



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Capítulo 2. "Elementos de Mecánica
de Suelos y Rocas en la Geología
Aplicada" del libro Geología
Aplicada a la Ingeniería Civil**

MATERIAL DIDÁCTICO

Que para obtener el título de
Ingeniera Geóloga

P R E S E N T A

Fernanda Desireé Paniagua Mendoza

ASESOR DE MATERIAL DIDÁCTICO

Dr. Moisés Dávila Serrano



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2026



**PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y
HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL
(Titulación con trabajo escrito)**



De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado CAPITULO 2. ELEMENTOS DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS EN LA GEOLOGIA APLICADA DEL LIBRO GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL que presenté para obtener el título de INGENIERA GEÓLOGO es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi Entidad Académica, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de titulación.

FERNANDA DESIREE PANIAGUA MENDOZA
Número de cuenta: 317139219

Agradecimientos

A mis papás, por siempre brindarme mucho más de lo necesario para seguir en el camino que he querido construir día con día y por darme su amor incondicional. A mi mamá, Verónica, por siempre creer en mí y en el potencial que tengo. A mi papá, David, por siempre ser el gran apoyo y nunca dejarme sola.

A mi hermana, Karina, por ser mi principal ejemplo a seguir desde niña, por enseñarme lo que es la valentía y la decisión. Y por abrirme las puertas y trazar el camino a lo desconocido incluso cuando ella no tenía ni idea de cómo hacerlo.

A Carlos, por llegar en el momento indicado y ser mi compañero en este viaje donde comienza a cambiar todo en mi vida. Por cambiar mis paradigmas y siempre ser un enorme apoyo en todo lo que hago.

A mí, por siempre confiar en el proceso y en mí misma...

¡GRACIAS, GRACIAS, GRACIAS!

CAPÍTULO 2. ELEMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS EN LA GEOLOGÍA APLICADA

2.1 MECÁNICA DE SUELOS.....	1
Introducción	1
2.1.1 Origen y tipos suelos.....	1
Tipos de suelos	2
2.1.2 Propiedades Índice y clasificación de suelos	5
Propiedades índice de los suelos	5
Clasificación Ingenieril de los suelos	8
Suelos gruesos.....	10
Suelos finos.....	13
Minerales arcillosos	16
Pasos para clasificar un suelo según SUCS.....	18
Ejemplos	22
2.1.3 Esfuerzos en suelos.....	24
2.1.4 Muestras alteradas e inalteradas	35
2.1.5 Consolidación y resistencia de los suelos	36
Consolidación en suelos.....	36
Resistencia en suelos.....	44
2.1.6 Ejercicios	56
2.1.7 Referencias.....	59
2.2 MECÁNICA DE ROCAS.....	60
Introducción	60
2.2.1 Macizo rocoso y roca intacta.....	60

2.2.2	Esfuerzo, resistencia y deformación.....	62
	Propiedades físicas de la roca intacta	62
	Esfuerzo en rocas	65
	Resistencia en rocas	68
	Deformación en rocas	70
2.2.3	Pruebas de laboratorio y de campo.....	75
	Pruebas de laboratorio	76
	Pruebas en campo	81
2.2.4	Criterios de falla	86
	Criterio de falla de Mohr – Coulomb	87
	Criterio de falla de Barton Bandis	88
	Criterio de falla de Hoek – Brown	91
2.2.5	Principales Tipos de Inestabilidad	98
	Inestabilidad controlada por discontinuidades	99
	Inestabilidad en excavaciones subterráneas	100
	Inestabilidad de pequeña y gran escala.....	102
	Métodos de análisis de estabilidad	103
2.2.6	Referencias.....	109

2.1 MECÁNICA DE SUELOS

Introducción

La Mecánica de Suelos constituye la base del entendimiento del terreno como material de ingeniería. Cada masa de suelo guarda la historia de su origen geológico, la cual define su composición, estructura y comportamiento frente a las cargas que le impone a una obra. Por ello, conocer sus propiedades y su resistencia no sólo es una necesidad técnica, sino también una garantía de seguridad para las estructuras y las personas que dependen de ellas.

