Dávila Serrano, 2014, Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004, y Hoek & Brown, 1980.

Parámetro		Intervalo de valores							
1	Resistencia de la roca intacta (MPa)	Ensayo de carga puntual	>50	4,0-10	2,0-4,0	1,0-2,0	Para esta escala tan baja es preferible la prueba de compresión simple		
		Compresión Simple	>250	100-250	50-100	25-50	5,0-25	1,0-5	<1
	Puntuación	15	12	7	4	2	1	0	
2	Porcentaje de RQD		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Puntuación		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de las discontinuidades		>2m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Condición de las discontinuidades		Superficies muy rugosas. Sin continuidad. Sin separación. Paredes de roca inalterada	Superficie ligeramente rugosa. Separación <1 mm. Paredes de roca ligeramente alteradas	Superficie ligeramente rugosa. Separación <1 mm. Paredes de roca altamente alteradas	Superficies pulidas o hendiduras <5 mm o juntas abiertas de 1 a 5 mm. Juntas continuas	Juntas abiertas >5 mm. Juntas continuas.		
	Puntuación		30	25	20	10	0		
5	Condiciones de agua subterránea	Filtraciones por 10 m de longitud de túnel (l/m)	Ninguna	<10	10,0-25	25-125	>125		
		(Presión en discontinuidades)/esfuerzo principal σ	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condiciones generales	Totalmente seco	Húmedo	Mojado	Goteo	Flujo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		
6	Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable		
	Puntuación		0	-2	-5	-10	-12		

Tabla 3.9 Recomendaciones de soporte para clasificación RMR. Tomado de Arvizu Lara & Dávila Serrano, 2014.

Clases de macizos rocosos	Excavación (perforación y voladura)	Soporte de roca		
		Anclaje en roca (20 mm de diámetro inyectadas)	Concreto lanzado	Marcos de acero
1. Roca muy buena. RMR: 81-100	Frente completo: 3 m de avance	Generalmente no requiere soporte, excepto algo de anclaje		
2. Roca buena. RMR: 61-80	Frente completo: 1,0-1,5 m de avance; Soporte completo a 20 m del frente	Anclaje selectivo en techo, 3 m de longitud, espaciado 2,5 m ocasionalmente con malla de alambre	50 mm en el techo donde se requiera	Ninguno
3. Roca regular. RMR: 41-60	Túnel piloto y banqueo: 1,5-3 m de avance en túnel piloto; comenzar soporte después de cada voladura; Comenzar soporte a 10 m del frente	Anclaje sistemático 4 m de longitud, espaciado 1,5-2 m en techo y paredes con malla de alambre en el techo	50-100 mm en el techo y 30 mm en las paredes	Ninguno
4. Roca mala. RMR: 21-40	Túnel piloto y banqueo: 1,0-1,5 m de avance en túnel piloto; Tener colocado el soporte a 10 m del frente de avance	Anclaje sistemático de 4-5 m de longitud espaciado 1-1,5 m en techo y paredes con malla de alambre	100-150 mm en el techo y 100 mm en las paredes	Marcos lígueros espaciados 1,5 m donde se requieran
5. Roca muy mala. RMR < 21	Secciones múltiples: 0,5-1,5 m de avance en túnel piloto; Instalar soporte conforme se excava; concreto lanzado en cuanto sea posible, después de la excavación	Anclaje sistemático 5-6 m de longitud, espaciado de 1-1,5 m en el techo y paredes con malla de alambre. Anclaje hacia la base	150-200 mm en el techo, 150 mm en las paredes y 50 mm sobre el frente	Marcos medianos a pesados espaciados 0,75 m con revestimiento de acero y apuntalados con madera al frente si se requiere

Los parámetros de la roca como RQD y resistencia a compresión uniaxial pueden ser muy buenos, sin embargo, la orientación de las discontinuidades disminuye la calidad del macizo rocoso en cuanto a su interacción con la excavación y en consecuencia la estabilidad de éste; por lo anterior Bieniawski desarrolló una clasificación de fisuras con base en la orientación de las mismas, de acuerdo con esto se recalcula el resultado del RMR sumando o restando valores para ajustar la clasificación (Tablas 3.10, 3.11, 3.12).

Tabla 3.10 Clasificación de fisuras en un túnel con base en su orientación. Tomado de Hoek & Brown, 1985.

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

Tabla 3.11 Valores para ajustar el RMR de acuerdo a la clasificación de fisuras. Tomado de Hoek & Brown, 1985.

Rumbo y echado de las fisuras		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Valuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla 3.12 Tiempo de sostenimiento. Tomado de Hoek & Brown, 1985.

Clasificación	I	II	III	IV	V
Tiempo medio de sostenimiento	10 años para claro de 5 m	6 meses para claro de 5 m	1 semana para claro de 3 m	5 horas para claro de 15 m	10 minutos para claro de 0.5 m
Cohesión de la roca	> 300 kPa	200-300 kPa	150-200 kPa	100-150 kPa	<100 kPa
Ángulo de fricción	>45º	40-45º	35-40º	30-35º	>30º

El índice RMR fue desarrollado por su autor con base en la experiencia obtenida en minas de oro en Sudáfrica excavadas en terrenos muy antiguos, es decir, en rocas muy competentes y con una sistemática de juntas muy regular. El RMR, que da un excelente resultado en rocas duras y regulares, no es apropiado para geologías o terrenos complejos (López Jimeno, 2003).

De igual forma, en excavación de taludes el RMR se puede ajustar (SMR) a través de un factor denominado F (F1 a F4) que depende de la orientación de las discontinuidades y sumando un factor de excavación F_4 que es función del método de excavación utilizado, el nuevo dato es conocido como SMR:

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \text{ (Romana, Serón, & Montalar, 2003)}$$

El factor F_1 depende del paralelismo entre las discontinuidades y el talud, si ambos son paralelos la condición es muy desfavorable. El factor F_2 depende del echado de la discontinuidad y

del tipo de rotura o falla (plana o por vuelco) siendo muy desfavorable un ángulo mayor a 45°. F_3 evalúa la relación entre el echado de la junta y el del talud; en falla plana una diferencia mayor a 10° será desfavorable debido a que las juntas que afloran en la cara del talud no tendrán soporte.

El diseño y corte o excavación de taludes para obras civiles o mineras debe elaborarse cuidadosamente para soportar condiciones geológicas (litología, esfuerzos, etc.) y climáticas durante toda la vida del proyecto o para evitar problemas de estabilidad. Los taludes excavados en suelos suelen fallar a favor de superficies curvas debido a la homogeneidad del material. Los deslizamientos por medio de una superficie plana no son muy comunes a menos que exista una superficie de diferente composición y más competente. La estabilidad de las laderas naturales puede verse amenazada por la lluvia, los eventos sísmicos, la erosión natural o las excavaciones hechas por el hombre (Lancellotta, Geotechnical Engineering. 2nd ed., 2009).

Tabla 3.13 Valores para ajuste de juntas en taludes. P=rotura plana; T=rotura por vuelco; α_j =dirección del echado de las juntas, β_j =echado de las juntas; α_s =dirección del echado del talud, β_s =echado del talud. Tomado de Romana, Serón, & Montalar, 2003.

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	>30°	30-20°	20-10°	10-5°	<5°
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180° $					
P/T	F_1	0,15	0,4	0,7	0,85	1
P	$ \beta_j $	<20°	20-30°	30-35°	35-45°	>45°
P	F_2	0,15	0,4	0,7	0,85	1
T	F_2	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	>10°	10-0°	0°	0°-(-10°)	<-10°
T	$\beta_j + \beta_s$	<110°	110-120°	>120°		
P/T	F_3	0	-6	-25	-50	-60

Tabla 3.14 Valores de ajuste según el método de excavación. Tomado de Romana, Serón, & Montalar, 2003.

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura regular	Voladura deficiente
F_4	+15	+10	+8	0	-8

Tabla 3.15 Clasificación para taludes de acuerdo con el valor de SMR. Tomado de Romana, Serón, & Montalar, 2003.

Nº Clase	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy malo	Malo	Regular	Bueno	Muy bueno
Estabilidad	Muy inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Muy estable
Rotura o falla	Gran falla plana	Plana o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Soporte	Reexcavación	Importante/correctivo	Sistemático	Ocasional	Ninguno

De acuerdo con el resultado del SMR (Slope Mass Rating) la estabilidad del talud puede reclasificarse de la manera siguiente:

Con el valor de RMR (sin ajuste) es posible conocer el valor de Q con la siguiente relación (Hoek & Brown, 1980):

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

$$Q = e^{\frac{RMR-44}{9}}$$

La carga de roca o presión sobre el sostenimiento también puede ser estimada con el RMR de la siguiente forma:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

Donde “ γ ” es la densidad de la roca y B el ancho del túnel (m); en el caso de taludes la variable “B” se definirá de tal forma que el cálculo sea sencillo (ej.: B=1m). El módulo de deformación a menudo se estima indirectamente a partir de observaciones de parámetros de masa de roca relevantes que se pueden adquirir fácilmente y a bajo costo. Estos parámetros se aplican luego en ecuaciones aproximadas, como (Palmstrom & Singh, 2001):

$$\text{Para } RMR > 50: E_M = 2 RMR - 100 \text{ (Bieniawski, 1978)}$$

$$\text{Sí } RMR < 50: E_M = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

3.2 Índice Q (Barton)

Al igual que el Índice RMR, el Índice de Calidad de Túnel (Tunnelling Quality Index, Q) fue desarrollado a partir de distintos parámetros que en este caso son seis. Barton estableció su clasificación con base en las observaciones de un gran número de excavaciones de túneles en Noruega. El valor numérico del índice Q varía en una escala logarítmica de 0.001 a un máximo de 1,000 y se define por:

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

El término J_n representa el número de familias de discontinuidades; J_r número de la rugosidad de las discontinuidades; J_a es el número de alteración; J_w factor de reducción por presencia de agua y el SRF es el factor de reducción por esfuerzos puede calcularse a partir de la relación entre la resistencia a la compresión uniaxial de la roca (σ_{ci}) y la resistencia a la compresión principal (σ_1).

- $\frac{RQD}{J_n}$ Representa la estructura del macizo rocoso, por tanto, el tamaño de bloque.

- $\frac{J_r}{J_a}$ Representa la rugosidad y en consecuencia la fricción entre cada uno de los bloques o de los materiales de relleno de las discontinuidades así como el esfuerzo cortante.
- $\frac{J_w}{SRF}$ Es un factor que describe las fuerzas activas. J_w indica la presión de agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante debido a que disminuye el esfuerzo activo entre fracturas. El SRF puede indicar tres valores: 1) la carga disipada en una zona de fallas y roca empacada con arcilla; 2) esfuerzos en una roca competente y 3) cargas compresivas en rocas plásticas competentes.

En las siguientes tablas se muestran los valores de cada uno de los factores de la ecuación para el Índice de calidad de túnel (RQD, J_n , J_r , J_a , J_w y SRF).

Tabla 3.16 Valor de RQD. Tomado de Hoek & Brown, 1985 y Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

Descripción	Valor	Notas
Índice de calidad de roca	RQD	Para valores de RQD menores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para el cálculo Intervalos de 5 son suficientemente precisos
Muy mala	0-25	
Mala	25-50	
Regular	50-75	
Buena	75-90	
Excelente	90-100	

Tabla 3.17 Número de familia de juntas. Tomado de Hoek & Brown, 1985 y Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

Descripción	Valor	Notas
Número de familias de fracturas	J_n	Para intersecciones de túneles se utiliza $(3 J_n)$ En bocaminas o portales se utiliza $(2 J_n)$
Masivo o con pocas juntas	0,5-1,0	
Una familia de juntas	2	
Una familia de juntas + una aislada	3	
Dos familias de juntas	4	
Dos familias de juntas + una aislada	6	
Tres familias de juntas	9	
Tres familias + algunas juntas aleatorias	12	
Cuatro o más familias de juntas, fisuración intensa	15	
Roca triturada, terrosa	20	

Tabla 3.18 Número de rugosidad de juntas. Tomado de Hoek & Brown, 1985 y Ramírez Ovanzeuren & Aleiano Monze. 2004.

Descripción	Valor	Notas
Número de rugosidad de las juntas	Jr	
a) Contacto en las paredes b) Contacto en las paredes antes de un desplazamiento cortante de 10 cm		Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña e intermedia escala, por este orden. 1. Añadir 1,0 si el espaciamiento medio del sistema de juntas es mayor a 3 m. 2. Jr = 0,5 se puede usar para juntas planas que presenten lineaciones orientadas para la dirección de mínima resistencia.
Juntas discontinuas	4	
Rugosas o irregulares, onduladas	3	
Suave ondulada	2	
Espejo de falla, pulidas, ondulantes	1,5	
Rugosas o irregulares pero planas	1,5	
Lisas y planas	1	
Espejo de falla, plana	0,5	
c) Sin contacto de roca después de un corte de 10 cm		
Zona que contiene minerales arcillosos de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes	1	
Zona arenosa, de grava o roca triturada de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes	1	

Tabla 3.19 Número de alteración de las juntas. Tomado de Hoek & Brown, 1985 y Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

Descripción	Valor	ϕ (residual)	Notas
Número de alteración de juntas	Ja		
a) Contacto en las paredes de roca			
Relleno soldado, duro, sin reblandecimiento, impermeable	0,75	-	
Paredes inalteradas, con manchas en superficie	1	25°-35°	
Paredes ligeramente alteradas, cubierta de partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla	2	25°-30°	
Recubrimientos limosos o areno-arcillosos, pequeña fracción arcillosa no reblandecible	3	20°-25°	
Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción como caolinita y mica; también clorita, talco, yeso, grafito, etc.	4	8°-16°	
b) Contacto entre las paredes con menos de 10 cm de desplazamiento			Los valores de ϕ , el ángulo de fricción residual, se indican como guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si es que están presentes
Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla	4	25°-30°	
Rellenos de minerales arcillosos muy consolidados e inablandables. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor	6	16°-24°	
Rellenos de minerales arcillosos de consolidación media o baja (continuos < 5 mm de espesor)	8	8°-16°	
Rellenos de arcillas expansivas (montmorillonita) de espesor menor a 5 mm. El valor de Ja depende del porcentaje de partículas expansivas y del acceso de agua	8,0-12	6°-12°	
c) No existe contacto entre las paredes después de un desplazamiento cortante			
Zonas o capas de roca triturada y arcilla	6 u 8-12	6°-24°	
Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fracción de arcilla inablandable	5	6°-24°	
Zonas o capas gruesas de arcilla	10-13 o 13-20	6°-24°	

Tabla 3.20 Factor de reducción de esfuerzos. Tomado de Hoek & Brown, 1985 y Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

Descripción	Valor		Notas
		SRF	
a) Zonas débiles que intersectan la excavación y pueden causar caída de bloques, según avanza la misma			
Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca químicamente alterada, roca muy suelta alrededor (cualquier profundidad)			Reducir los valores de SRF de 25-30% si las zonas de rotura solo influyen pero no afectan la excavación
Zonas de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación < 50 m)		10	
Zonas de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación > 50 m)		5	
Varias zonas de fractura en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier profundidad)			Para campos de esfuerzos muy anisotrópicos (si se mide) $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c a 0,8 y σ_t a 0,8. Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a 0,6 σ_c u 0,6 σ_t , donde σ_c = fuerza compresiva no confinada, y σ_t = fuerza de tensión (carga de punta) y σ_1 y σ_3 son esfuerzos principales mayor y menor
Sólo una zona se fractura en roca competente (sin arcilla), profundidad de excavación < 50 m		7,5	
Sólo una zona se fractura en roca competente (sin arcilla), profundidad de excavación > 50 m		5	
Juntas abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad)		2,5	
		5	
b) Rocas competentes, problemas de esfuerzos			
Esfuerzo bajo, cerca de la superficie	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
Esfuerzo mediano	> 200	> 13	2,5
Esfuerzo grande, estructura muy compacta o cerrada (generalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales)	200-10	13-0,6	1
Explosión suave o desprendimiento moderado de roca (roca masiva)	10-0,5	0,66-0,33	0,5-2
Explosión fuerte o desprendimiento intenso de roca (roca masiva)	5-2,5	0,33-0,16	5,0-10
	<2,5	<0,16	10,0-20
c) roca compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de alta presión de roca			
Presión compresiva suave			5,0-10
Presión compresiva alta			10,0-20
d) Roca expansiva, actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua			
Presión expansiva moderada			5,0-10
Presión expansiva intensa			10,0-20

Tabla 3.21 Factor de reducción por agua en las juntas. Tomado de Hoek & Brown, 1985 y Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

Descripción	Valor	Presión de agua (Kg/cm ²)	Notas
Factor de reducción por agua en las juntas	J_w		1. Los últimos 4 factores son estimaciones aproximadas. Aumenta J_w si se instalan drenes. 2. Los problemas especiales causados por la presencia de hielo no se toman en consideración
Excavaciones secas o con poca infiltración (< 5 l/m localmente)	1	1	
Infiltración o presión medianas, ocasional lavado de los rellenos de las juntas	0,66	1-2,5	
Gran infiltración o presión alta, considerable lavado en roca competente	0,5	2,5-10	
Gran infiltración a presión alta, lavado importante de los rellenos	0,33		
Infiltración o presión excepcionalmente altas con las voladuras, disminuyendo con el tiempo	0,2-0,1	10	
Infiltración o presión excepcionalmente altas en todo momento	0,1-0,05	10	

Las siguientes notas son complementarias para el uso de las tablas anteriores, (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)(Hoek & Brown, 1985).

- El parámetro J_n puede estar afectado por foliación, esquistosidad, pizarrosidad o estratificación. Cuando estas juntas son muy evidentes deberán considerarse como sistemas completos de fisuras, de lo contrario solamente se contabilizarán como juntas aisladas.
- Se tomarán los valores de los parámetros J_r y J_a (que representa el esfuerzo cortante) de la familia de discontinuidades rellenas de arcilla más débiles de la zona, pero hay que elegir en primer lugar las juntas de orientación desfavorable, aunque no den el valor mínimo del cociente J_r/J_a .
- En rocas muy anisótropas, la resistencia a compresión simple de la roca, σ_c , y tensión σ_t , se evaluarán en la dirección más desfavorable para la estabilidad de la excavación.

Barton presenta nueve categorías para la clasificación de macizos rocosos que oscilan entre 10^{-3} y 10^3 , los valores se indican en la siguiente tabla:

Tabla 3.22 Clasificación de macizo rocoso de acuerdo con el valor de Q. Tomado de Arvizu Lara & Dávila Serrano, Moisés, 2014 y Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004.