El estudio del suelo inicia con la comprensión de su formación y naturaleza pues de su origen dependen características como la granulometría y la plasticidad. A partir de estas propiedades se establece su clasificación, lo que permite compararlo, describirlo y anticipar su comportamiento ante distintos esfuerzos. Comprender cómo y por qué se clasifica un suelo es esencial para interpretar su respuesta mecánica.

En la práctica el ingeniero se enfrenta a un medio que no es uniforme ni completamente sólido, donde el agua intersticial juega un papel determinante. Por ello, el análisis de los esfuerzos que actúan en la masa de suelo se vuelve indispensable para explicar fenómenos como la deformación, la consolidación o la falla. De igual de igual forma, la resistencia al esfuerzo cortante es la propiedad que define el límite de estabilidad de una masa de suelo, y que, a través de ensayos como el triaxial o el corte directo, se reproducen las condiciones reales a las que puede estar sometido un suelo en campo, obteniendo parámetros fundamentales para el diseño geotécnico.

Así, el estudio de la Mecánica de Suelos integra el conocimiento geológico, físico y mecánico del terreno, con el fin de evaluar su comportamiento bajo condiciones reales de carga y drenaje. En síntesis, este capítulo ofrece una visión integral de los principios que rigen el comportamiento del suelo como material de ingeniería, proporcionando las bases necesarias para su correcta identificación, caracterización y análisis en proyectos geotécnicos.

2.1.1 Origen y tipos suelos

Para iniciar el estudio de la **Mecánica de Suelos**, es fundamental comprender cómo se define el elemento central de análisis: **el suelo**. Desde el punto de vista geológico, el *suelo* corresponde a una delgada capa de la corteza terrestre que es resultado de la desintegración y alteración de las rocas debido a procesos de meteorización y erosión (materia mineral), restos descompuestos tanto animales como vegetales (materia orgánica), además de aire y agua que ocupan los espacios porosos entre partículas.

En cambio, para la **Ingeniería Geológica**, el *suelo* se concibe como un **sistema multifásico**, que puede ser **bifásico o trifásico** según los componentes presentes. Este sistema está constituido por **materia mineral y/u orgánica** (fase sólida), y puede contener en sus poros **agua y/o aire** (fase líquida y gaseosa). Cuando los poros del suelo se encuentran completamente llenos de agua, se denomina *suelo saturado*; y si coexisten tanto aire como agua en los intersticios, se denomina *suelo semisaturado*⁶.

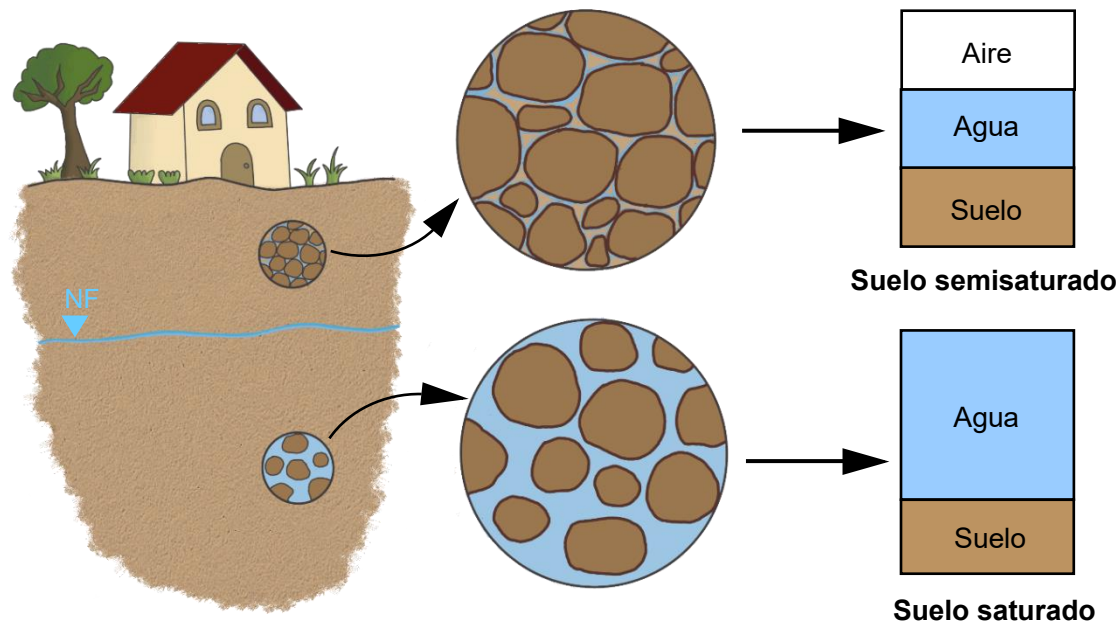


Figura 2.1.1.1 Representación de las fases del suelo.