Q (calidad del macizo rocoso)	Clasificación del macizo rocoso
0,001-0,01	Roca excepcionalmente mala
0,01-0,1	Roca extremadamente mala
0,1-1	Roca muy mala
1,0-4	Roca mala
4,0-10	Roca media
10,0-40	Roca buena
40-100	Roca muy buena
100-400	Roca extremadamente buena
400-1000	Roca excepcionalmente buena

Para conocer el tipo de soporte es necesario calcular el diámetro equivalente (D_e) el cual se obtiene dividiendo el claro, diámetro o altura de la excavación por una cantidad denominada “relación de soporte de la excavación (ESR):

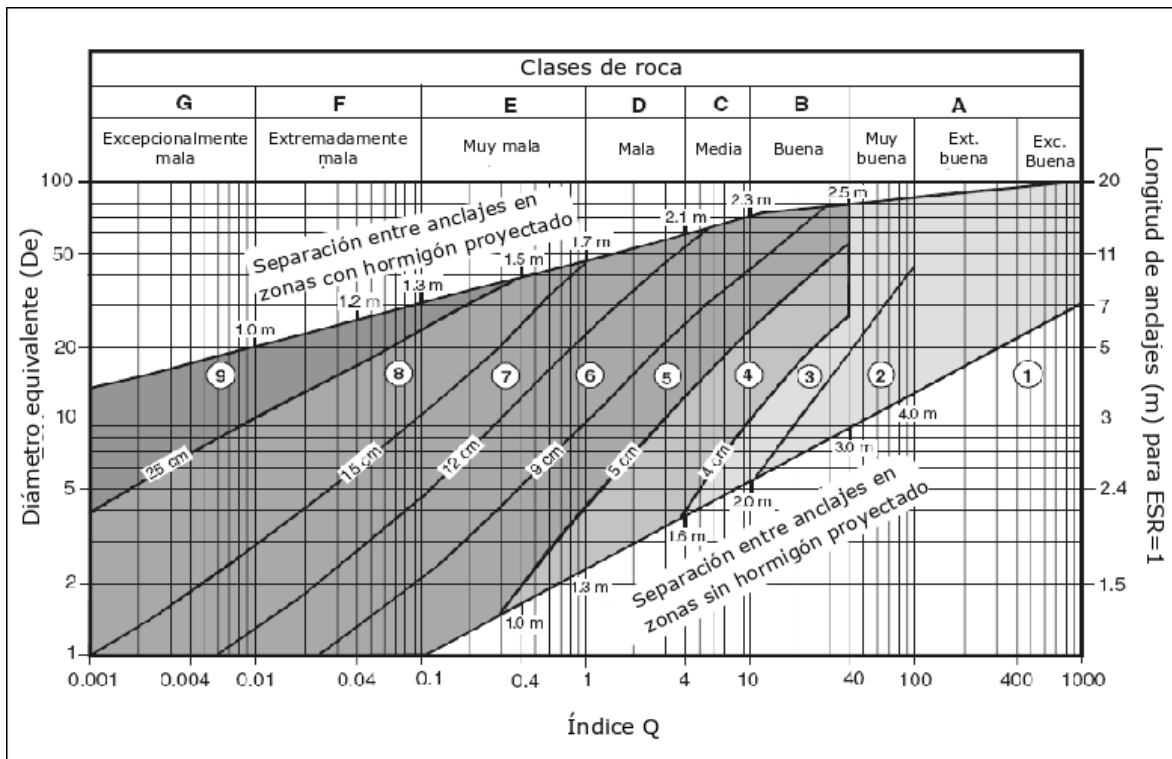
$$D_e = \frac{\text{el claro, diámetro o altura de la excavación (m)}}{\text{relación soporte – excavación (ESR)}}$$

Tabla 3.23 Valores de la relación soporte-excavación (ESR). Tomado de Hoek & Brown, 1985

Tipo de excavación	ESR
Excavaciones mineras temporales	3,0-5
Excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de agua para obras hidroeléctricas (a excepción de cámaras de alta presión), túneles piloto y galerías de avance en grandes excavaciones.	1,6
Cámaras de almacenamiento, plantas subterráneas para el tratamiento de agua y túneles carreteros y ferrocarrileros pequeños (segundo orden), túneles de acceso	1,3
Centrales eléctricas subterráneas (casas de máquinas), túneles carreteros y ferrocarrileros mayores (primer orden), refugios de defensa civil, portales y cruce de túneles	1
Centrales nucleoeléctricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas y fábricas	0,8

Las categorías de soporte (1-9) son las siguientes (Fig.3.3):

- 1 Sin soporte
- 2 Anclaje selectivo
- 3 Anclaje sistemático
- 4 Anclaje sistemático con concreto lanzado simple de 4 a 10 cm de espesor
- 5 Concreto lanzado con fibras (5-9 cm de espesor) y anclaje
- 6 Concreto lanzado con fibras (9-12 cm de espesor) y anclaje
- 7 Concreto lanzado con fibras (12-15 cm de espesor) y anclaje
- 8 Concreto lanzado con fibras (más de 15 cm de espesor) con anclajes y marcos reforzados con concreto lanzado y anclaje
- 9 Revestimiento con concreto armado



Gráfica. 3.3 Tipo de soporte según Índice Q. Tomado y modificado de Palmstrom & Broch, 2006.

Esta clasificación en conjunto con el RMR de Bieniawski, son utilizadas para la clasificación de macizos rocosos y son de gran ayuda para tomar decisiones sobre todo en la fase exploratoria para anticipar conceptualmente los tipos de tratamientos que serán necesarios, de ninguna manera se aplicarán para estimar la estabilidad o definir el tratamiento de cuñas o bloques de roca bien delimitados. El uso del Índice Q es recomendable para terrenos de mala calidad que implica rocas comprimidas o expansivas o grandes flujos de agua. Bieniawski propuso una ecuación que relaciona estos dos sistemas, sin embargo debe aplicarse cuidadosamente para evitar errores (Palmstrom & Broch, 2006):

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

Stini y Lauffer introdujeron los conceptos de “claro activo” y “tiempo de sostenimiento” respectivamente. El primero indica un claro sin sostenimiento, es decir, la parte más grande de la excavación sin ademe entre el frente y los refuerzos; el segundo se refiere al lapso durante el cual una excavación será capaz de mantenerse abierta sin ademe.

El Ancho o Luz máxima es la longitud máxima de perforación y voladura que se puede realizar en un sólo ciclo sin sostenimiento. El límite de avance se define por las características geotécnicas del macizo que se esté excavando. Se puede obtener mediante la siguiente fórmula empírica:

$$\text{Ancho o luz máxima} = 2 \text{ ESR } Q^{0.4} [m]$$

La carga de roca sobre la clave se refiere a la presión que soporta el techo de la excavación (Chuyes Benel, 2019). Grimstad y Barton (1993) sugirieron que la relación entre el valor de Q y la presión del sostenimiento permanente del techo se estima a partir siguiente ecuación (Maguiña Aliaga, 2014):

$$\text{Pr} = \frac{2 \sqrt{J_n} Q^{-\frac{1}{3}}}{3J_r} [\text{kp/cm}^2]$$

Para macizos con menos de tres familias de fracturas

$$\text{Pr} = \frac{2 Q^{-\frac{1}{3}}}{J_r} [\text{kp/cm}^2]$$

Para macizos con tres o más familias de fracturas

Para calcular la longitud de anclaje para un adecuado sostenimiento se usa la siguiente ecuación (Chuyes Benel, 2019):

$$L = \frac{2 + 0.15 B}{\text{ESR}}$$

B es el diámetro de la excavación

$$\text{Módulo de deformación (E)} = 40 \log Q \text{ (GPa)}$$





La clasificación de Bieniawski, el Índice Q de Barton y el Índice de Resistencia Geológica (GSI) son recomendaciones que se utilizan para clasificar un macizo de forma rápida y sencilla y con ello tener una idea o noción de su comportamiento, sin embargo, éstos son resultados cualitativos que no representan el cálculo y/o diseño final de soporte para la estructura, por tanto es necesario complementarlos con un diseño estructural, modelos matemáticos e interpretación de los mismos.

3.3 Índice de Resistencia Geológica (GSI)

El **Índice de Resistencia Geológica (GSI, por sus siglas en inglés)** fue desarrollado por Hoek, Kaiser y Bawden (1995) basado en la litología, estructura y estado de las discontinuidades observadas en el macizo rocoso expuesto por la excavación de un túnel o un corte carretero (talud). Estas observaciones son utilizadas para estimar la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso para después inferir el comportamiento del mismo. Además de los datos expuestos en el

cuadro del **GSI**, los autores recomiendan complementarlo y mejorarlo con investigaciones realizadas en el sitio del macizo durante las primeras etapas de diseño (Tabla 3.24).

Tabla 3.24 Índice de Resistencia Geológica para macizos rocosos fracturados en bloque. Tomado de Ortega Ramos, Jaramillo Gil, & Molina Escobar, 2016 y Hoek & Brown, 2018.

Criterio de Hoek & Brown generalizado		Condición de las discontinuidades	Muy buena Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas.	Buena Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas con manchas de óxido de hierro.	Regular Superficies lisas, moderadamente meteorizadas o alteradas.	Mala Superficies lisas y cizalladas, altamente meteorizadas con relleno de fragmentos angulosos de roca.	Muy mala Superficies lisas y cizalladas, muy meteorizadas cubiertas o rellenas de arcilla.
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p> σ_1' = esfuerzo efectivo principal mayor σ_3' = esfuerzo efectivo principal menor σ_c = resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta m_b, s y a son constantes que dependen de la composición, estructura y condiciones de la superficie del macizo rocoso </p>							
Estructura							
	Fracturado en bloques Macizo rocoso sin alteración con bloques en contacto cúbicos formados por tres familias de discontinuidades ortogonales.	m_b/m_i s a E_m v GSI	0.60 0.190 0.5 75 000 0.2 85	0.40 0.062 0.5 40 000 0.2 75	0.26 0.015 0.5 20 000 0.25 62	0.16 0.003 0.5 9 000 0.25 48	0.08 0.0004 0.5 3 000 0.25 34
	Fuertemente fracturado en bloques Macizo rocoso parcialmente alterado, con bloques angulosos en contacto formados por cuatro o más discontinuidades.	m_b/m_i s a E_m v GSI	0.40 0.062 0.5 40 000 0.2 75	0.29 0.021 0.5 24 000 0.25 65	0.16 0.003 0.5 9 000 0.25 48	0.11 0.001 0.5 5 000 0.25 38	0.07 0 0.53 2 500 0.3 25
	Fracturado y capas Macizo rocoso plegado y/o afectado por fallas, con varias intersecciones de discontinuidades que forman bloques angulosos.	m_b/m_i s a E_m v GSI	0.24 0.012 0.5 18 000 0.25 60	0.17 0.004 0.5 10 000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6 000 0.25 40	0.08 0 0.5 3 000 0.3 30	0.06 0 0.55 2 000 0.3 20
	Fracturación intensa/Desintegrado Macizo rocoso muy fracturado, compuesto por un conjunto de bloques angulosos y redondeados.	m_b/m_i s a E_m v GSI	0.17 0.004 0.5 10 000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6 000 0.25 40	0.08 0 0.5 3 000 0.3 30	0.06 0 0.55 2 000 0.3 20	0.04 0 0.60 1 000 0.3 10

El índice, en un principio, fue creado para tratar masas de roca compuestas por bloques angulosos entrelazados en los que el proceso de falla está dominado por el deslizamiento y la rotación del bloque sin afectar de gran manera la roca intacta (Hoek & Brown, 2018). La aplicación del **GSI** en las últimas etapas de diseño no resulta efectiva a menos que la roca esté expuesta para calibrar los datos.

3.4 Ejercicios

Determinación de RMR

Calcular RMR, correlación para Q, Carga de roca (P), módulo de deformación y Ajuste RMR (SMR) para los siguientes macizos rocoso de acuerdo a la familia más desfavorable para el talud:

- 1- Resistencia a compresión simple de 150 MPa
 $RQD = 78\%$
 Talud $N40^{\circ}W, 80SW$, altura=50 m
 $\gamma = 2.8 t/m^3$
 Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m
 Método de excavación: voladura suave
 Tipo de rotura: plana

Familias	Persistencia	Separación/apertura	Alteración	Espaciamiento	Rugosidad	Agua
1) 50/141	10 m	2 cm	Arcilla	5 m	-	
2) 65/255	15 m	5 cm	Oxido	4 m	Ligeramente rugoso	Mojado
3) 88/332	20 m	10 cm	Nula	2 m	Ligeramente rugoso	Mojado

- 2- Resistencia a compresión simple de 80 MPa
 $RQD = 85\%$
 Talud $68^{\circ}/262^{\circ}$
 $\gamma = 2.7 t/m^3$
 Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m
 Método de excavación: precorte
 Tipo de rotura: plana

Familias	Espaciamiento	Condición de discontinuidades	Agua	Orientación de discontinuidades
1) 82/120	0.6 m	Ligeramente rugosas	Mojado	Regular
2) 54/136	4 m	Rugosa	Húmedo	Regular
3) 48/252	1 m	Superficie pulida	Húmedo	Muy desfavorable

- 3- Carga puntual igual a 3.3 MPa
 $RQD = 75\%$
 Talud $50^\circ/339^\circ$
 $\gamma = 2.9 \text{ t/m}^3$
 Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m
 Método de excavación: voladura regular
 Tipo de rotura: plana

Familias	Espaciamiento	Condición de discontinuidades	Agua	Orientación de discontinuidades
1) 30/60	2 m	Cerrada	Seco	Favorable
2) 80/210	30 cm	Relleno/arcilla	Húmedo	Muy favorable
3) 60/115	8 m	Relleno/calcita	Seco	Muy favorable

- 4- Resistencia a compresión simple de 90 MPa
 $RQD = 45\%$
 Talud $72^\circ/249^\circ$
 $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$
 Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m
 Método de excavación: precorte
 Tipo de rotura: plana y por vuelco

Familias	Espaciamiento	Continuidad	Abertura	Rugosidad/Relleno	Agua	Orientación de discontinuidades
1) 20/140	1 m	>20 m	0.25-0.5 mm	Ondulada rugosa/arcilloso	Húmedo	Muy favorable
2) 20/315	60 cm	>20 m	0.25-0.5 mm	Ondulada rugosa/arcilloso	Húmedo	Favorable
3) 55/310	30 cm	1-3 m	2.5-10 mm	Plana/arenoso	Húmedo	Regular

- 5- Resistencia a compresión simple 160 MPa
 $RQD = 65\%$
 Talud $74^\circ/80^\circ$
 $\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$
 Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m
 Método de excavación: voladura suave
 Tipo de rotura: por vuelco

Familias	Espaciamiento	Abertura	Rugosidad	Agua	Orientación de discontinuidades
1) 70/170	2 m	10 mm	Ligeramente rugosas	Húmedo	Muy favorable
2) 77/277	1.5 m	>10 m	Superficies pulidas	Mojado	Favorable
3) 40/250	1 m	cerrada	-	Seco	Muy favorable

Determinación Índice Q

Calcular el valor de Q, correlación para RMR, Ancho o luz máxima, Carga de roca (P), longitud de anclaje, módulo de deformación y Excavabilidad para los siguientes macizos rocoso de acuerdo a la familia más desfavorable para el túnel:

- 1- $RQD = 78\%$
 Proyección del túnel $0^\circ \text{ al } NW55^\circ$
 Dirección de excavación NW→SE
 Diámetro $D = 10 \text{ m}$, Túnel carretero

Familias	Espaciamiento	Apertura	Alteración	Rugosidad	Agua	SRF
1) 50/141	5 m	2 cm	Arcilla	Ligeramente rugosas, onduladas. Contacto en las paredes	Mojado. Presión mediana.	Esfuerzo bajo cerca de la superficie
2) 65/255	4 m	5 cm	Oxido			
3) 88/332	2 m	10 cm	Nula			

- 2- $RQD = 85\%$
 Proyección del túnel $N - S$
 Dirección de excavación N→S
 Diámetro $D = 8 \text{ m}$, Túnel de ferrocarril mayor.

Familias	Espaciamiento	Rugosidad	Alteración	Esfuerzos	Agua
1) 82/120	0.6 m	Superficies pulidas	Relleno soldado e impermeable	Roca competente, esfuerzo mediano	Seco
2) 54/136	4 m				

3- $RQD = 75\%$

Proyección del túnel 12° al $NE80^\circ$

Diámetro $D = 5$ m, Excavación minera permanente.

Familias	Espaciamiento	Rugosidad	Alteración	Agua	Frecuencia	Esfuerzos
1) 80/210	2 m	Juntas discontinuas	Inalteradas	Húmedo	8 m	Roca competente. Esfuerzo mediano
2) 30/60	30 cm	Superficies pulidas	Minerales arcillosos blandos (contacto en las paredes)	Infiltración media	3 m	
3) 60/115	6 m					

4- $RQD = 45\%$

Proyección del túnel 45° al $NE45^\circ$

Diámetro $D = 3$ m, Túnel hidroeléctrico

Familia	Espaciamiento	Rugosidad	Frecuencia	Alteración	Agua	SRF
1) 20/140	1 m	Lisas y planas (contacto en las paredes)	2 m	Minerales arcillosos, consolidación media (<10 [cm] de desplazamiento)	Infiltración media	Zona de debilidad con arcilla, excavación <50 m
2) 20/315	1.6 m		1.3 m			
3) 55/310	3 m					

5- $RQD = 65\%$

Proyección del túnel 0° al $NE35^\circ$

Dirección de excavación SW→NE

Diámetro $D = 20$ [m], casa de máquinas

Familia	Espaciamiento	Abertura	Rugosidad	Alteración	Esfuerzos	Agua
1) 70/170	2 m	10 mm	Superficies pulidas	Partículas arenosas libre de arcillas	Bajo, cerca de la superficie	Poca infiltración
2) 77/277	1.5 m	>10 mm				
3) 40/250	1 m	cerrada	-	-	-	-

Solución de ejercicios

Clasificación de suelos

- 1) $LL = 28.8\%$ $LP = 16.7\%$
 $IP_A = 0.73 (28.8\% - 20) = 6.42\%$
 $IP_S = 28.8\% - 16.7\% = 12.10\%$
 $IP_S > IP_A$ **CL**
- 2) $LL = 24.7\%$ $LP = 19.2\%$
 $IP_A = 0.73 (24.7\% - 20) = 3.4\%$
 $IP_S = 24.7\% - 19.2\% = 5.5\%$
 $IP_S > IP_A$ **CL-ML**
- 3) $LL = 49.4\%$ $LP = 28.7\%$
 $IP_A = 0.73 (49.4\% - 20) = 21.46\%$
 $IP_S = 49.4\% - 28.7\% = 20.7\%$
 $IP_S < IP_A$ **ML**
- 4) $LL = 35.2\%$ $LP = 27.0\%$
 $IP_A = 0.73 (35.2\% - 20) = 11\%$
 $IP_S = 35.2\% - 27.0\% = 8.2\%$
 $IP_S < IP_A$ **ML**
- 5) $LL = 67.9\%$ $LP = 46.0\%$
 $IP_A = 0.73 (67.9\% - 20) = 34.9\%$
 $IP_S = 67.9\% - 46.0\% = 21.9\%$
 $IP_S < IP_A$ **MH**
- 6) $LL = 28.5\%$ $LP = 19.9\%$
 $IP_A = 0.73 (28.5\% - 20) = 6.2\%$
 $IP_S = 28.5\% - 19.9\% = 8.6\%$
 $IP_S > IP_A$ **CL**
- 7) $LL = 34.9\%$ $LP = 25.3\%$
 $IP_A = 0.73 (34.9\% - 20) = 10.87\%$
 $IP_S = 34.9\% - 25.3\% = 9.6\%$
 $IP_S < IP_A$ **ML**
- 8) $LL = 56.2\%$ $LP = 25.0\%$
 $IP_A = 0.73 (56.2\% - 20) = 26.4\%$
 $IP_S = 56.2\% - 25.0\% = 31.2\%$
 $IP_S > IP_A$ **CH**
- 9) $LL = 49.2\%$ $LP = 21.4\%$
 $IP_A = 0.73 (49.2\% - 20) = 21.3\%$
 $IP_S = 49.2\% - 21.4\% = 27.8\%$
 $IP_S > IP_A$ **CL**
- 10) $LL = 62.0\%$ $LP = 58.7\%$
 $IP_A = 0.73 (62.0\% - 20) = 30.6\%$
 $IP_S = 62.0\% - 58.7\% = 3.3\%$
 $IP_S < IP_A$ **MH**
- 11) $LL = 24.7\%$ $LP = 20.2\%$
 $IP_A = 0.73 (24.7\% - 20) = 3.4\%$
 $IP_S = 24.7\% - 20.2\% = 4.5\%$
 $IP_S > IP_A$ **CL-ML**
- 12) $LL = 78.8\%$ $LP = 33.6\%$
 $IP_A = 0.73 (78.8\% - 20) = 42.9\%$
 $IP_S = 78.8\% - 33.6\% = 45.2\%$
 $IP_S > IP_A$ **CH**
- 13) $LL = 73.7\%$ $LP = 56.9\%$
 $IP_A = 0.73 (73.7\% - 20) = 39.2\%$
 $IP_S = 73.7\% - 56.9\% = 16.8\%$
 $IP_S < IP_A$ **MH**
- 14) $LL = 81.6\%$ $LP = 61.36\%$
 $IP_A = 0.73 (81.6\% - 20) = 44.9\%$
 $IP_S = 81.6\% - 61.36\% = 20.24\%$
 $IP_S < IP_A$ **MH**
- 15) $LL = 31.0\%$ $LP = 21.64\%$
 $IP_A = 0.73 (31.0\% - 20) = 8.03\%$
 $IP_S = 31.0\% - 21.4\% = 9.36\%$
 $IP_S > IP_A$ **CL**
- 16) $LL = 23.9\%$ $LP = 18.6\%$
 $IP_A = 0.73 (23.9\% - 20) = 2.84\%$
 $IP_S = 23.9\% - 18.6\% = 5.3\%$
 $IP_S > IP_A$ **CL - ML**

$$\begin{aligned}
 17) \quad & LL = 50.4 \% \quad LP = 35.0 \% \\
 & IP_A = 0.73 (50.4 \% - 20) = 22.19 \% \\
 & IP_S = 50.4 \% - 35.0 \% = 15.4 \% \\
 & IP_S < IP_A \quad \text{MH}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 19) \quad & LL = 30.2 \% \quad LP = 17.5 \% \\
 & IP_A = 0.73 (30.2 \% - 20) = 7.4 \% \\
 & IP_S = 30.2 \% - 17.5 \% = 12.7 \% \\
 & IP_S > IP_A \quad \text{CL}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 18) \quad & LL = 57.1 \% \quad LP = 23.3 \% \\
 & IP_A = 0.73 (57.1 \% - 20) = 27 \% \\
 & IP_S = 57.1 \% - 23.3 \% = 33.8 \% \\
 & IP_S > IP_A \quad \text{CH}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 20) \quad & LL = 36.6 \% \quad LP = 28.23 \% \\
 & IP_A = 0.73 (36.6 \% - 20) = 12.1 \% \\
 & IP_S = 36.6 \% - 28.23 \% = 8.37 \% \\
 & IP_S > IP_A \quad \text{ML}
 \end{aligned}$$

Presión de poro y esfuerzos en un suelo

Solución ejercicio 1

El punto O se sitúa a la altura que alcanzaría el agua en un piezómetro de tubo abierto situado en A.

$$\begin{aligned}
 h_O &= h_A \\
 h_O &= z_O + u_O/\gamma_w = z_O = 19 \text{ m} \\
 u_A &= \gamma_w (z_O - z_A) = 9.81 \text{ kN/m}^3 (19 \text{ m} - 0 \text{ m}) = 186.39 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Para obtener la presión de agua en el límite Arena-Lutita se toman los puntos R y L. Las condiciones son hidrostáticas, por tanto, $h_R = h_L$

$$\begin{aligned}
 h_R &= z_R + u_R/\gamma_w = 12 \text{ m} \\
 u_L &= \gamma_w (z_R - z_L) = 9.81 \text{ kN/m}^3 (12 \text{ m} - 5 \text{ m}) = 68.67 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Solución ejercicio 2

Esfuerzo vertical total

Punto S; al encontrarse en la superficie el valor será igual a 0

$$\sigma_v^S = 0$$

Punto R

$$\sigma_v^R = \gamma_A^1 z_R = 15.5 \text{ kN/m}^3 (3 \text{ m}) = 46.5 \text{ kPa}$$

Punto L

$$\sigma_v^L = \sigma_v^R + \gamma_A^2 (z_L - z_R) = 46.5 \text{ kPa} + 16.8 \text{ kN/m}^3 (10 \text{ m} - 3 \text{ m}) = 164.1 \text{ kPa}$$

Punto A

$$\sigma_v^A = \sigma_v^L + \gamma_L (z_A - z_L) = 164.1 \text{ kPa} + 17.2 \text{ kN/m}^3 (15 \text{ m} - 10 \text{ m}) = 250.1 \text{ kPa}$$

Presión de poro

$$\begin{aligned}
 u_S &= 0 \text{ (presión atmosférica)} \\
 u_R &= 0 \text{ (NF a presión atmosférica)} \\
 u_L &= \gamma_w (z_L - z_R) = 10 \text{ kN/m}^3 (10 \text{ m} - 3 \text{ m}) = 70 \text{ kPa} \\
 u_A &= \gamma_w (z_A - z_R) = 10 \text{ kN/m}^3 (15 \text{ m} - 3 \text{ m}) = 120 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Esfuerzo efectivo

$$\begin{aligned}\sigma_v'^S &= \sigma_v^S - u_S = 0 \\ \sigma_v'^R &= \sigma_v^R - u_R = 46.5 \text{ kPa} - 0 = 46.5 \text{ kPa} \\ \sigma_v'^L &= \sigma_v^L - u_L = 164.1 \text{ kPa} - 70 \text{ kPa} = 94.1 \text{ kPa} \\ \sigma_v'^A &= \sigma_v^A - u_A = 250.1 \text{ kPa} - 120 = 130.1 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Solución ejercicio 3

Esfuerzo vertical total

Punto S

$$\sigma_v^S = 0$$

Punto A

$$\sigma_v^A = \gamma_A z_A = (18.2 \text{ kN/m}^3)(0.5 \text{ m}) = 9.1 \text{ kPa}$$

Punto B

$$\sigma_v^B = \sigma_v^A + \gamma_R(z_B - z_A) = 9.1 \text{ kPa} + (20 \text{ kN/m}^3)(3.5 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) = 69.1 \text{ kPa}$$

Punto C

$$\sigma_v^C = \sigma_v^B + \gamma_g^1(z_C - z_B) = 69.1 \text{ kPa} + (21.5 \text{ kN/m}^3)(4 \text{ m} - 3.5 \text{ m}) = 79.85 \text{ kPa}$$

Punto D

$$\sigma_v^D = \sigma_v^C + \gamma_g^2(z_D - z_C) = 79.85 \text{ kPa} + (24.3 \text{ kN/m}^3)(8.5 \text{ m} - 4 \text{ m}) = 189.2 \text{ kPa}$$

Punto E

$$\sigma_v^E = \sigma_v^D + \gamma_L(z_E - z_D) = 189.2 \text{ kPa} + (26 \text{ kN/m}^3)(10.5 \text{ m} - 8.5 \text{ m}) = 241.2 \text{ kPa}$$

Presión de poro

En los puntos S, A, B y C la presión es igual a 0

Punto D

$$u_D = \gamma_w(z_D - z_C) = 10 \text{ kN/m}^3(8.5 \text{ m} - 4 \text{ m}) = 45 \text{ kPa}$$

Punto E

$$u_E = \gamma_w(z_E - z_C) = 10[\text{kN/m}^3](10.5 \text{ m} - 4 \text{ m}) = 65 \text{ kPa}$$

Esfuerzo efectivo

Punto S

$$\sigma_v'^S = \sigma_v^S - u_S = 0$$

Punto A

$$\sigma_v'^A = \sigma_v^A - u_A = 9.1 \text{ kPa} - 0 = 9.1 \text{ kPa}$$

Punto B

$$\sigma_v'^B = \sigma_v^B - u_B = 69.1 \text{ kPa} - 0 = 69.1 \text{ kPa}$$

Punto C

$$\sigma_v'^C = \sigma_v^C - u_C = 79.85 \text{ kPa} - 0 = 79.85 \text{ kPa}$$

Punto D

$$\sigma_v'^D = \sigma_v^D - u_D = 189.2 \text{ kPa} - 45 \text{ kPa} = 144.2 \text{ kPa}$$

Punto E

$$\sigma_v'^E = \sigma_v^E - u_E = 241.2 \text{ kPa} - 65 \text{ kPa} = 176.2 \text{ kPa}$$

Solución ejercicio 4

Presión de poro

Punto A

$$u_A = \gamma_w z_A = 9.807 \text{ kN/m}^3 (5.5 \text{ m}) = 53.93 \text{ kPa}$$

Punto P

$$u_P = \gamma_w z_P = 9.807 \text{ kN/m}^3 (8 \text{ m}) = 78.45 \text{ kPa}$$

Punto I

$$u_I = \gamma_w z_I = 9.807 \text{ kN/m}^3 (15.4 \text{ m}) = 151.02 \text{ kPa}$$

Esfuerzo vertical total

$$\sigma_v^A = 130.9 \text{ kN/m}^2$$

Punto P

$$\sigma_v^P = \sigma_v^A + \gamma_P(z_P - z_A) = 130.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 24.7 \text{ kN/m}^3 (8 \text{ m} - 5.5 \text{ m}) = 192.65 \text{ kPa}$$

Punto I

$$\begin{aligned} \sigma_v^I &= \sigma_v^P + \gamma_I(z_I - z_P) = 192.65 \text{ kN/m}^2 + 24.6 \text{ kN/m}^3 (15.4 \text{ m} - 8 \text{ m}) \\ &= 374.69 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Esfuerzo efectivo

Punto A

$$\sigma_v'^A = \sigma_v^A - u_A = 130.9 \text{ kPa} - 53.93 \text{ kPa} = 76.97 \text{ kPa}$$

Punto P

$$\sigma_v'^P = \sigma_v^P - u_P = 192.65 \text{ kPa} - 78.45 \text{ kPa} = 114.2 \text{ kPa}$$

Punto I

$$\sigma_v'^I = \sigma_v^I - u_I = 374.69 \text{ kPa} - 151.02 \text{ kPa} = 223.67 \text{ kPa}$$

Solución ejercicio 5

Presión de poro

$$u_B = 66.7 \text{ kN/m}^2$$

$$u_D = 137.3 \text{ kN/m}^2$$

Punto A

$$u_A = \gamma_w z_A = 9.81 \text{ kN/m}^3 (0 \text{ m}) = 0 \text{ kPa}$$

Punto C

$$u_C = \gamma_w z_C = 9.81 \text{ kN/m}^3 (8.3 \text{ m}) = 81.4 \text{ kPa}$$

Punto E

$$u_E = \gamma_w z_E = 9.81 \text{ kN/m}^3 (23.3 \text{ m}) = 228.57 \text{ kPa}$$

Punto F

$$u_F = \gamma_w z_F = 9.81 \text{ kN/m}^3 (25 \text{ m}) = 245.25 \text{ kPa}$$

La profundidad de B y D se obtiene despejando z de la presión de poro de dichos puntos, la ecuación es la siguiente:

$$u = \gamma_w z$$

Por tanto:

$$z = u/\gamma_w$$

Profundidad de B:

$$z_B = u_B/\gamma_w = \frac{66.7 \text{ kN/m}^2}{9.81 \text{ kN/m}^3} = 6.8 \text{ m}$$

Profundidad de D:

$$z_D = u_D/\gamma_w = \frac{137.3 \text{ kN/m}^2}{9.81 \text{ kN/m}^3} = 14 \text{ m}$$

Esfuerzo vertical total

Punto A

$$\sigma_v^A = 0$$

Punto B

$$\sigma_v^B = \gamma_s z_B = 21 \text{ kN/m}^3 (6.8 \text{ m}) = 142.8 \text{ kPa}$$

Punto C

$$\sigma_v^C = \gamma_s z_C = 21 \text{ kN/m}^3 (8.3 \text{ m}) = 174.3 \text{ kPa}$$

Punto D

$$\sigma_v^D = \gamma_s z_D = 21 \text{ kN/m}^3 (14 \text{ m}) = 294 \text{ kPa}$$

Punto E

$$\sigma_v^E = \gamma_s z_E = 21 \text{ kN/m}^3 (23.3 \text{ m}) = 489.3 \text{ kPa}$$

Punto F

$$\sigma_v^F = \gamma_s z_F = 21 \text{ kN/m}^3 (25 \text{ m}) = 525 \text{ kPa}$$

Esfuerzo efectivo

Punto A

$$\sigma_v'^A = 0$$

Punto B

$$\sigma_v'^B = \sigma_v^B - u_B = 142.8 \text{ kPa} - 66.7 \text{ kPa} = 76.1 \text{ kPa}$$

Punto C

$$\sigma_v'^C = \sigma_v^C - u_C = 174.3 \text{ kPa} - 81.4 \text{ kPa} = 92.9 \text{ kPa}$$

Punto D

$$\sigma_v'^D = \sigma_v^D - u_D = 294 \text{ kPa} - 137.3 \text{ kPa} = 156.7 \text{ kPa}$$

Punto E

$$\sigma_v'^E = \sigma_v^E - u_E = 489.3 \text{ kPa} - 228.57 \text{ kPa} = 260.73 \text{ kPa}$$

Punto F

$$\sigma_v'^F = \sigma_v^F - u_F = 525 \text{ kPa} - 245.25 \text{ kPa} = 279.75 \text{ kPa}$$

Solución ejercicio 6

Presión de poro

$$u = \sigma_v - \sigma_v'$$

Punto S

$$u_S = \sigma_v^S - \sigma_v'^S = 0$$

Punto A

$$u_A = \sigma_v^A - \sigma_v'^A = 96 \text{ kN/m}^2 - 56 \text{ kN/m}^2 = 40 \text{ kPa}$$

Punto B

$$u_B = \sigma_v^B - \sigma_v'^B = 168 \text{ kN/m}^2 - 98 \text{ kN/m}^2 = 70 \text{ kPa}$$

Punto C

$$u_C = \sigma_v^C - \sigma_v'^C = 336 \text{ kN/m}^2 - 196 \text{ kN/m}^2 = 140 \text{ kPa}$$

Solución ejercicio 7

Es necesario conocer la presión de poro para obtener el esfuerzo efectivo de cada punto.

Presión de poro

La presión en el punto A es igual a cero debido se ubica sobre el nivel freático.

Punto B

$$u_B = \gamma_w(z_B - z_A) = 9.81 \text{ kN/m}^3 (7.2 \text{ m} - 2 \text{ m}) = 51.012 \text{ kPa}$$

Esfuerzo vertical total

Punto A

$$\sigma_v^A = \gamma_s^1 z_A = 20.50 \text{ kN/m}^3 (2 \text{ m}) = 41 \text{ kPa}$$

Punto B

$$\sigma_v^B = \sigma_v^A + \gamma_s^2(z_B - z_A) = 41 \text{ kPa} + 21.93 \text{ kN/m}^3 (7.2 \text{ m} - 2 \text{ m}) = 155.036 \text{ kPa}$$

Esfuerzo efectivo

Punto A

$$\sigma_v'^A = \sigma_v^A - u_A = 41 \text{ kPa} - 0 = 41 \text{ kPa}$$

Punto B

$$\sigma_v'^B = \sigma_v^B - u_B = 155.036 \text{ kPa} - 51.012 \text{ kPa} = 104.024 \text{ kPa}$$

Solución ejercicio 8

Para calcular el esfuerzo vertical total en B es necesario obtener el valor de esfuerzo en los puntos F y A.

Punto F.

Al encontrarse sobre el NF se toma el valor de $\gamma_A^1 = 40 \text{ lb}/\text{ft}^3$

$$\sigma_v^F = \gamma_A^1 z_A = 40 \text{ lb}/\text{ft}^3 (5 \text{ ft}) = 200 \text{ lb}/\text{ft}^2$$

Punto A.

Para este punto debe considerarse $\gamma_A^2 = 45 \text{ lb}/\text{ft}^3$

$$\sigma_v^A = \sigma_v^F + \gamma_A^2 (z_A - z_F) = 200 \text{ lb}/\text{ft}^2 + 45 \text{ lb}/\text{ft}^3 (25 \text{ ft} - 5 \text{ ft}) = 1100 \text{ lb}/\text{ft}^2$$

Punto B

$$\sigma_v^B = \sigma_v^A + \gamma_L (z_B - z_A) = 1100 \text{ lb}/\text{ft}^2 + 127 \text{ lb}/\text{ft}^3 (31 \text{ ft} - 25 \text{ ft}) = 1862 \text{ lb}/\text{ft}^2$$

Solución ejercicio 9

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN}/\text{m}^3$$

Arena con limo

$$\gamma_s = 19.04 \text{ kN}/\text{m}^3$$

Arena fina

$$\gamma_A = 21.37 \text{ kN}/\text{m}^3$$

Arena fina (saturada)

$$\gamma_{A(\text{sat})} = 20.227 \text{ kN}/\text{m}^3$$

Arcilla

$$\gamma_C = 18.38 \text{ kN}/\text{m}^3$$

Esfuerzo vertical total y presión de poro

$Z_1=1.5 \text{ m}$

$$\sigma_v^{z_1} = \gamma_s z_1 = 19.04 \text{ kN}/\text{m}^3 (1.5 \text{ m}) = 28.56 \text{ kPa}$$

$$u_{z_1} = 0$$

$Z_2=3.5 \text{ m}$

$$\sigma_v^{z_2} = \sigma_v^{z_1} + \gamma_A (z_2 - z_1) = 28.56 \text{ kPa} + 21.37 \text{ kN}/\text{m}^3 (3.5 \text{ m} - 1.5 \text{ m}) = 71.3 \text{ kPa}$$

$$u_{z_2} = 0$$

$Z_3=4 \text{ m}$

$$\sigma_v^{z_3} = \sigma_v^{z_1} + \gamma_{A(\text{sat})} (z_3 - z_1) = 28.56 \text{ kPa} + 21.37 \text{ kN}/\text{m}^3 (4 \text{ m} - 1.5 \text{ m}) = 81.98 \text{ kPa}$$

$$u_{z_3} = 0$$

$Z_4=6.2 \text{ [m]}$

$$\begin{aligned} \sigma_v^{z_4} &= \sigma_v^{z_3} + \gamma_{A(\text{sat})} (z_4 - z_3) = 81.98 \text{ kPa} + 20.227 \text{ kN}/\text{m}^3 (6.2 \text{ m} - 4 \text{ m}) \\ &= 126.4794 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$u_{z_4} = \gamma_w (z_4 - z_3) = 9.81 \text{ kN}/\text{m}^3 (6.2 \text{ m} - 4 \text{ m}) = 21.58 \text{ kPa}$$