Este proceso de formación de suelos ha tenido lugar a lo largo de las eras geológicas, por lo que la proporción de cada uno de los componentes que lo integran puede variar; sin embargo, todos ellos siempre están presentes en mayor o menor medida. Es importante mencionar que cada suelo es único, y sus propiedades tienden a variar más rápidamente en sentido vertical que horizontal⁸.

Asimismo, **el suelo se desarrolla en respuesta a las interacciones con su entorno**, las cuales tienen que ver con el ser humano y su infraestructura, la actividad biológica de la fauna y flora, y los procesos naturales del planeta. Con el tiempo, el suelo llega a un equilibrio con su entorno; no obstante, cuando alguno de los factores que lo rodean se ve modificado, el suelo también reacciona, ya que es dinámico y sensible a su entorno, por lo tanto, se ajustará nuevamente para recuperar su equilibrio.

Tipos de suelos

La corteza terrestre, al estar expuesta a un entorno dinámico y cambiante, es atacada principalmente por la acción del agua y del aire. No obstante, no son los únicos agentes que intervienen. Las rocas, al encontrarse en contacto directo con el entorno terrestre, indudablemente están expuestas a la *meteorización física o química*.

- **Meteorización física:** Tiende a romper la roca inicial y a dividirla en fragmentos cada vez más pequeños sin modificar su composición mineral original¹⁴. Algunos ejemplos de este tipo de meteorización son el congelamiento de agua dentro de fracturas de las rocas, crecimiento de raíces vegetales entre fracturas, actividad biológica de los seres vivos, entre otros.
- **Meteorización química:** Transforma la composición química de los minerales de las rocas en uno o más compuestos nuevos que son estables en el ambiente que

les rodea. Es de resaltar, que el agua es el agente más importante que actúa en la meteorización química. Los principales procesos químicos que modifican las rocas son la disolución, oxidación e hidrólisis¹⁴.