Solución ejercicio 10

Esfuerzos efectivos

$Z_1=1.5 \text{ m}$

$$\sigma_v'^{z_1} = \sigma_v^{z_1} - u_1 = 28.56 \text{ kPa} - 0 = 28.56 \text{ kPa}$$

$$Z_2=3.5 \text{ m}$$

$$\sigma_v'^{Z_2} = \sigma_v^{Z_2} - u_2 = 71.3 \text{ kPa} - 0 = 71.3 \text{ kPa}$$

$$Z_3=4 \text{ m}$$

$$\sigma_v'^{Z_3} = \sigma_v^{Z_3} - u_3 = 81.98 \text{ kPa} - 0 = 81.98 \text{ kPa}$$

$$Z_4=6.2 \text{ m}$$

$$\sigma_v'^{Z_4} = \sigma_v^{Z_4} - u_4 = 126.4794 \text{ kPa} - 21.58 \text{ kPa} = 104.89 \text{ kPa}$$

Para obtener la profundidad del barreno se debe usar la siguiente ecuación:

$$\sigma_v^c = \sigma_v^{Z_4} + \gamma_c(z_c - z_4)$$

Sustituyendo los valores conocidos:

$$393.95 \text{ kN/m}^2 = 126.4794 \text{ kN/m}^2 + 18.38 \text{ kN/m}^3 (z_c - 6.2 \text{ m})$$

$$393.95 \text{ kN/m}^2 = 126.4794 \text{ kN/m}^2 + 18.38 \text{ kN/m}^3 z_c - 113.956 \text{ kN/m}^2$$

$$393.95 \text{ kN/m}^2 - 126.4794 \text{ kN/m}^2 + 113.956 \text{ kN/m}^2 = 18.38 \text{ kN/m}^3 z_c$$

Despejando z_c se obtiene:

$$\frac{393.95 \text{ kN/m}^2 - 126.4794 \text{ kN/m}^2 + 113.956 \text{ kN/m}^2}{18.38 \text{ kN/m}^3} = z_c$$

$$z_c = 20.75 \text{ m}$$

Para comprobar el resultado anterior se sustituye en la ecuación de presión de poro:

$$u_c = \gamma_w(z_c - z_3) = 9.81 \text{ kN/m}^3 (20.75 \text{ m} - 4 \text{ m})$$

$$u_c = 164 [\text{kN/m}^2]$$

Determinación de esfuerzos (analítico y gráfico)

Para obtener el esfuerzo normal y cortante es posible utilizar las siguientes expresiones:

$$\sigma_n = \sigma_3 \sin^2 \theta + \sigma_1 \cos^2 \theta$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta$$

O bien

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

Para obtener el ángulo θ se aplica la ecuación:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

Solución ejercicio 1

$$\sigma_1 = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 0.40 \text{ MPa}$$

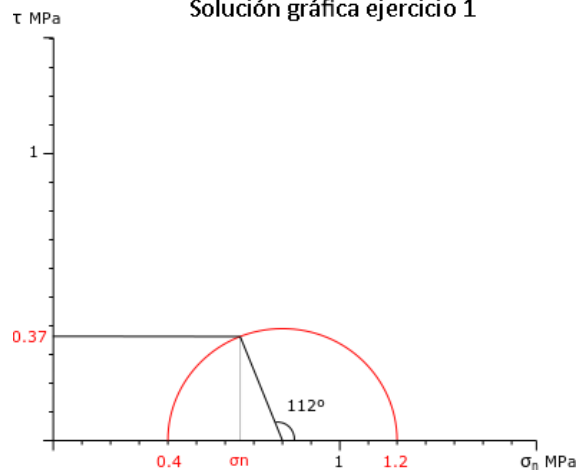
$$\varphi = 22^\circ$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 45^\circ + \frac{22^\circ}{2} = 56^\circ$$

$$\sigma_n = \sigma_3 \sin^2 \theta + \sigma_1 \cos^2 \theta = (0.40 \text{ MPa})(\sin 56^\circ)^2 + (1.20 \text{ MPa})(\cos 56^\circ)^2 = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = (1.20 \text{ MPa} - 0.40 \text{ MPa}) \sin 56^\circ \cos 56^\circ = 0.37 \text{ MPa}$$

Solución gráfica ejercicio 1



Solución ejercicio 2

$$\sigma_1 = 350 \text{ [kPa]}$$

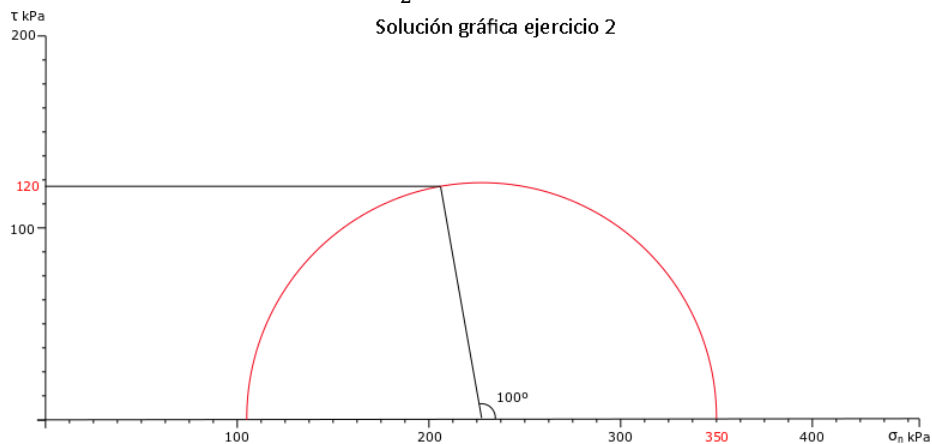
$$\sigma_3 = 105.7 \text{ kPa}$$

$$\theta = 50^\circ$$

$$\sigma_n = \frac{350 \text{ kPa} + 105.7 \text{ kPa}}{2} + \frac{350 \text{ kPa} - 105.7 \text{ kPa}}{2} \cos 2(50^\circ) = 206.6 \text{ kPa}$$

$$\tau = \frac{350 \text{ kPa} - 105.7 \text{ kPa}}{2} \sin 2(50^\circ) = 120.3 \text{ kPa}$$

Solución gráfica ejercicio 2



Solución ejercicio 3

$$\sigma_n = 203.5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = 360 \text{ kPa}$$

$$\tau = 100 \text{ kPa}$$

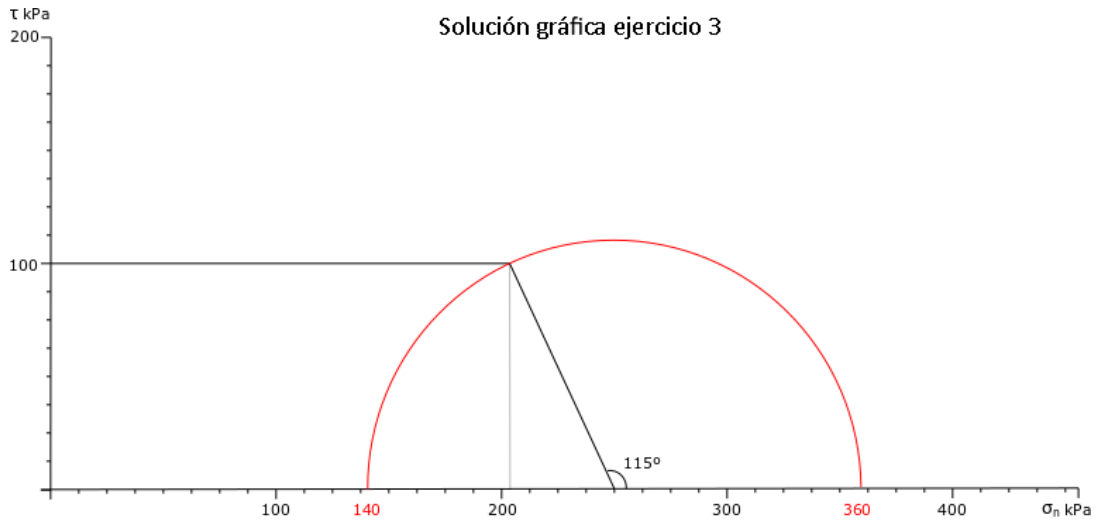
$$\varphi = 25^\circ$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 45^\circ + \frac{25^\circ}{2} = 57.5^\circ$$

Para conocer σ_3 se debe despejar de la ecuación de σ_n :

$$\sigma_n = \sigma_3 \sin^2 \theta + \sigma_1 \cos^2 \theta$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_n - \sigma_1 \cos^2 \theta}{\sin^2 \theta} = \frac{203.5 \text{ kPa} - (360 \text{ kPa})(\cos 57.5^\circ)^2}{(\sin 57.5^\circ)^2} = 139.98 \text{ kPa}$$



Solución ejercicio 4

σ_1 Se obtiene despejando la siguiente ecuación:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 310 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = 310 \text{ kPa} + \sigma_3$$

$$\sigma_3 = 180 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = 310 \text{ kPa} + 180 \text{ kPa} = 490 \text{ kPa}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$\sigma_n = \frac{490 \text{ kPa} + 180 \text{ kPa}}{2} + \frac{490 \text{ kPa} - 180 \text{ kPa}}{2} \cos 2(60^\circ) = 257.5 \text{ kPa}$$

$$\tau = \frac{490 \text{ kPa} - 180 \text{ kPa}}{2} \sin 2(60^\circ) = 134.2 \text{ kPa}$$

Solución gráfica ejercicio 4



Solución ejercicio 5

$$\sigma_1 = 12.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 4.41 \text{ MPa}$$

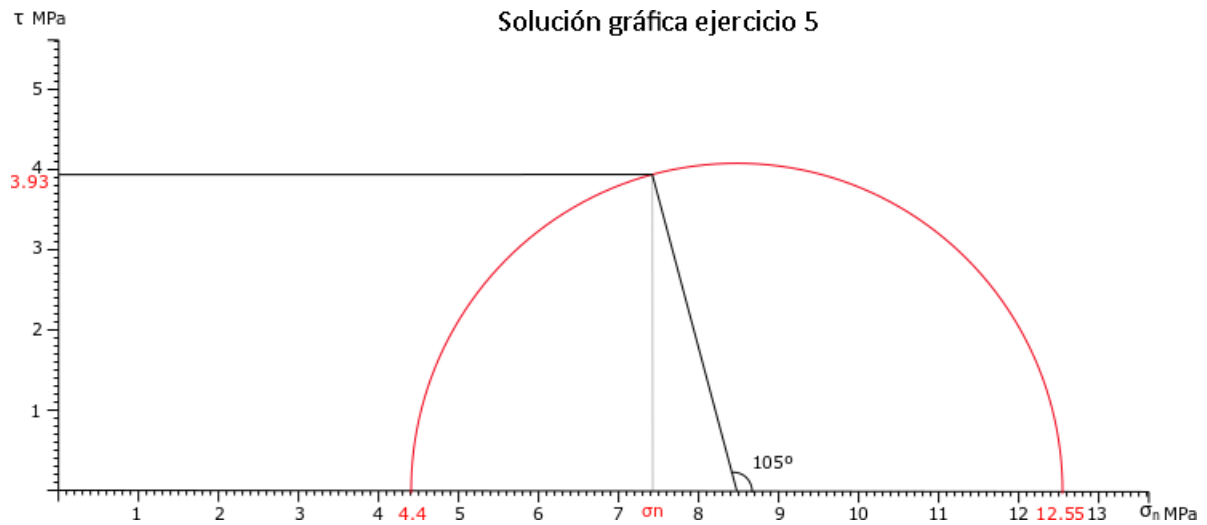
$$\varphi = 15^\circ$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 45^\circ + \frac{15^\circ}{2} = 52.5^\circ$$

$$\sigma_n = \frac{12.55 \text{ MPa} + 4.41 \text{ MPa}}{2} + \frac{12.55 \text{ MPa} - 4.41 \text{ MPa}}{2} \cos 2(52.5^\circ) = 7.42 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{12.55 \text{ MPa} - 4.41 \text{ MPa}}{2} \sin 2(52.5^\circ) = 3.93 \text{ MPa}$$

Solución gráfica ejercicio 5



Solución ejercicio 6

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 10.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 16.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 7.45 \text{ MPa}$$

Los resultados obtenidos gráficamente son:

$$\sigma_3 = 5.5 \text{ MPa}$$

$$\theta = 65^\circ$$

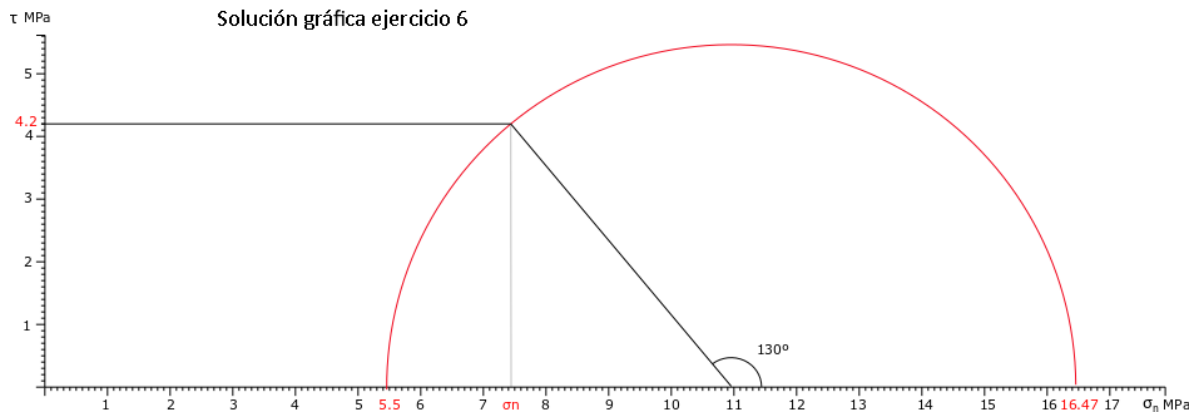
El valor σ_3 también puede despejarse de la ecuación de centro del Círculo de Mohr:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 10.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 2(10.98 \text{ MPa}) - \sigma_1 = 2(10.98 \text{ MPa}) - 16.47 \text{ MPa} = 5.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = \frac{16.47 \text{ MPa} + 5.5 \text{ MPa}}{2} + \frac{16.47 \text{ MPa} - 5.5 \text{ MPa}}{2} \cos 2(65^\circ) = 7.45 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{16.47 \text{ MPa} - 5.5 \text{ MPa}}{2} \sin 2(65^\circ) = 4.20 \text{ MPa}$$



Solución ejercicio 7

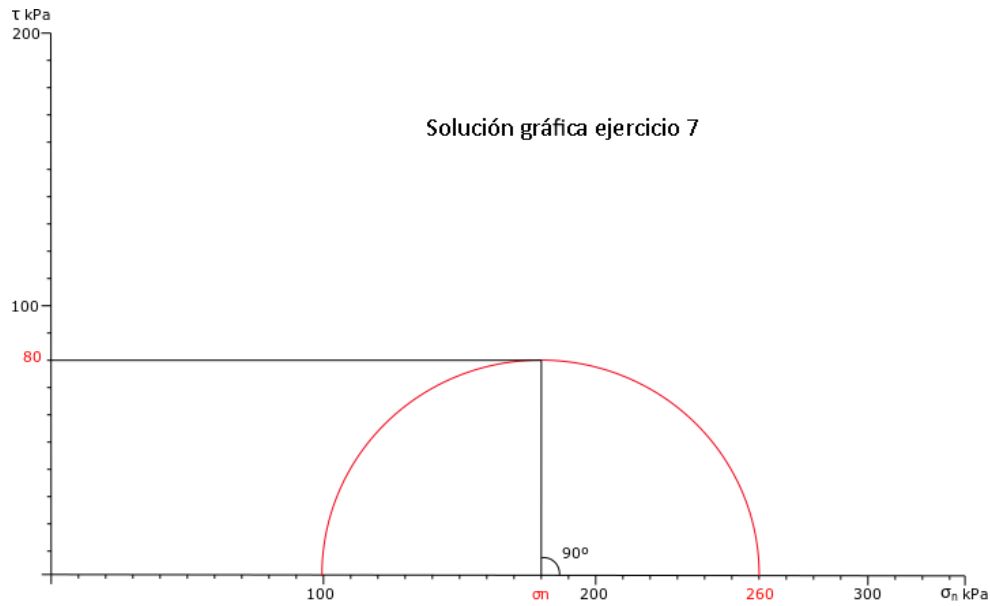
$$\sigma_1 = 260 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\sigma_n = \sigma_3 \sin^2 \theta + \sigma_1 \cos^2 \theta = (100 \text{ kPa})(\sin 45^\circ)^2 + (260 \text{ kPa})(\cos 45^\circ)^2 = 180 \text{ kPa}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = (260 \text{ kPa} - 100 \text{ kPa}) \sin 45^\circ \cos 45^\circ = 80 \text{ kPa}$$



Solución ejercicio 8

$$\sigma_1 = 0.83 \text{ MPa}$$

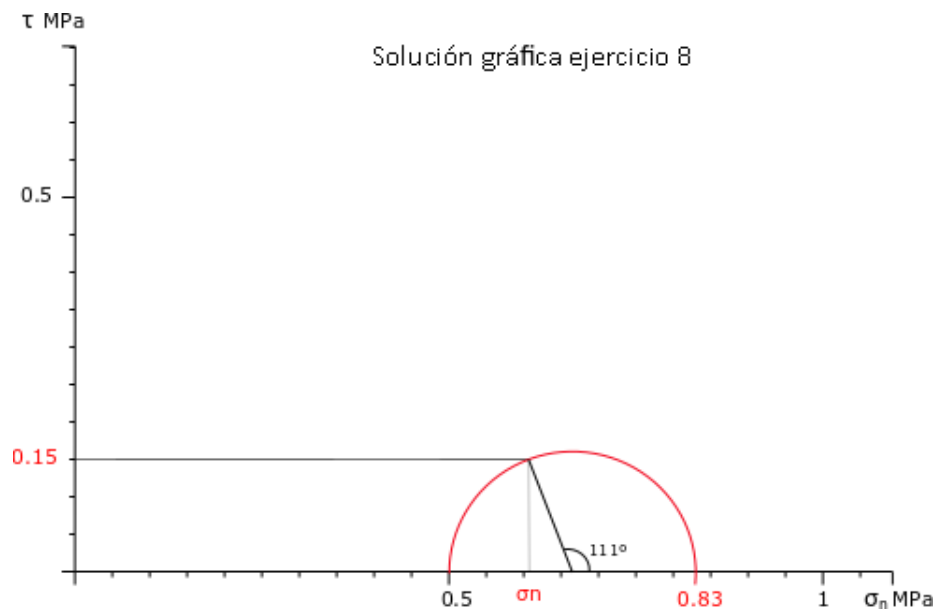
$$\sigma_3 = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\varphi = 21^\circ$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 45^\circ + \frac{21^\circ}{2} = 55.5^\circ$$

$$\sigma_n = \sigma_3 \sin^2 \theta + \sigma_1 \cos^2 \theta = (0.5 \text{ MPa})(\sin 55.5^\circ)^2 + (0.83 \text{ MPa})(\cos 55.5^\circ)^2 = 0.605 \text{ MPa}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = (0.83 \text{ MPa} - 0.5 \text{ MPa}) \sin 55.5^\circ \cos 55.5^\circ = 0.154 \text{ MPa}$$



Solución ejercicio 9

$$\sigma_3 = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.35 \text{ MPa}$$

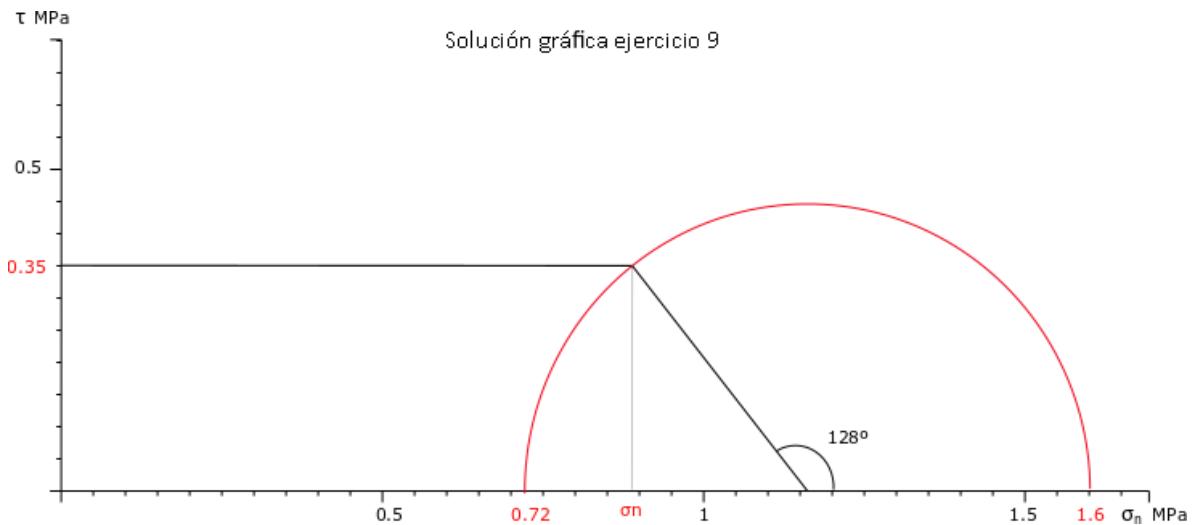
$$\theta = 64^\circ$$

Se despeja σ_1 de la ecuación de σ_n :

$$\sigma_n = \sigma_3 \sin^2 \theta + \sigma_1 \cos^2 \theta$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_n - \sigma_3 \sin^2 \theta}{\cos^2 \theta} = \frac{0.89 \text{ MPa} - (0.72 \text{ MPa})(\sin 64^\circ)^2}{(\cos 64^\circ)^2} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = (1.60 \text{ MPa} - 0.72 \text{ MPa}) \sin 64^\circ \cos 64^\circ = 0.35 \text{ MPa}$$



Solución ejercicio 10

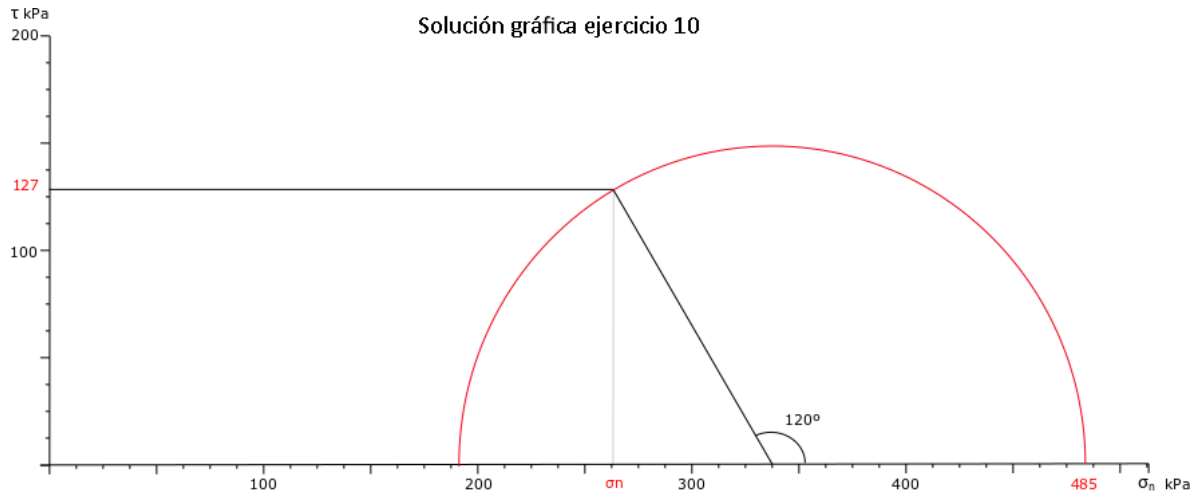
$$\sigma_1 = 485 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 190 \text{ kPa}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$\sigma_n = \frac{485 \text{ kPa} + 190 \text{ kPa}}{2} + \frac{485 \text{ kPa} - 190 \text{ kPa}}{2} \cos 2(60^\circ) = 263.75 \text{ kPa}$$

$$\tau = \frac{485 \text{ kPa} - 190 \text{ kPa}}{2} \sin 2(60^\circ) = 127.73 \text{ kPa}$$



Índice de carga puntual

Para solucionar estos ejercicios se deben emplear las siguientes ecuaciones:

$$I_s = \frac{P}{D}$$

Para muestras irregulares:

$$I_s = \frac{P}{De^2}$$

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD$$

W: anchura media de la muestra; D=distancia entre las puntas de los conos

Corrección

$$I_{s(50)} = F I_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50} \right)^{0.45}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)}$$

Solución ejercicio 1

La altura de la muestra será igual a D

$$D = 54.5 \text{ mm}$$

$$P = 5\,043 \text{ N}$$

$$w_1 = 50 \text{ mm}$$

$$w_2 = 52 \text{ mm}$$

Se obtiene De^2 , el promedio w es igual a 51 mm

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (51 \text{ mm})(54.5 \text{ mm}) = 3\,538.969315 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{5\,043 \text{ [N]}}{3\,538.969315 \text{ mm}^2} = 1.4250 \text{ N/mm}^2 = 1425000 \text{ N/m}^2 = 1.4250 \text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = FI_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 59.48923697$$

$$F = \left(\frac{59.48923697}{50}\right)^{0.45} = 1.0813$$

$$I_{s(50)} = 1.0813(1.4250 \text{ MPa}) = 1.5408 \text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (1.5408 \text{ MPa}) = 36.979 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 2

$$D = 48 \text{ mm}$$

$$P = 13\,072.92 \text{ N}$$

$$w_1 = 52 \text{ mm}$$

$$w_2 = 55 \text{ mm}$$

Se obtiene De^2 , el promedio w es igual a 53.5 mm

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (53.5 \text{ mm})(48 \text{ mm}) = 3\,269.6792 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{13\,072.92 \text{ N}}{3\,269.6792 \text{ mm}^2} = 3.9982 \text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = FI_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 57.1811$$

$$F = \left(\frac{57.1811}{50}\right)^{0.45} = 1.0622$$

$$I_{s(50)} = 1.0622(3.9982 \text{ MPa}) = 4.2472 \text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (4.2472 \text{ MPa}) = 101.9328 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 3

$$D = 50 \text{ mm}$$

$$P = 12\,963.72 \text{ N}$$

$$w = 53.5 \text{ mm}$$

Se obtiene De^2

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (53.5 \text{ mm})(50 \text{ mm}) = 3\,405.9158 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{12\,963.72 \text{ N}}{3\,405.9158 \text{ mm}^2} = 3.72696 \text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = FI_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 58.3602$$

$$F = \left(\frac{58.3602}{50}\right)^{0.45} = 1.07205$$

$$I_{s(50)} = 1.07052(3.72696 \text{ MPa}) = 3.9955 \text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (3.9955 \text{ MPa}) = 95.892 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 4

$$D = 50 \text{ mm}$$

$$P = 7\,384.92 \text{ N}$$

$$w = 50 \text{ mm}$$

Se obtiene De^2

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (50 \text{ mm})(50 \text{ mm}) = 3\,183.0989 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{7\,384.92 \text{ N}}{3\,183.0989 \text{ mm}^2} = 2.32 \text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = FI_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 56.4190$$

$$F = \left(\frac{56.4190}{50}\right)^{0.45} = 1.05586$$

$$I_{s(50)} = 1.05586(2.32 \text{ MPa}) = 2.4496 \text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (2.4496 \text{ MPa}) = 58.7904 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 5

$$D = 51 \text{ mm}$$

$$P = 990 \text{ N}$$

$$w = 51 \text{ mm}$$

Se obtiene De^2

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (51 \text{ mm})(51 \text{ mm}) = 3311.6961 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{990 \text{ N}}{3311.6961 \text{ mm}^2} = 0.2989 \text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = F I_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 57.5473$$

$$F = \left(\frac{57.5473}{50}\right)^{0.45} = 1.0653$$

$$I_{s(50)} = 1.0653(0.2989 \text{ MPa}) = 0.3184 \text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (0.3184 \text{ MPa}) = 7.6416 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 6

$$P = 10\,000 \text{ N}$$

$$w = 58 \text{ mm}$$

$$A = 36.54 \text{ cm}^2$$

Para obtener D se debe despejar del valor del área:

$$D = \frac{36.54 \text{ cm}^2}{5.8 \text{ cm}} = 6.3 \text{ cm}$$

Se obtiene De^2

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (58 \text{ mm})(63 \text{ mm}) = 4\,652.4173 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{10\,000 \text{ N}}{4\,652.4173 \text{ mm}^2} = 2.1494 \text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = FI_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 68.2086$$

$$F = \left(\frac{68.2086}{50}\right)^{0.45} = 1.1500$$

$$I_{s(50)} = 1.1500(2.1494 \text{ MPa}) = 2.4718 \text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (2.4718 \text{ MPa}) = 59.3232 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 7

$$P = 18\,000 \text{ N}$$

$$w = 52 \text{ mm}$$

$$D = 55 \text{ mm}$$

Se obtiene De^2

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (52 \text{ mm})(55 \text{ mm}) = 3\,641.4651 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{18\,000 \text{ N}}{3\,641.4651 \text{ mm}^2} = 4.9431 \text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = FI_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 60.3445$$

$$F = \left(\frac{60.3445}{50} \right)^{0.45} = 1.0883$$

$$I_{s(50)} = 1.0883(4.9431 \text{ MPa}) = 5.3796 \text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (5.3796 \text{ MPa}) = 129.1104 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 8

$$w_1 = 52 \text{ mm}$$

$$w_2 = 55 \text{ mm}$$

$$D = 57 \text{ mm}$$

$$P = 20\,350 \text{ N}$$

Se obtiene De^2 , el promedio w es igual a 54 mm

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (54 \text{ mm})(57 \text{ mm}) = 3\,919.0313 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{20\,350 \text{ N}}{3\,919.0313 \text{ mm}^2} = 5.1926 \text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = F I_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50} \right)^{0.45}$$

$$De = 62.6022$$

$$F = \left(\frac{62.6022}{50} \right)^{0.45} = 1.1064$$

$$I_{s(50)} = 1.1064(5.1926 \text{ MPa}) = 5.7451 \text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (5.7451 \text{ MPa}) = 137.8824 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 9

$$w = 57 \text{ mm}$$

$$D = 65 \text{ mm}$$

$$P = 22\,500 \text{ N}$$

Se obtiene De^2 , el promedio w es igual a 54 mm

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (57 \text{ mm})(65 \text{ mm}) = 4\,717.3525 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{22\,500\text{ N}}{4\,717.3525\text{ mm}^2} = 4.7696\text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = FI_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 68.6830$$

$$F = \left(\frac{68.6830}{50}\right)^{0.45} = 1.1536$$

$$I_{s(50)} = 1.1536(4.7696\text{ MPa}) = 5.5022\text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (5.5022\text{ MPa}) = 132.0528\text{ MPa}$$

Solución ejercicio 10

$$w = 53\text{ mm}$$

$$D = 56\text{ mm}$$

$$P = 18\,730\text{ N}$$

Se obtiene De^2

$$De^2 = \frac{4}{\pi} wD = \frac{4}{\pi} (53\text{ mm})(56\text{ mm}) = 3\,778.975\text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{P}{De^2} = \frac{18\,730\text{ N}}{3\,778.975\text{ mm}^2} = 4.9564\text{ MPa}$$

Corrección

$$I_{s(50)} = FI_s$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

$$De = 61.473$$

$$F = \left(\frac{61.473}{50}\right)^{0.45} = 1.097$$

$$I_{s(50)} = 1.097(4.9564\text{ MPa}) = 5.4372\text{ MPa}$$

Relación con la resistencia a compresión simple

$$\sigma_c = 24 I_{s(50)} = 24 (5.4372\text{ MPa}) = 130.4928\text{ MPa}$$

Deslizamiento traslacional

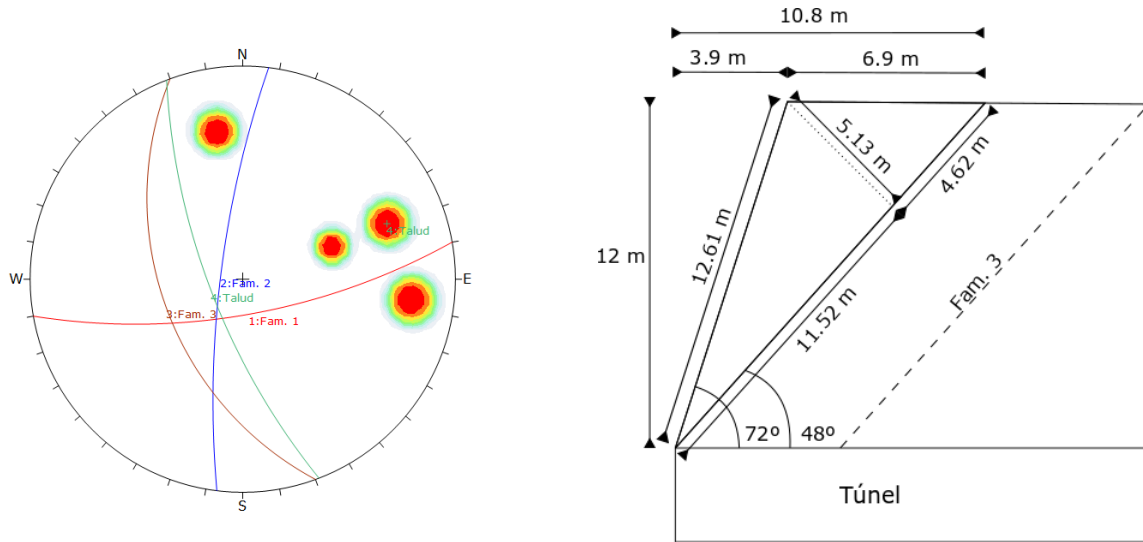
Solución ejercicio 1

Lutita

Resistencia al corte = $9.5 \times 10^4 \text{ N/m}^2$

Peso específico = $2.21 \times 10^4 \text{ N/m}^3$

longitud frontal del talud = 8 m



De acuerdo con la representación estereográfica se identifica un mecanismo de falla plana generado por la familia número 3, dicha falla ocurre por el ángulo de inclinación menor a la del talud y a favor del mismo.

El FS se obtiene a partir del área del triángulo (bloque) marcado en el esquema así como volumen y área de deslizamiento.

Para calcular el área del bloque es necesario dividirlo en dos triángulos, la suma de las dos áreas de como resultado $A = 41.35 \text{ m}^2$ (este dato puede interpretarse como el espesor); la longitud del bloque es de $l = 16.14 \text{ m}$ que al multiplicarlo por la longitud frontal (8 m) se obtiene el **área de deslizamiento** o **área por encima del plano** que es igual a 129.12 m^2 (ver esquema anterior).

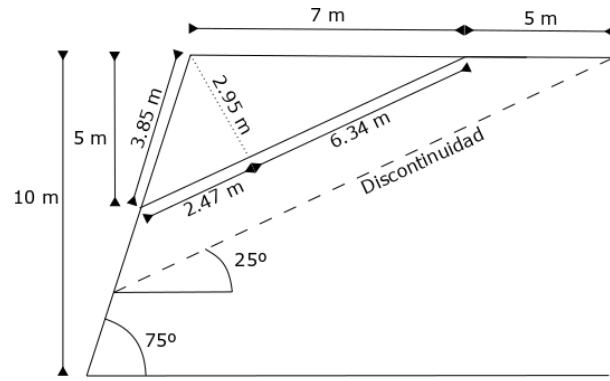
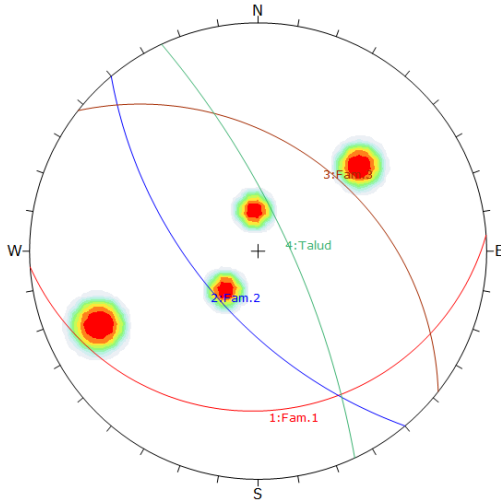
Con los cálculos anteriores y los mencionados en el enunciado se procede a obtener el FS:

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$FS = \frac{(9.5 \times 10^4 \text{ N/m}^2)(16.14 \text{ m})(41.35 \text{ m}^2)}{(129.12 \text{ m}^2)(41.35 \text{ m}^2)(2.21 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(\sin 48^\circ)} = 0.72$$

El FS es menor a la unidad por lo tanto deslizará.

Solución ejercicio 2



Granito

$$\text{Resistencia al corte} = 6.6 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 1.2 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\text{longitud frontal del talud} = 12 \text{ m}$$

El análisis estereográfico indica un mecanismo de falla por la intersección de la familia 3 y el talud.

Al igual que el ejercicio anterior, se debe obtener el área y longitud del bloque representado en el esquema.

Los resultados son los siguientes.

$$A = 12.99 \text{ m}^2$$

$$l = 8.81 \text{ m}$$

$$A_{\text{deslizamiento}} = 105.72 \text{ m}^2$$

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$FS = \frac{(6.6 \times 10^4 \text{ N/m}^2)(8.81 \text{ m})(12.99 \text{ m}^2)}{(105.72 \text{ m}^2)(12.99 \text{ m}^2)(1.2 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(\sin 25^\circ)} = 1.08$$

El FS es ligeramente mayor que 1, de manera que estrictamente, no deslizaría. Aunque es muy breve la reserva a favor.