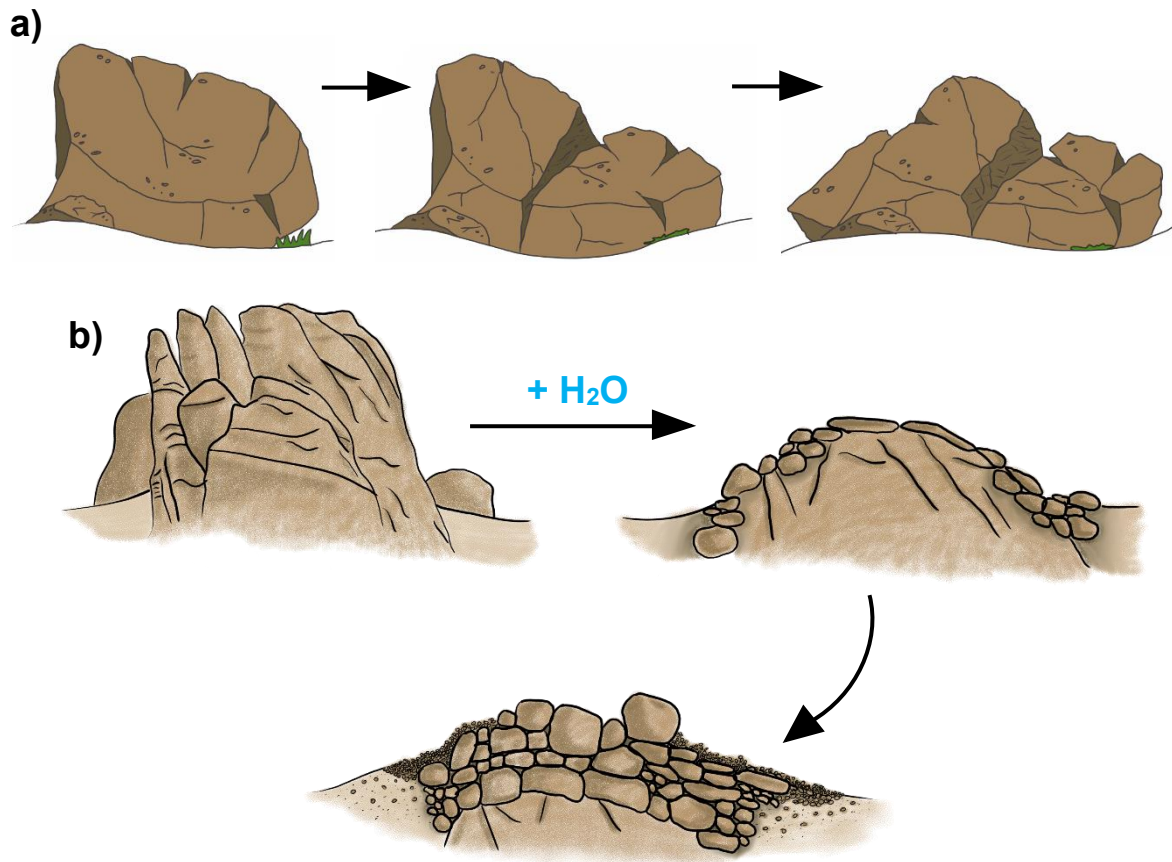


Figura 2.1.1.2 a) Meteorización física. Fragmentación de la roca en pedruzcos más pequeños; b) Meteorización química. Proceso de arenización en una roca granítica causado por hidrólisis.

Los suelos **se clasifican según el lugar donde permanecen después de haber sido meteorizados**. Se denomina *suelo residual* al material disgregado que permanece in situ, es decir, sobre el mismo sitio donde se formó. Dentro de esta categoría también se incluyen los *suelos orgánicos*, ya que la materia orgánica, la descomponerse permanece in situ⁴. En cambio, cuando el material es removido de su sitio de formación y transportado por agentes como el viento, el agua, la gravedad, glaciares, etc., se le conoce como *suelo transportado*.

Suelos residuales

Los suelos residuales tienen dos características importantes: el perfil de meteorización y el conjunto de estructuras heredadas⁸. El *perfil de meteorización* es la secuencia de materiales que se han disgregado y que permanecen encima de la roca original, en donde el suelo es la última parte del perfil, y la roca madre es la parte más alejada de la superficie que pisamos (figura 2.1.1.3). El *conjunto de estructuras heredadas* no es más que todas esas características estructurales originales (diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas, etc.) que hereda el suelo de la roca madre⁶.

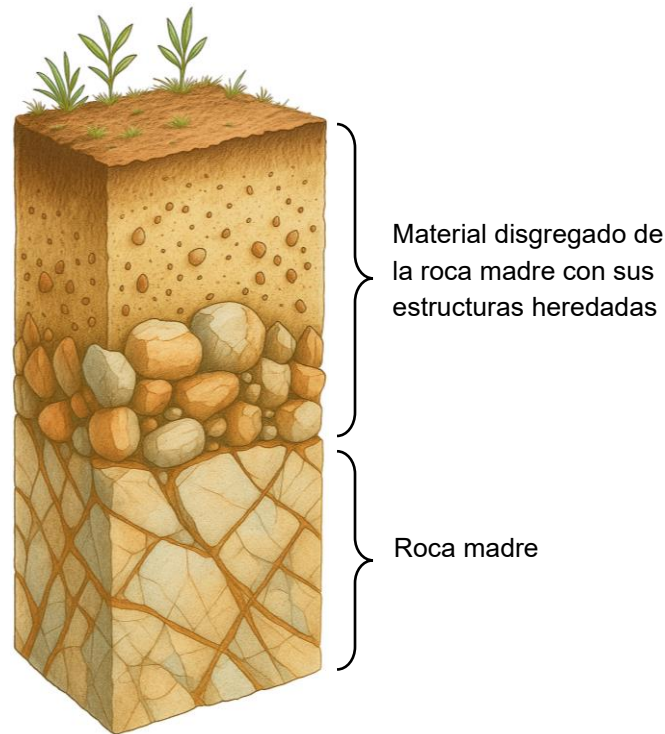


Figura 2.1.1.3 Perfil de meteorización de un suelo y sus estructuras heredadas. Imagen generada con inteligencia artificial Chat GPT (OpenAI, GPT-5) a partir de descripción técnica del autor 2025.