Solución ejercicio 3

Basalto

$$\text{Resistencia al corte} = 2 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 2.7 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\text{área de deslizamiento} = 750 \text{ m}$$

$$\text{espesor unitario} = 1 \text{ m}$$

$$l = 75 \text{ m}$$

$$\theta = 30^\circ$$

En este caso sólo se sustituyen los valores en la ecuación

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor unitario})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor unitario})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$FS = \frac{(2 \times 10^5 \text{ N/m}^2)(75 \text{ m})(1 \text{ m})}{(750 \text{ m}^2)(1 \text{ m})(2.7 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(\sin 30^\circ)} = 1.48$$

$FS=1.48$, el bloque no desliza

Solución ejercicio 4

$$\text{Resistencia al corte} = 0.8 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 2.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\text{área de deslizamiento} = 150 \text{ m}^2$$

$$\text{espesor} = 1 \text{ m}$$

$$l = 15 \text{ m}$$

$$FS = 0.4511$$

En este problema es necesario despejar el ángulo θ de la ecuación de FS

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor unitario})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor unitario})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$\theta = \sin^{-1} \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor unitario})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor unitario})(\text{peso específico})(FS)}$$

$$\theta = \sin^{-1} \frac{(0.8 \times 10^5 \text{ N/m}^2)(15 \text{ m})(1 \text{ m})}{(150 \text{ m}^2)(1 \text{ m})(2.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(0.4511)} = 39^\circ$$

Solución ejercicio 5

$$\text{Resistencia al corte} = 8 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 2.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\text{área de deslizamiento} = 150 \text{ m}$$

$$\text{espesor} = 2 \text{ m}$$

$$l = 23 \text{ m}$$

$$\theta = 25^\circ$$

$$FS = 1.35$$

Para calcular el área se despeja de la ecuación general

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$\text{Área} = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)(FS)}$$

$$\text{Área} = \frac{(8 \times 10^4 \text{ N/m}^2)(23 \text{ m})(2 \text{ m})}{(2 \text{ m})(2.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(\sin 25^\circ)(1.35)} = 115 \text{ m}^2$$

Solución ejercicio 6

$$\text{Resistencia al corte} = 5 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 1.5 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\text{espesor} = 3 \text{ m}$$

$$l = 12 \text{ m}$$

$$\theta = 29^\circ$$

$$FS = 1.4$$

$$\text{área de deslizamiento} = 12 (x) \text{ m}$$

El área de deslizamiento es el producto de la longitud del bloque y la longitud frontal del mismo, por tanto, se debe despejar ese dato de dicho producto de la siguiente forma:

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(l * \text{longitud frontal})(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$\text{longitud frontal} = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(l)(FS)(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$\text{longitud frontal} = \frac{(5 \times 10^4 \text{ N/m}^2)(12 \text{ m})(3 \text{ m})}{(12 \text{ m})(1.4)(3 \text{ m})(1.5 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(\sin 29^\circ)} = 5 \text{ m}$$

Solución ejercicio 7

En este problema se toma la ecuación para longitud frontal del ejercicio anterior y el área del triángulo representado en el esquema, dicha área puede considerarse como el espesor.

$$\text{Resistencia al corte} = 6.5 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

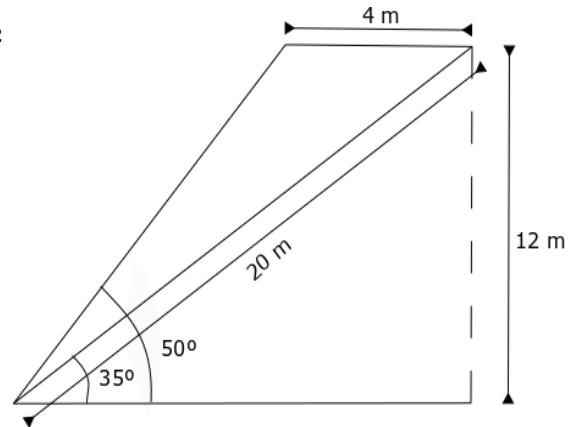
$$\text{Peso específico} = 2.83 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\text{área (espesor)} = 22.89 \text{ m}^2$$

$$l = 20 \text{ m}$$

$$\theta = 35^\circ$$

$$FS = 1.2$$



$$\text{longitud frontal} = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(l)(FS)(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$\text{longitud frontal} = \frac{(6.5 \times 10^4 \text{ N/m}^2)(20 \text{ m})(22.89 \text{ m}^2)}{(20 \text{ m})(1.2)(22.89 \text{ m}^2)(2.83 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(\sin 35^\circ)} = 3.33 \text{ m}$$

Solución ejercicio 8

$$\text{Resistencia al corte} = 3.9 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 2.7 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\text{espesor} = 5 \text{ m}$$

$$l = 16 \text{ m}$$

$$\theta = 28^\circ$$

$$\text{área de deslizamiento} = 320 \text{ m}^2$$

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$FS = \frac{(3.9 \times 10^5 \text{ N/m}^2)(16 \text{ m})(5 \text{ m})}{(320 \text{ m}^2)(5 \text{ m})(2.7 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(\sin 28^\circ)} = 1.53$$

$FS=1.53$, el material no desliza.

Solución ejercicio 9

$$\text{Resistencia al corte} = 4.1 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 6.3 \times 10^4 \text{ N/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 \text{espesor} &= 1 \text{ m} \\
 l &= 30 \text{ m} \\
 \theta &= 23.5^\circ \\
 \text{área de deslizamiento} &= 360 \text{ m}^2 \\
 FS &= \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor unitario})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor unitario})(\text{peso específico})(\sin \theta)} \\
 FS &= \frac{(4.1 \times 10^5 \text{ N/m}^2)(30 \text{ m})(1 \text{ m})}{(360 \text{ m}^2)(1 \text{ m})(6.3 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(\sin 23.5^\circ)} = 1.36
 \end{aligned}$$

Solución ejercicio 10

$$\begin{aligned}
 \text{Resistencia al corte} &= 5.3 \times 10^4 \text{ N/m}^2 \\
 \text{Peso específico} &= 4.4 \times 10^4 \text{ N/m}^3 \\
 \text{espesor} &= 2 \text{ m} \\
 l &= 35 \text{ m} \\
 \text{volumen} &= 770 \text{ m}^3 \\
 FS &= 1.2
 \end{aligned}$$

El área de deslizamiento se obtiene despejando la ecuación de volumen:

$$\text{volumen} = (\text{longitud del bloque})(\text{longitud frontal})(\text{espesor})$$

Los dos primeros términos representan el área de deslizamiento, sin embargo, sólo se conoce el dato de longitud y espesor por lo que es conveniente despejar la longitud frontal:

$$\text{longitud frontal} = \frac{\text{volumen}}{(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}$$

$$\text{longitud frontal} = \frac{770 \text{ m}^3}{(35 \text{ m})(2 \text{ m})} = 11 \text{ m}$$

El resultado anterior se multiplica por el valor de longitud para obtener el área de deslizamiento y da como resultado 385 [m²]. Ahora solamente se deben sustituir los datos en la ecuación para obtener el valor del ángulo de inclinación:

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor})(\text{peso específico})(\sin \theta)}$$

$$\theta = \sin^{-1} \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{longitud del bloque})(\text{espesor})}{(\text{área por encima del plano})(\text{espesor})(\text{peso específico})(FS)}$$

$$\theta = \sin^{-1} \frac{(5.3 \times 10^4 \text{ N/m}^2)(35 \text{ m})(2 \text{ m})}{(385 \text{ m}^2)(2 \text{ m})(4.4 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(1.2)} = 5.23^\circ$$

Deslizamiento rotacional

Solución ejercicio 1

$$\begin{aligned} \text{Peso volumétrico} &= 1.7 \times 10^4 \text{ N/m}^3 \\ \text{Resistencia al cortante} &= 1.5 \times 10^5 \text{ N/m}^2 \\ \text{longitud del plano de deslizamiento} &= 39.2 \text{ m} \\ \text{radio de rotación} &= 25 \text{ m} \\ \text{brazo de palanca} &= 20 \text{ m} \\ \text{área por encima del plano} &= 392 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

El ejercicio se resuelve aplicando la ecuación de FS:

$$FS = \frac{(\text{Resistencia al corte})(\text{área unitaria de rotación})(\text{radio})}{(\text{peso de la masa})(\text{brazo de palanca})}$$

El peso de la masa se obtiene multiplicando el área por encima del plano, el peso volumétrico y el espesor unitario.

$$\text{peso de la masa } (w) = (392 \text{ m}^2)(1.7 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(1 \text{ m}) = 6.664 \times 10^6 \text{ N}$$

$$FS = \frac{(1.5 \times 10^5 \text{ N/m}^2)(39.2 \text{ m})(25 \text{ m})}{(6.664 \times 10^6 \text{ N})(20 \text{ m})} = 1.1$$

FS=1.1, no desliza.

Solución ejercicio 2

$$\begin{aligned} \text{Peso volumétrico} &= 1.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3 \\ \text{Resistencia al cortante} &= 8 \times 10^5 \text{ N/m}^2 \\ \text{altura de la estructura} &= 10 \text{ m} \\ \text{longitud del plano de deslizamiento} &= 14 \text{ m} \\ \text{área de deslizamiento} &= 462 \text{ m}^2 \\ \text{brazo de palanca} &= 6 \text{ m} \\ \text{radio de rotación} &= 10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w &= (\text{área por encima del plano})(\text{peso volumétrico})(\text{espesor unitario}) \\ w &= (462 \text{ m}^2)(1.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(1 \text{ m}) = 8.316 \times 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$FS = \frac{(Resistencia\ al\ corte)(\acute{a}rea\ unitaria\ de\ rotaci3n)(radio)}{(peso\ de\ la\ masa)(brazo\ de\ palanca)}$$

$$FS = \frac{(8 \times 10^5\ N/m^2)(14\ m\ (1\ m))(10\ m)}{(8.316 \times 10^6\ N)(6\ m)} = 2.24$$

FS=2.24. No desliza

Soluci3n ejercicio 3

$$\begin{aligned} \text{Peso volum\acute{e}trico} &= 1.5 \times 10^4\ N/m^3 \\ \text{longitud del plano de deslizamiento} &= 12\ m \\ \text{\acute{a}rea de deslizamiento} &= 26000\ m^2 \\ \text{brazo de palanca} &= 6\ m \\ \text{radio de rotaci3n} &= 8\ m \end{aligned}$$

La resistencia al corte debe obtenerse de la gr\afica de correlaci3n para el Martillo de Schmidt. El valor corresponde a 44 MPa = 4.4x10⁷ N/m²

$$\begin{aligned} w &= (\acute{a}rea\ por\ encima\ del\ plano)(peso\ volum\acute{e}trico)(espesor\ unitario) \\ w &= (26000\ m^2)(1.5 \times 10^4\ N/m^3)(1\ m) = 3.90 \times 10^8\ N \end{aligned}$$

$$FS = \frac{(Resistencia\ al\ corte)(\acute{a}rea\ unitaria\ de\ rotaci3n)(radio)}{(peso\ de\ la\ masa)(brazo\ de\ palanca)}$$

$$FS = \frac{(4.4 \times 10^7\ N/m^2)(12\ m\ (1\ m))(8\ m)}{(3.90 \times 10^8\ N)(6\ m)} = 1.8$$

FS=1.8. No desliza.

Soluci3n ejercicio 4

$$\begin{aligned} \text{Peso volum\acute{e}trico} &= 2.8 \times 10^4\ N/m^3 \\ \text{Resistencia al cortante} &= 3.5 \times 10^6\ N/m^2 \\ \text{longitud del plano} &= 120\ m \\ \text{radio de rotaci3n} &= 72\ m \\ \text{brazo de palanca} &= 40\ m \\ FS &= 0.9 \end{aligned}$$

Se despeja el \acute{a}rea de la ecuaci3n de FS:

$$FS = \frac{(Resistencia\ al\ corte)(\acute{a}rea\ unitaria\ de\ rotaci3n)(radio)}{(\acute{a}rea\ por\ encima\ del\ plano)(peso\ volum\acute{e}trico)(espesor\ unitario)(brazo\ de\ palanca)}$$

área por encima del plano

$$= \frac{(Resistencia\ al\ corte)(área\ unitaria\ de\ rotación)(radio)}{(FS)(peso\ volumétrico)(espesor\ unitario)(brazo\ de\ palanca)}$$

$$área\ por\ encima\ del\ plano = \frac{(3.5 \times 10^6\ N/m^2)(120\ m(1\ m))(72\ m)}{(0.9)(2.8 \times 10^4\ N/m^3)(1\ m)(40\ m)} = 30\ 000\ m^2$$

Solución ejercicio 5

$$Peso\ volumétrico = 1.6 \times 10^4\ N/m^3$$

$$Resistencia\ al\ cortante = 2.4 \times 10^4\ N/m^2$$

$$área\ por\ encima\ del\ plano = 1500\ m^2$$

$$radio\ de\ rotación = 100\ m$$

$$brazo\ de\ palanca = 22\ m$$

$$FS = 1.14$$

$$w = (área\ por\ encima\ del\ plano)(peso\ volumétrico)(espesor\ unitario)$$

$$w = (1500\ m^2)(1.6 \times 10^4\ N/m^3)(1\ m) = 2.4 \times 10^7\ N$$

Se despeja la longitud de la ecuación de FS:

$$FS = \frac{(Resistencia\ al\ corte)(longitud)(1\ [m])(radio)}{(peso\ de\ la\ masa)(brazo\ de\ palanca)}$$

$$longitud = \frac{(peso\ de\ la\ masa)(brazo\ de\ palanca)(FS)}{(Resistencia\ al\ corte)(1\ [m])(radio)}$$

$$longitud = \frac{(2.4 \times 10^7\ N)(22\ m)(1.14)}{(1\ m)(2.4 \times 10^4\ N/m^2)(100\ m)} = 250.8\ m$$

Estimación de UCS con Martillo de Schmidt

Solución ejercicio 1

Datos: 49.2, 50, 42.1, 45, 47.4, 41.3, 44, 48, 40, 39.9

$$Densidad = 23\ kN/m^3$$

Para calcular la resistencia de la roca se eliminan los 5 valores menores y promediar los restantes:

$$promedio = \frac{50 + 49.2 + 48 + 47.4 + 45}{5} = 47.2$$

Con base en este promedio y la densidad, se grafica el punto en la correlación para Martillo de Schmidt para obtener la resistencia que es igual a:

$$UCS = 90 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 2

Datos:

47.2, 46.3, 42, 45, 44.3, 41, 44.9, 45.4, 40, 43

Densidad = 27 kN/m³

$$\text{promedio} = \frac{47.2 + 46.3 + 45 + 44.9 + 45.4}{5} = 45.76$$

$$UCS = 125 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 3

Datos:

48.2, 46, 51, 49.8, 52, 47.5, 49, 51.5, 46, 54

Densidad = 22 kN/m³

Posición de martillo: ←

$$\text{promedio} = \frac{54 + 52 + 51.5 + 51 + 49.8}{5} = 51.66$$

$$UCS = 90 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 4

Datos:

10.2, 11, 13.3, 12.4, 9.6, 10.9, 8, 9.2, 13.1, 8.5, 10.5, 12.8

Densidad = 20 kN/m³

Posición de martillo: ↙

$$\text{promedio} = \frac{13.6 + 13.1 + 12.8 + 12.4 + 11 + 10.9}{6} = 12.3$$

$$UCS = 24 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 5

Datos:

53.5, 57.3, 56.4, 54.8, 55.6, 57, 54.2, 56.1, 55.7, 54.8

Densidad = 28 kN/m³

Posición de martillo: ↓

$$\text{promedio} = \frac{57.3 + 57 + 56.4 + 56.1 + 55.7}{5} = 56.5$$

$$UCS = 240 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 6

Datos:

37.4, 35.2, 35.7, 33, 36.5, 34.9, 37, 35, 34.6, 36

Densidad = 26 kN/m³

Posición de martillo: ↖

$$\text{promedio} = \frac{37.4 + 37 + 36.5 + 36 + 35.7}{5} = 36.52$$

$$UCS = 75 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 7

Datos:

28.3, 31.5, 29.4, 30.2, 32, 29.1, 31, 30.5, 31.2, 30

Densidad = 22 kN/m³

Posición de martillo: ←

$$\text{promedio} = \frac{32 + 31.5 + 31.2 + 31 + 30.5}{5} = 31.24$$

$$UCS = 40 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 8

Datos:

41.2, 39, 42.3, 40.6, 38.9, 41.6, 42, 41.1, 40.2, 39.9

Densidad = 25 kN/m³

Posición de martillo: ↙

$$\text{promedio} = \frac{42.3 + 42 + 41.6 + 41.2 + 41.1}{5} = 41.64$$

$$UCS = 88 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 9

Datos:

23.2, 25.1, 24.3, 26.4, 22.7, 26.7, 25.5, 26, 24.9, 25.3

Densidad = 20 kN/m³

Posición de martillo: ←

$$\text{promedio} = \frac{26.7 + 26.4 + 26 + 25.5 + 25.3}{5} = 25.98$$

$$UCS = 32 \text{ MPa}$$

Solución ejercicio 10

Datos:

48.2, 46, 48.3, 47.9, 49.2, 48.9, 47.6, 48, 49.5, 47.7

Densidad = 27 kN/m³

Posición de martillo: ↓

$$\text{promedio} = \frac{49.5 + 49.2 + 48.9 + 48.3 + 48.2}{5} = 48.82$$

$$UCS = 147 \text{ MPa}$$

Análisis de cuña

$$FS = A \tan \varphi_a + B \tan \varphi_b$$

Solución ejercicio 1

	Buzamiento	Dirección del buzamiento	Ángulo de fricción
Plano A	40°	170°	34.2°
Plano B	60°	277°	36°

Se identifica el ábaco que debe utilizarse:

$$60^\circ - 40^\circ = 20^\circ$$

La diferencia entre las direcciones de buzamiento es:

$$277^\circ - 170^\circ = 107^\circ$$

De acuerdo con el ábaco A es igual a 1.2 y B= 0.65, por tanto la ecuación

$$FS = A \tan \varphi_a + B \tan \varphi_b$$
$$FS = (1.2) \tan 34.2 + (0.65) \tan 36 = 1.28$$

Solución ejercicio 2

	Dip/Dip Dir.	Ángulo de fricción
Plano A	65°/40°	39°
Plano B	75°/250°	43°

Se identifica el ábaco que debe utilizarse:

$$75^\circ - 65^\circ = 10^\circ$$

La diferencia entre las direcciones de buzamiento es:

$$250^\circ - 40^\circ = 210^\circ$$

De acuerdo con el ábaco:

$$A = 1.8; B = 1.5$$

$$FS = A \tan \varphi_a + B \tan \varphi_b$$

$$FS = (1.8) \tan 39 + (1.5) \tan 43 = 2.85$$

Solución ejercicio 3

	Buzamiento	Dirección del buzamiento	Ángulo de fricción
Plano A	25°	100°	36°
Plano B	65°	210°	39.2°

Se identifica el ábaco que debe utilizarse:

$$65^\circ - 25^\circ = 40^\circ$$

La diferencia entre las direcciones de buzamiento es:

$$210^\circ - 100^\circ = 110^\circ$$

De acuerdo con el ábaco:

$$A = 2.4; B = 0.55$$

$$FS = A \tan \varphi_a + B \tan \varphi_b$$

$$FS = (2.4) \tan 36 + (0.55) \tan 39.2 = 2.19$$

Solución ejercicio 4

	Buzamiento	Dirección del buzamiento	Ángulo de fricción
Plano A	40°	105°	20°
Plano B	70°	235°	30°

Se identifica el ábaco que debe utilizarse:

$$70^\circ - 40^\circ = 30^\circ$$

La diferencia entre las direcciones de buzamiento es:

$$235^\circ - 105^\circ = 130^\circ$$

De acuerdo con el ábaco:

$$A = 1.8; B = 1$$

$$FS = A \tan \varphi_a + B \tan \varphi_b$$

$$FS = (1.8) \tan 20 + (1) \tan 30 = 1.23$$

Solución ejercicio 5

	Dip/Dip Dir.	Ángulo de fricción
Plano A	35°/40°	25°
Plano B	35/120°	28°

Se identifica el ábaco que debe utilizarse:

$$35^\circ - 35^\circ = 0^\circ$$

La diferencia entre las direcciones de buzamiento es:

$$120^\circ - 40^\circ = 80^\circ$$

De acuerdo con el ábaco:

$$A = 1; B = 1$$

$$FS = A \tan \varphi_a + B \tan \varphi_b$$

$$FS = (1) \tan 25 + (1) \tan 28 = 0.9$$

RMR

Para calcular SMR deben utilizarse las siguientes tablas:

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	>30°	30-20°	20-10°	10-5°	<5°
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
P/T	F_1	0,15	0,4	0,7	0,85	1
P	$ \beta_j $	<20°	20-30°	30-35°	35-45°	>45°
P	F_2	0,15	0,4	0,7	0,85	1
T	F_2	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	>10°	10-0°	0°	0°-(-10°)	<-10°
T	$\beta_j + \beta_s$	<110°	110-120°	>120°		
P/T	F_3	0	-6	-25	-50	-60

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura regular	Voladura deficiente
F_4	+15	+10	+8	0	-8

Solución ejercicio 1

Resistencia a compresión simple de 150 MPa

$$RQD = 78\%$$

Talud N40°W, 80SW, altura=50 m

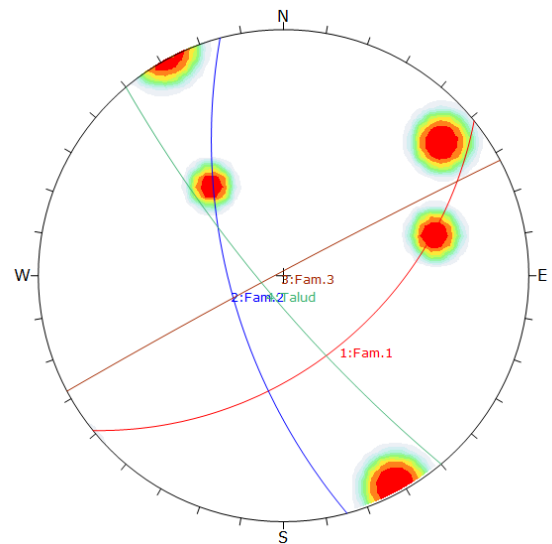
$$\gamma = 2.8 \text{ t/m}^3$$

Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m
Método de excavación: voladura suave
Tipo de rotura: plana

Familias	Persistencia	Separación/abertura	Alteración	Espaciamiento	Rugosidad	Agua
1) 50/141	10 m	2 cm	Arcilla	5 m	-	
2) 65/255	15 m	5 cm	Oxido	4 m	Ligeramente rugoso	Mojado
3) 88/332	20 m	10 cm	Cerrada	2 m	Ligeramente rugoso	Mojado

De acuerdo con el análisis estereográfico, el rumbo de la familia 2 es paralelo al talud y por tanto muy desfavorable, debido a eso se debe tomar las características de dicha familia.

Característica		Puntaje
Resistencia	150 MPa	12
RQD	78%	17
Espaciamiento	4 m	20
Condiciones de las discontinuidad	Ligeramente rugosas	20
Condiciones de agua	Mojado	7
Orientación de discontinuidades	Muy desfavorable	-12



RMR=64; Roca buena

Correlación con Q

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

$$Q = e^{\frac{RMR-44}{9}}$$

$$Q = e^{\frac{64-44}{9}} = 9.22 \text{ Roca media}$$

Carga de roca

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

$$P = \frac{100 - 64}{100} (2.8 \text{ t/m}^3)(1 \text{ m}) = 1.008 \text{ t/m}^2$$

Módulo de deformación

RMR es >50 por lo tanto debe usarse la ecuación:

$$E_M = 2 RMR - 100 = 2 (64) - 100 = 28 \text{ GPa}$$

Ajuste RMR (SMR)

Para realizar el ajuste deben emplearse las tablas para F_1, F_2, F_3 y F_4 , además de α_j (dirección del echado de las juntas), β_j (echado de las juntas), α_s (dirección del echado del talud) y β_s (echado del talud)

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

$$\alpha_j = 255; \alpha_s = 230; \beta_j = 65; \beta_s = 80$$

Para rotura plana:

$$\text{Para } F_1: |\alpha_j - \alpha_s| = |255 - 230| = 25$$

$$F_2 = 1$$

$$F_1 = 0.4$$

$$\text{Para } F_3: \beta_j - \beta_s = 65 - 80 = -15$$

$$\text{Para } F_2: |\beta_j| = 65$$

$$F_3 = -60$$

$$F_4 = \text{voladura suave} = +8$$

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 = 64 + (0.4 * 1 * -60) + 8 = 48$$

SMR es igual a 48 que corresponde a la Clase III: roca regular, parcialmente estable.

Solución ejercicio 2

Resistencia a compresión simple de 80 MPa

RQD = 85%

Talud 68°/262°

$\gamma = 2.7 \text{ t/m}^3$

Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m

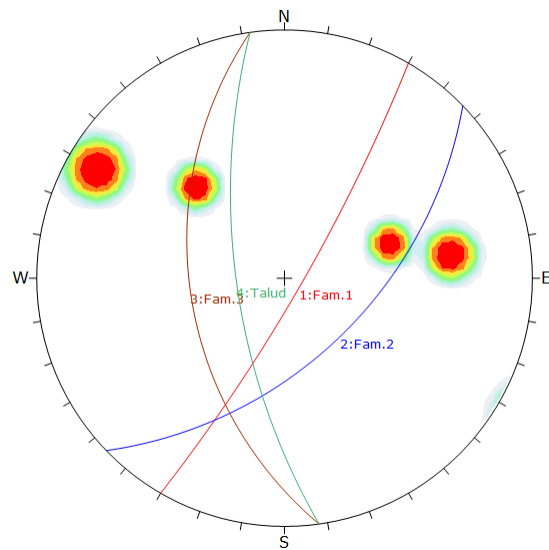
Método de excavación: precorte

Tipo de rotura: plana

Familias	Espaciamiento	Condición de discontinuidades	Agua	Orientación de discontinuidades
1) 82/120	0.6 m	Ligeramente rugosas	Mojado	Regular
2) 54/136	4 m	Rugosa	Húmedo	Regular
3) 48/252	1 m	Superficie pulida	Húmedo	Muy desfavorable

De acuerdo con el análisis estereográfico, la familia 3 es muy desfavorable, debido a eso se deben tomar las características de dicha familia.

Característica		Puntaje
Resistencia	80 MPa	7
RQD	85%	17
Espaciamiento	1 m	15
Condiciones de las discontinuidad	Superficie pulida	10
Condiciones de agua	Húmedo	10
Orientación de discontinuidades	Muy desfavorable	-12



$RMR=47$; Roca regular

Correlación con Q

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

$$Q = e^{\frac{RMR-44}{9}}$$

$$Q = e^{\frac{47-44}{9}} = 1.39 \text{ Roca mala}$$

Carga de roca

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

$$P = \frac{100 - 47}{100} (2.7 \text{ t/m}^3)(1 \text{ m}) = 1.43 \text{ t/m}^2$$

Módulo de deformación

RMR es <50 por tanto debe usarse la ecuación:

$$E_M = 10^{\frac{RMR-10}{40}} = 10^{\frac{47-10}{40}} = 8.41 \text{ GPa}$$

Ajuste RMR (SMR)

Para realizar el ajuste deben emplearse las tablas para F_1, F_2, F_3 y F_4 , además de α_j (dirección del echado de las juntas), β_j (echado de las juntas), α_s (dirección del echado del talud) y β_s (echado del talud)

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

$$\alpha_j = 252; \alpha_s = 262; \beta_j = 48; \beta_s = 68$$

Para rotura plana:

$$\text{Para } F_1: |\alpha_j - \alpha_s| = |252 - 262| = 10$$

$$\text{Para } F_3: \beta_j - \beta_s = 48 - 68 = -20$$

$$F_1 = 0.85$$

$$F_3 = -60$$

$$\text{Para } F_2: |\beta_j| = 48$$

$$F_4 = \text{voladura suave} = +10$$

$$F_2 = 1$$

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 = 47 + (0.85 * 1 * -60) + 10 = 6$$

SMR es igual a 6 que corresponde a la Clase V: roca muy mala muy inestable.

Solución ejercicio 3

Carga puntual igual a 3.3 MPa

RQD = 75%

Talud 50°/339°

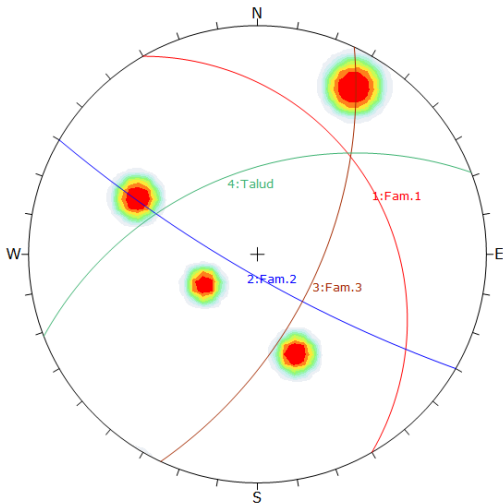
$\gamma = 2.9 \text{ t/m}^3$

Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m

Método de excavación: voladura regular

Tipo de rotura: plana

Familias	Espaciamiento	Condición de discontinuidades	Agua	Orientación de discontinuidades
1) 30/60	2 m	Cerrada	Seco	Favorable
2) 80/210	30 cm	Relleno/arcilla	Húmedo	Muy favorable
3) 60/115	8 m	Relleno/calcita	Seco	Muy favorable



Característica		Puntaje
Resistencia	3.3 MPa	7
RQD	80%	17
Espaciamiento	2 m	15
Condiciones de las discontinuidad	Cerrada	30
Condiciones de agua	Seca	15
Orientación de discontinuidades	Muy desfavorable	-2

De acuerdo con el análisis estereográfico, las tres familias resultan favorables, para la obtención de RMR se tomará la familia 1

La suma da como resultado RMR=82; Roca regular

Correlación con Q

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

$$Q = e^{\frac{RMR-44}{9}}$$

$$Q = e^{\frac{82-44}{9}} = 68.18 \text{ Roca muy buena}$$

Carga de roca

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

$$P = \frac{100 - 82}{100} (2.9 \text{ t/m}^3)(1 \text{ m}) = 0.522 \text{ t/m}^2$$

Módulo de deformación

RMR es >50 por tanto debe usarse la ecuación:

$$E_M = 2 RMR - 100 = 2 (82) - 100 = 64 \text{ GPa}$$

Ajuste RMR (SMR)

Para realizar el ajuste deben emplearse las tablas para F_1, F_2, F_3 y F_4 , además de α_j (dirección del echado de las juntas), β_j (echado de las juntas), α_s (dirección del echado del talud) y β_s (echado del talud)

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

$$\alpha_j = 60; \alpha_s = 339; \beta_j = 30; \beta_s = 50$$

Para rotura plana:

$$\text{Para } F_1: |\alpha_j - \alpha_s| = |60 - 339| = 279$$

$$\text{Para } F_3: \beta_j - \beta_s = 30 - 50 = -20$$

$$F_1 = 0.15$$

$$F_3 = -60$$

$$\text{Para } F_2: |\beta_j| = 30$$

$$F_4 = \text{voladura regular} = +8$$

$$F_2 = 0.4$$

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 = 82 + (0.15 * 0.4 * -60) + 8 = 86.4$$

SMR es igual a 86.4 que corresponde a la Clase I: roca muy buena, muy estable.

Solución ejercicio 4

Resistencia a compresión simple de 90 MPa

RQD = 45%

Talud 72°/249°

$\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$

Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m

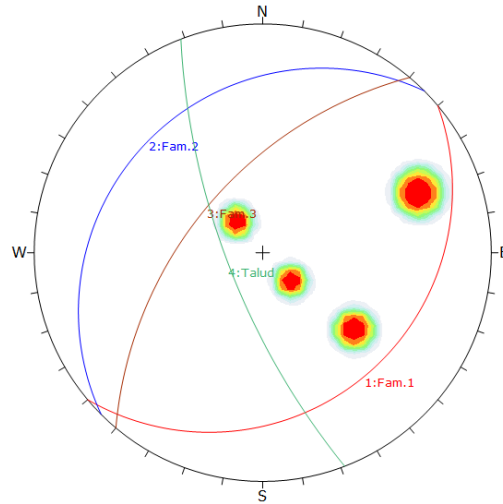
Método de excavación: precorte

Tipo de rotura: plana y por vuelco

Familias	Espaciamiento	Continuidad	Abertura	Rugosidad/Relleno	Agua	Orientación de discontinuidades
1) 20/140	1 m	>20 m	0.25-0.5 mm	Ondulada rugosa/arcilloso	Húmedo	Muy favorable
2) 20/315	60 cm	>20 m	0.25-0.5 mm	Ondulada rugosa/arcilloso	Húmedo	Favorable
3) 55/310	30 [cm]	1-3 m	2.5-10 mm	Plana/arenoso	Húmedo	Regular

De acuerdo con el análisis estereográfico, la familia 3 es muy desfavorable, debido a eso se debe tomar las características de dicha familia.

Característica		Puntaje
Resistencia	90 MPa	7
RQD	45%	8
Espaciamiento	30 cm	10
Condiciones de las discontinuidad	Planas, abertura 2.5-10 mm	10
Condiciones de agua	Húmedo	10
Orientación de discontinuidades	Regular	-5



La suma da como resultado RMR=40; Roca mala

Correlación con Q

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

$$Q = e^{\frac{RMR-44}{9}}$$

$$Q = e^{\frac{40-44}{9}} = 0.64 \text{ Roca muy mala}$$

Carga de roca

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

$$P = \frac{100 - 40}{100} (2.3 \text{ t/m}^3)(1 \text{ m}) = 1.38 \text{ t/m}^2$$

Módulo de deformación

RMR es <50 por tanto debe usarse la ecuación:

$$E_M = 10^{\frac{RMR-10}{40}} = 10^{\frac{40-10}{40}} = 5.62 \text{ GPa}$$

Ajuste RMR (SMR)

Para realizar el ajuste deben emplearse las tablas para F_1, F_2, F_3 y F_4 , además de α_j (dirección del echado de las juntas), β_j (echado de las juntas), α_s (dirección del echado del talud) y β_s (echado del talud)

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

$$\alpha_j = 310; \alpha_s = 249; \beta_j = 55; \beta_s = 72$$

Para rotura plana:

$$\text{Para } F_1: |\alpha_j - \alpha_s| = |310 - 249| = 61$$

$$F_1 = 0.15$$

$$\text{Para } F_2: |\beta_j| = 72$$

$$F_2 = 1$$

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 = 40 + (0.15 \times 1 \times -60) + 10 = 41$$

SMR es igual a 41 que corresponde a la Clase III: roca regular, parcialmente estable.

Para rotura por vuelco:

$$\begin{aligned} \text{Para } F_1: |\alpha_j - \alpha_s - 180^\circ| \\ = |310 - 249 - 180| \\ = 119 \end{aligned}$$

$$F_1 = 0.15$$

$$\text{Para todo } F_2 = 1$$

$$F_2 = 1$$

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 = 40 + (0.15 \times 1 \times -25) + 10 = 46.25$$

SMR para rotura por vuelco es igual a 50 que corresponde a la Clase III: roca regular, parcialmente estable.

Solución ejercicio 5

Resistencia a compresión simple 160 MPa

RQD = 65%

Talud 74°/80°

$\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$

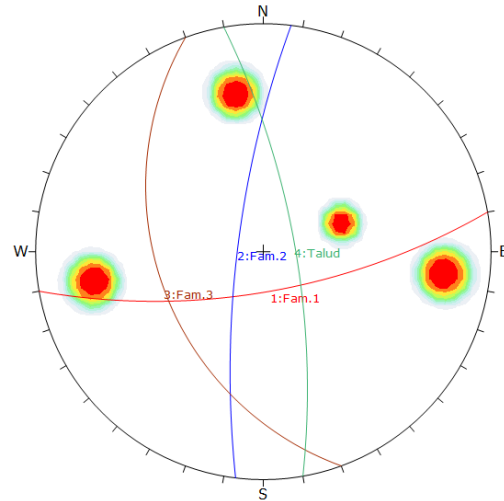
Carga de roca (P) para ancho de túnel igual a 1 m

Método de excavación: voladura suave

Tipo de rotura: por vuelco

Familias	Espaciamiento	Abertura	Condiciones de las discontinuidad	Agua	Orientación de discontinuidades
1) 70/170	2 m	10 mm	Ligeramente rugosas	Húmedo	Muy favorable
2) 77/277	1.5 m	>10 m	Juntas continuas	Húmedo	Favorable
3) 40/250	1 m	cerrada	Superficies pulidas	Seco	Muy favorable

Característica		Puntaje
Resistencia	160 MPa	12
RQD	65%	13
Espaciamiento	1.5 m	15
Condiciones de las discontinuidades	Juntas continuas	0
Condiciones de agua	Húmedo	10
Orientación de discontinuidades	Favorable	-2



De acuerdo con el análisis estereográfico, las tres familias son favorables, sin embargo, puede existir falla o rotura por vuelco con la familia 2

La suma da como resultado $RMR=48$; Roca regular

Correlación con Q

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

$$Q = e^{\frac{RMR-44}{9}}$$

$$Q = e^{\frac{48-44}{9}} = 1.5 \text{ Roca mala}$$

Carga de roca

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

$$P = \frac{100 - 48}{100} (2.6 \text{ t/m}^3)(1 \text{ m}) = 1.3 \text{ t/m}^2$$

Módulo de deformación

$RMR < 50$ por tanto debe usarse la ecuación:

$$E_M = 10^{\frac{RMR-10}{40}} = 10^{\frac{48-10}{40}} = 8.41 \text{ GPa}$$

Ajuste RMR (SMR): Para realizar el ajuste deben emplearse las tablas para F_1, F_2, F_3 y F_4 , además de α_j (dirección del echado de las juntas), β_j (echado de las juntas), α_s (dirección del echado del talud) y β_s (echado del talud)

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

$$\alpha_j = 277; \alpha_s = 80; \beta_j = 77; \beta_s = 74$$

Para rotura por vuelco:

$$\begin{aligned} \text{Para } F_1: |\alpha_j - \alpha_s - 180^\circ| \\ = |277 - 80 - 180| = 17 \end{aligned}$$

$$F_1 = 0.7$$

$$\text{Para todo } F_2 = 1$$

$$F_2 = 1$$

$$\text{Para } F_3: \beta_j + \beta_s = 77 + 74 = 151$$

$$F_3 = -25$$

$$F_4 = \text{voladura suave} = +8$$

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 = 48 + (0.7 * 1 * -25) + 8 = 38.5$$

SMR para rotura por vuelco es igual a 38.5 que corresponde a la Clase IV: roca mala e inestable.