Las condiciones climáticas y la topografía de un lugar desempeñan un papel fundamental en la formación de un suelo, ya que determinan la intensidad y velocidad de los procesos de meteorización. Por ejemplo, en regiones cálidas y húmedas, la tasa de meteorización es mayor que en las regiones frías y secas⁵, lo que explica por qué en zonas tropicales los suelos pueden abarcar cientos de metros de espesor¹¹. En cambio, en regiones semiáridas o templadas, los suelos residuales suelen ser rígidos y estables, y no abarcan gran profundidad.

Dentro de los suelos residuales, se encuentran los *suelos orgánicos*, formados principalmente por la acumulación *in situ* de materia orgánica proveniente de restos vegetales, esqueletos de animales o conchas de organismos¹⁵. Un ejemplo característico es la turba, la cual contiene una alta proporción de materia orgánica en descomposición respecto a la fracción mineral. Este tipo de suelo se reconoce en campo por su color negro o marrón, su baja densidad y su elevada compresibilidad y porosidad cuando está seco⁴.

Suelo transportado

Los suelos transportados se clasifican en distintos grupos según el agente que haya intervenido en su transporte y deposición:

- **Depósitos de talud:** Formados por la acumulación de material debido a deslizamientos de tierra por acción de la gravedad (ej. depósitos coluviales).
- **Depósitos aluviales:** Los sedimentos son transportados y depositados por agua en movimiento, como a lo largo de ríos, arroyos o canales (p.ej. abanicos aluviales, meandros, barras de arena, meandros abandonados, etc.).

- **Depósitos lacustres:** Formados por la deposición de sedimentos predominantemente finos dentro de cuerpo de agua hay baja energía de transporte (p.ej. estuarios, deltas, lagos, lagunas, etc.).
- **Depósitos marinos:** Son aquellos que se forman dentro del mar por acción de las corrientes marinas y el oleaje como bordes de plataforma, talud continental y depósitos de mar profundos o por el contacto entre un cuerpo de agua dulce y el mar, como los depósitos turbidílicos.
- **Depósitos eólicos:** Se forman por las partículas y materiales que son transportados y depositados por la acción del viento (p.ej. médanos y loess).
- **Depósitos volcánicos:** Son el producto de expulsiones de material volcánico, las cuales se depositan en zonas aledañas al edificio volcánico. Estas suelen ser ceniza, lapilli, tobas, ignimbritas, etc.
- **Depósitos glaciares:** Formados por el movimiento de grandes masas de hielo en zonas glaciares, dando lugar a la formación de depósitos de morrenas.

2.1.2 Propiedades Índice y clasificación de suelos

Propiedades índice de los suelos

Para la **Geología Aplicada a la Ingeniería Civil**, es de suma importancia **identificar y clasificar un suelo** antes de ejecutar cualquier obra, ya que este conocimiento permite comprender sus características físicas y su comportamiento antes, durante y después de la construcción. Pero surge la pregunta: ¿cuáles son estas características y cómo se obtienen?

En primer lugar, un suelo **se identifica y clasifica a partir de sus propiedades índice**, que no son más que relaciones matemáticas que expresan la interacción que existe entre masas o volúmenes de agua, aire y/o sólidos que forman parte del suelo y que se obtienen mediante ensayos de laboratorio.

Estas propiedades índice proporcionan información esencial a las ingenieras e ingenieros, ya que permiten predecir el comportamiento del suelo. Las principales propiedades índice de los suelos son:

- Contenido de agua (W).
- Relación de vacíos (e) y porosidad (n).
- Peso específico (γ).
- Gravedad específica (G_s)
- Grado de saturación (S).
- Granulometría.
- Límites de consistencia o límites de Atterberg.

Así como existen las propiedades índice, también existen las propiedades mecánicas como la cohesión, el ángulo de fricción interna o la resistencia al cortante, cuyas especificaciones se retomarán más adelante.

A continuación, se explican las propiedades índice, con excepción de la *granulometría* y los *límites de consistencia*, que se abordarán en el siguiente apartado por ser propiedades índice fundamentales para clasificar suelos.

Contenido de agua o humedad (W)

Es la relación que hay entre el peso del agua que contiene la muestra (W_w) y el peso de sus sólidos (W_s). Normalmente se expresa en porcentaje.

$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100\%$$

Un aspecto importante a considerar es que, a medida que **aumenta el contenido de agua en un suelo, su resistencia al cortante disminuye**; por el contrario, cuando el **contenido de agua es menor, la resistencia al cortante tiende a incrementarse**.

Relación de vacíos (e) y porosidad (n)

La *relación de vacíos* (e), es la relación entre el volumen de espacios vacíos (V_v) y el volumen de sólidos en una muestra de suelo (V_s). Esta cantidad es adimensional y usualmente es expresada en decimales.

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

La *porosidad* (n) puede expresarse en función de la relación de vacíos (e), ya que, esta propiedad se define como la relación que hay entre el volumen de vacíos o huecos (V_v) y el volumen total del suelo (V_t).

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{e}{1 + e}$$

De igual manera la relación de vacíos (e), se puede expresar en función de la porosidad (n):

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1 - n}$$

La *relación de vacíos* es una gran herramienta que permite a identificar qué tan compresible es un suelo. En general cuanto **menor porosidad tenga el suelo, menor será su compresibilidad** y, por ende, **presentará menor deformación** cuando esté bajo una sobrecarga. Por el contrario, si la **relación de vacíos es alta** (indicativa de mayor porosidad), el suelo será **más compresible y presentará mayor deformación**.

Peso específico (γ)

Es el peso de un suelo por unidad de volumen. Las unidades en las que se mide pueden expresarse tanto en kN/m^3 como en kg/m^3 . En la mecánica de suelos, existen cuatro tipos de pesos específicos dependiendo de cómo están en contacto las partículas del suelo con el agua o aire que guardan los poros.

- a) **Peso específico seco (γ_d):** Es la relación del peso de los sólidos del suelo respecto a su volumen total después de haber eliminado la humedad.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

- b) **Peso específico aparente (γ_{ap}):** Es la relación entre el peso total de la muestra (sólidos + agua) y el volumen total de la muestra.

$$\gamma_{ap} = \frac{W_t}{V_t}$$

- c) **Peso específico saturado (γ_{sat}):** Es la relación entre peso total de la muestra de suelo y su volumen total cuando los poros se encuentran saturados. γ_w es el peso específico del agua.

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e}$$

- d) **Peso específico sumergido (γ_{sum}):** Es el peso del suelo cuando se encuentra bajo el nivel freático. Se obtiene restando el peso específico saturado (γ_{sat}) menos el peso específico del agua (γ_w).

$$\gamma_{sum} = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava (<i>gravel</i>)	20 – 22	15 – 17
Arena (<i>sand</i>)	18 – 20	13 – 16
Limo (<i>silt</i>)	18 – 20	14 – 18
Arcilla (<i>clay</i>)	16 – 22	14 – 21

Tabla 2.1.2.1 Valores típicos de pesos específicos sumergidos y secos de los suelos. Tomado de Muni Budhu (2000).

Gravedad específica de los sólidos (G_s)

Es la relación entre el peso de los sólidos del suelo (W_s) respecto al peso del agua de igual volumen.

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

Grado de saturación (S)

Representa la relación de volumen de agua (V_w) respecto al volumen de espacios vacíos (V_v) y es comúnmente expresada como porcentaje.

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w G_s}{e} \quad \text{o} \quad S e = w G_s$$

Si $S = 1$ o 100%, el suelo está saturado. Si $S = 0$, el suelo está seco, aunque es casi imposible tener un suelo con estas características.

Es importante señalar que también existe el Grado de Saturación Seco (S_r), que es la relación entre el peso del agua (V_w) que contiene la muestra y el contenido si estuviera saturado al 100% (W_{sat}). Se calcula de la siguiente manera:

$$S_r = \frac{W}{W_{sat}}$$

Clasificación Ingenieril de los suelos

Así como el suelo puede clasificarse según su origen y composición mineralógica, también es posible hacerlo a partir de dos de sus propiedades índice: *la granulometría* y los *límites de Plasticidad o de Atterberg* (principalmente aplicables a suelos finos).