Índice Q

Solución ejercicio 1

$$RQD = 78\%$$

Proyección del túnel 0° al $NW55^\circ$

Dirección de excavación $NW \rightarrow SE$

Diámetro $D = 10\text{ m}$, Túnel carretero

Familias	Espaciamiento	Apertura	Alteración	Rugosidad	Agua	SRF
1) 50/141	5 m	2 cm	Arcilla	Ligeramente rugosas, onduladas. Contacto en las paredes	Mojado. Presión mediana.	Esfuerzo bajo cerca de la superficie
2) 65/255	4 m	5 cm	Oxido			
3) 88/332	2 m	10 cm	Cerradas			

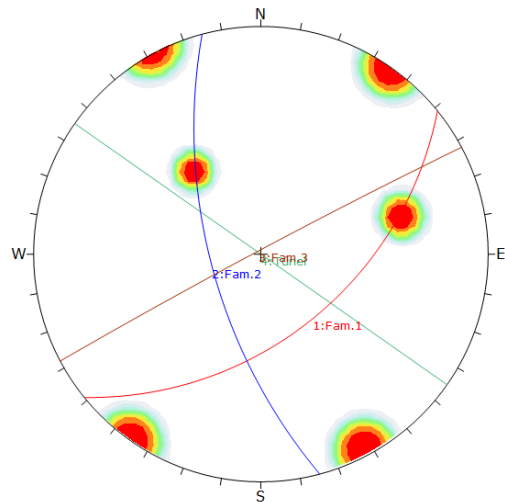
De acuerdo con el tipo de excavación el ESR corresponde a 1.3, por tanto el Diámetro Equivalente es:

$$De = \frac{\text{el claro, diámetro o altura de la excavación (m)}}{\text{relación soporte – excavación (ESR)}}$$

$$De = \frac{10\text{ m}}{1.3} = 7.69\text{ m}$$

El análisis estereográfico indica que la familia con mayor impacto es la número 1, así que debe considerarse para el cálculo:

	Característica	Puntaje
Jn	Tres familias de juntas	9
Jr	Ligeramente rugosas, onduladas	3
Ja	Recubrimientos arcillosos	3
Jw	Infiltración a presión mediana	0.66
SRF	Roca competente, esfuerzo bajo cerca de la superficie	2.5



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

$$Q = \frac{78}{9} \times \frac{3}{3} \times \frac{0.66}{2.5} = 2.28$$

El resultado corresponde a una roca mala

Tratamiento: anclaje sistemático con concreto lanzado simple de 4 a 10 [cm] de espesor.

Correlación RMR

$$RMR = 9 \ln Q + 44 = 9 \ln 2.28 + 44 = 51.41$$

$$Luz \text{ máxima [m]} = 2 ESR Q^{0.4} = 2 (1.3)(2.28)^{0.4} = 3.61 \text{ m}$$

Carga de roca. Para tres familias de discontinuidades se aplica:

$$Pr = \frac{2 Q^{-\frac{1}{3}}}{J_r} \frac{kp}{cm^2} = Pr = \frac{2 (2.28)^{-\frac{1}{3}}}{3} = 0.50 \text{ kp/cm}^2$$

Longitud de anclaje

$$L = \frac{2 + 0.15 B}{ESR} = \frac{2 + 0.15 (10 \text{ m})}{1.3} = 2.69 \text{ m}$$

Módulo de deformación

$$E = 40 \log Q = 40 \log 2.28 = 14.31 \text{ GPa}$$

Solución ejercicio 2

$$RQD = 85\%$$

Proyección del túnel N – S

Dirección de excavación N→S

Diámetro $D = 8 \text{ m}$, Túnel de ferrocarril mayor.

Familias	Espaciamiento	Rugosidad	Alteración	Esfuerzos	Agua
1) 82/120	0.6 m	Superficies pulidas	Relleno soldado e impermeable	Roca competente, esfuerzo mediano	Seco
2) 54/136	4 m				

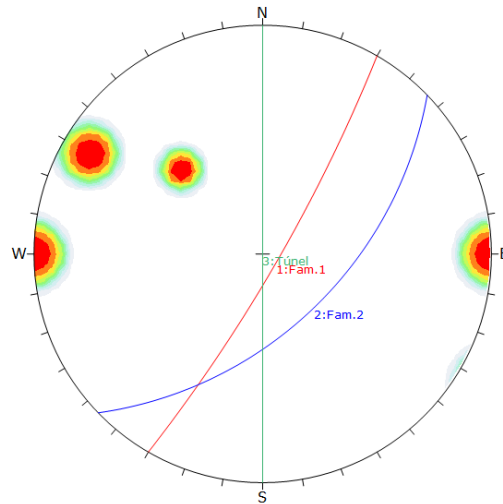
De acuerdo con el tipo de excavación el ESR corresponde a 1, por ello el Diámetro Equivalente es:

$$De = \frac{\text{el claro, diámetro o altura de la excavación (m)}}{\text{relación soporte - excavación (ESR)}}$$

$$De = \frac{8 \text{ m}}{1} = 8 \text{ m}$$

El análisis estereográfico indica que la familia con mayor impacto es la número 1, de manera que debe considerarse para el cálculo:

	Característica	Puntaje
Jn	2 familias + una aleatoria	6
Jr	Superficies pulidas	1.5
Ja	Relleno soldado	0.75
Jw	seco	1
SRF	Roca competente, esfuerzo mediano	1



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

$$Q = \frac{85}{6} \times \frac{1.5}{0.75} \times \frac{1}{1} = 28.33$$

Corresponde a una roca buena de la zona 1, sin soporte

Correlación RMR

$$RMR = 9 \ln Q + 44 = 9 \ln 28.33 + 44 = 74.09$$

$$\text{Luz máxima [m]} = 2 \text{ ESR } Q^{0.4} = 2 (1)(28.33)^{0.4} = 7.61 \text{ m}$$

Carga de roca. Para menos de tres familias de discontinuidades se aplica:

$$Pr = \frac{2 \sqrt{J_n} Q^{-\frac{1}{3}}}{3J_r} \text{ kp/cm}^2 = \frac{2 \sqrt{6} (28.33)^{-\frac{1}{3}}}{3(1.5)} = 0.35 \text{ kp/cm}^2$$

Longitud de anclaje

$$L = \frac{2 + 0.15 B}{ESR} = \frac{2 + 0.15 (8 \text{ m})}{1} = 3.2 \text{ m}$$

Módulo de deformación

$$E = 40 \log Q = 40 \log 28.33 = 58.08 \text{ GPa}$$

Solución ejercicio 3

$$RQD = 75\%$$

Proyección del túnel 12° al $NE80^\circ$

Diámetro $D = 5 \text{ m}$, Excavación minera permanente.

Familias	Espaciamiento	Rugosidad	Alteración	Agua	Frecuencia	Esfuerzos
1) 80/210	2 m	Juntas discontinuas	Inalteradas	Húmedo	8 m	Roca competente. Esfuerzo mediano
2) 30/60	30 cm	Superficies pulidas	Minerales arcillosos blandos (contacto en las paredes)	Infiltración media	3 m	
3) 60/115	6 m					

En este caso se deben tomar las características de la familia 2 y 3 debido su inclinación y dirección de excavación del túnel.

El ESR corresponde a 1.6, por tanto el Diámetro Equivalente es:

$$De = \frac{\text{el claro, diámetro o altura de la excavación (m)}}{\text{relación soporte - excavación (ESR)}}$$

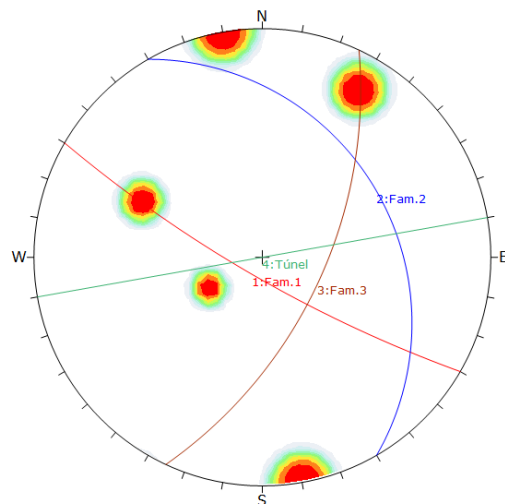
$$De = \frac{5 \text{ m}}{1.6} = 3.125 \text{ m}$$

	Característica	Puntaje
J_n	2 familias + una aislada	6
J_r	Superficies pulidas	1.5
J_a	Minerales arcillosos	4
J_w	Infiltración mediana	0.66
SRF	Roca competente, esfuerzo mediano	1

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

$$Q = \frac{75}{6} \times \frac{1.5}{4} \times \frac{0.66}{1} = 3.09$$

Corresponde a una roca mala



Correlación RMR

$$RMR = 9 \ln Q + 44 = 9 \ln 3.09 + 44 = 54.15$$

$$Luz\ máxima\ [m] = 2\ ESR\ Q^{0.4} = 2\ (1.6)(3.09)^{0.4} = 5.02\ m$$

Carga de roca. Para menos de tres familias de discontinuidades se aplica:

$$Pr = \frac{2\ \sqrt{J_n}\ Q^{-\frac{1}{3}}}{3J_r}\ \text{kp/cm}^2 = \frac{2\ \sqrt{6}(3.09)^{-\frac{1}{3}}}{3(1.5)} = 0.74\ \text{kp/cm}^2$$

Longitud de anclaje

$$L = \frac{2 + 0.15\ B}{ESR} = \frac{2 + 0.15\ (5\ m)}{1.6} = 1.71\ m$$

Módulo de deformación

$$E = 40\ \log\ Q = 40\ \log\ 3.09 = 19.59\ \text{GPa}$$

Solución ejercicio 4

$$RQD = 45\%$$

Proyección del túnel 45° al NE45°

Diámetro $D = 3\ m$, Túnel hidroeléctrico

Familia	Espaciamiento	Rugosidad	Frecuencia	Alteración	Agua	SRF
1) 20/140	1 m	Lisas y planas (contacto en las paredes)	2 m	Minerales arcillosos, consolidación media (<10 cm de desplazamiento)	Infiltración media	Zona de debilidad con arcilla, excavación <50 m
2) 20/315	1.6 m		1.3 m			
3) 55/310	3 m					

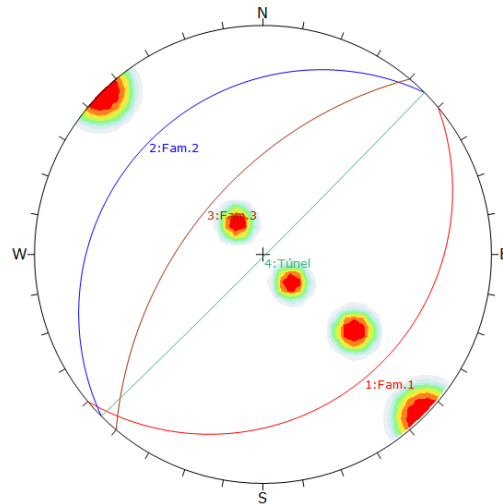
De acuerdo con el tipo de excavación el ESR corresponde a 1.6, por tanto el Diámetro Equivalente es:

$$De = \frac{\text{el claro, diámetro o altura de la excavación (m)}}{\text{relación soporte – excavación (ESR)}}$$

$$De = \frac{3\ m}{1.6} = 1.875\ m$$

Con base en el estereograma y a las características, para este ejercicio se toman las características de las tres familias:

	Característica	Puntaje
Jn	Tres familias de juntas	9
Jr	Lisas y planas	1
Ja	Minerales arcillosos, consolidación media	8
Jw	Infiltración a presión mediana	0.66
SRF	Zona de debilidad con arcilla, excavación <50 [m]	5



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

$$Q = \frac{45}{9} \times \frac{1}{8} \times \frac{0.66}{5} = 0.082$$

Corresponde a una roca extremadamente mala

Tratamiento: concreto lanzado con fibras (9-12 [cm] de espesor) y anclaje.

Correlación RMR

$$RMR = 9 \ln Q + 44 = 9 \ln 0.082 + 44 = 21.49$$

$$\text{Luz máxima [m]} = 2 ESR Q^{0.4} = 2 (1.6)(0.082)^{0.4} = 1.17 \text{ m}$$

Carga de roca. Para tres familias de discontinuidades se aplica:

$$Pr = \frac{2 Q^{-\frac{1}{3}}}{J_r} \text{ kp/cm}^2 = Pr = \frac{2 (0.082)^{-\frac{1}{3}}}{1} = 4.6 \text{ kp/cm}^2$$

Longitud de anclaje

$$L = \frac{2 + 0.15 B}{ESR} = \frac{2 + 0.15 (3 \text{ m})}{1.6} = 1.5 \text{ m}$$

Módulo de deformación

$$E = 40 \log Q = 40 \log 0.082 = -43.44 \text{ GPa}$$

Solución ejercicio 5

$$RQD = 65\%$$

Proyección del túnel 0° al $NE35^\circ$

Dirección de excavación SW→NE

Diámetro $D = 20\text{ m}$, casa de máquinas

Familia	Espaciamiento	Abertura	Rugosidad	Alteración	Esfuerzos	Agua
1) 70/170	2 m	10 mm	Superficies pulidas	Partículas arenosas libre de arcillas	Bajo, cerca de la superficie	Poca infiltración
2) 77/277	1.5 m	>10 mm				
3) 40/250	1 m	cerrada	-	-	-	-

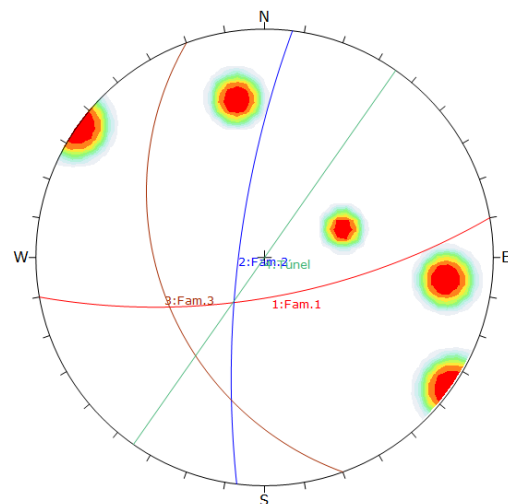
Las familias 1 y 2 forman una cuña con inclinación a favor del túnel por lo que podría ser un factor negativo para la excavación.

El ESR corresponde a 1, por tanto el Diámetro Equivalente es:

$$De = \frac{\text{el claro, diámetro o altura de la excavación (m)}}{\text{relación soporte - excavación (ESR)}}$$

$$De = \frac{20\text{ m}}{1} = 20\text{ m}$$

	Característica	Puntaje
J_n	2 familias + una aislada	6
J_r	Superficies pulidas	1.5
J_a	Partícula arenosa libre de arcilla	4
J_w	Poca infiltración	1
SRF	Esfuerzo bajo, cerca de la superficie	2.5



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

$$Q = \frac{65}{6} \times \frac{1.5}{4} \times \frac{1}{2.5} = 1.625$$

Corresponde a una roca mala

Tratamiento: concreto lanzado con fibras (9-12 [cm]) y anclaje.

Correlación RMR

$$RMR = 9 \ln Q + 44 = 9 \ln 1.625 + 44 = 48.36$$

$$Luz\ máxima\ [m] = 2\ ESR\ Q^{0.4} = 2\ (1)(1.625)^{0.4} = 2.4\ m$$

Carga de roca. Para menos de tres familias de discontinuidades se aplica:

$$Pr = \frac{2\sqrt{J_n}Q^{-\frac{1}{3}}}{3J_r} \text{ kp/cm}^2 = \frac{2\sqrt{6}(1.625)^{-\frac{1}{3}}}{3(1.5)} = 0.92 \text{ kp/cm}^2$$

Longitud de anclaje

$$L = \frac{2 + 0.15 B}{ESR} = \frac{2 + 0.15 (20\ m)}{1} = 5\ m$$

Módulo de deformación

$$E = 40 \log Q = 40 \log 1.625 = 8.43\ GPa$$

Bibliografía

- Arvizu Lara, G., & Dávila Serrano, M. (2014). *Geología Ambiental*. Ciudad de México: Innova.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 1-54.
- Bell, F. G. (1980). *Engineering geology and geotechnics*. Londres: Newnes-Butterworths.
- Bieniawski, Z. T. (1978). Determining rock mass deformability: experience from case histories. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 237-247.
- Canet, C., Mora Chaparro, J. C., Iglesias, A., Cruz Pérez, M. A., Salgado Martínez, E., Zamudio Ángeles, D., y otros. (2017). Cartografía geológica para la gestión del geopatrimonio y la planeación de rutas geoturísticas: Aplicación en el Geoparque Mundial de la UNESCO Comarca Minera, Hidalgo. *Terra Digitalis*, 1, 1-7.
- Chuyes Benel, F. P. (2019). "Aplicación de la clasificación geomecánica del Q de Barton para la elección del sostenimiento en mina Santa Clotilde 7- Chongoyape. Chiclayo.
- Fossen, H. (2010). *Structural Geology*. Cambridge University Press.
- Franklin, J. A., & Dusseault, M. B. (1989). *Rock Engineering*. McGraw-Hill.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid : Pearson Educación .
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. Nueva York: John Wiley & Sons.
- Head, K. H., & Epps, R. J. (2011). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Scotland: Whittles Publishing.
- Hernández, K. O. (2004). *Criterios de resistencia al corte de las discontinuidades rocosas*. Madrid.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Excavaciones subterráneas en roca*. Londres: McGraw-Hill.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (2018). The Hoek-Brown failure criterion and GSI. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1-19.
- Hudson, J. A., & Harrison, J. P. (1997). *Engineering rock mechanics*. Oxford: Elsevier.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Mecánica de suelos*. México: Limusa.
- Kaliakin, V. N. (2017). *Soil Mechanics. Calculations, Principles, and Methods*. Oxford: Elsevier.
- Lancellotta, R. (1995). *Geotechnical Engineering*. Turín : A. A. Balkema.
- Lancellotta, R. (2009). *Geotechnical Engineering. 2nd ed.* Oxford: Taylor & Francis.

- López Jimeno, C. (2003). *ingeoTúneles*. Madrid: Gráficas Arias Montano, S. A.
- Maguiña Aliaga, J. R. (2014). *Mecánica de Rocas II*. Cajamarca.
- Ortega Ramos, C. A., Jaramillo Gil, A. F., & Molina Escobar, J. M. (2016). Modificación de las mallas de perforación de voladuras a partir del índice de esfuerzo geológico (GSI), caso mina "La Maruja", Colombia. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, 32-38.
- Palmstrom, A. (2005). Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). *Tunnels and Underground Space Technology*, 362-377.
- Palmstrom, A., & Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system . *Tunnelling and Underground Space Technology*, 575-593.
- Palmstrom, A., & Singh, R. (2001). THE DEFORMATION MODULUS OF ROCK MASSES- comparisons between in situ tests and indirect estimates . *Tunnelling and Underground Space Technology*, 115-131.
- Ramírez Oyanguren , P., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecánica de rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid: Red DESIR.
- Romana, M., Serón, J. B., & Montalar, E. (2003). SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation. *Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy*.
- Ruiz Vázquez, M., & González Huesca , S. (1999). *Geología aplicada a la ingeniería civil*. México: Limusa.
- SCT. (2007). *Métodos de muestreo y prueba de materiales. Suelos y materiales para terracerías. 7 Límites de consistencia*. México: SCT.
- Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2005). *Rock slope engineering : civil and mining*. Nueva York : Spon Press .