Los tamaños de partículas que componen un suelo pueden variar ampliamente dentro de un mismo depósito; por ello, existen diversos métodos de clasificación, según el propósito para el cual se destine. En la actualidad, el sistema más utilizado en ingeniería y geotecnia es el **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos** (SUCS o USCS, por sus siglas en inglés). Este sistema fue propuesto por Arthur Casagrande en 1948 y se basa en las características de **tamaño de partícula (granulometría)**, **gradación**, **plasticidad** y **cantidad de agua presente en el suelo**. El mapa mental del SUCS y la metodología para su aplicación se abordarán más adelante, una vez aclarados algunos después conceptos básicos que faciliten su comprensión.

Antes que nada, es importante señalar que el SUCS clasifica las partículas de un suelo de acuerdo con su granulometría, como se observa en la figura 2.1.2.1.

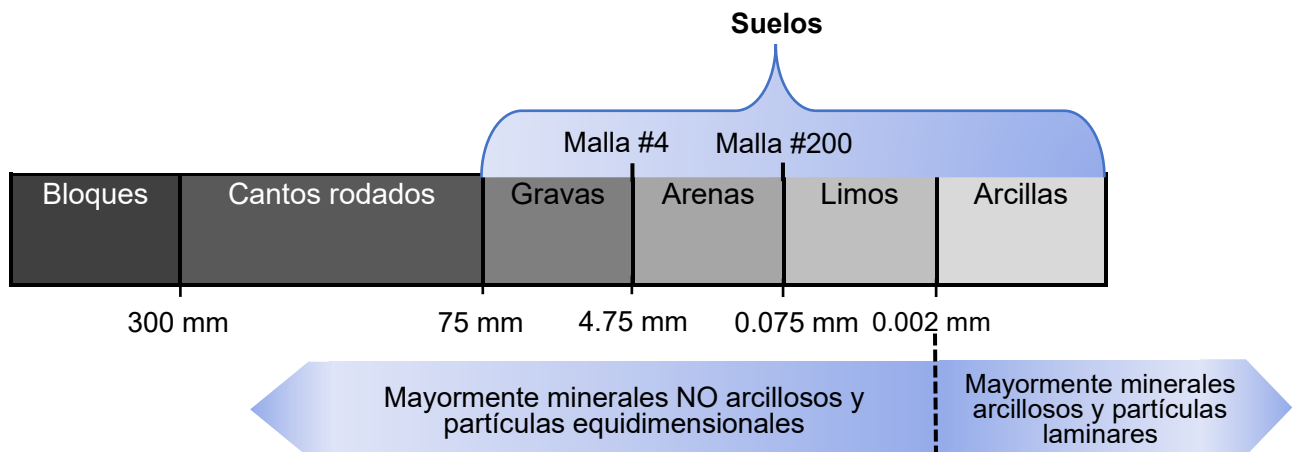


Figura 2.1.2.1 Tamaños de partícula de los suelos.

¿Cómo determinar qué tamaño de partículas tiene un suelo?

Un suelo puede estar constituido por una combinación de partículas gruesas y finas; por ello, resulta esencial conocer la proporción de cada fracción que está presente en el suelo con el fin de determinar sus características y propiedades para posteriormente darle un uso ingenieril.

Para determinar el tamaño de las partículas, se realiza un *ensayo granulométrico* cuyos resultados se representan en una gráfica semi-logarítmica que forma una curva conocida como *curva granulométrica* (figura 2.1.2.2). Esta gráfica permite identificar de forma práctica la proporción de los distintos tamaños de partícula en la muestra analizada, lo que facilita su clasificación.

Para realizar el ensayo, se emplea una muestra seca representativa de suelo, la cual se somete a un proceso de tamizado a través de mallas con distintos tamaños de abertura. Se registra la cantidad de material que pasa y la que queda retenida en cada tamiz (figura 2.1.2.2). Posteriormente, los resultados se grafican colocando el diámetro de partícula en el eje de las abscisas, en escala logarítmica, y el porcentaje de partículas de cada tamaño que pasa por cada malla en el eje de las ordenadas.

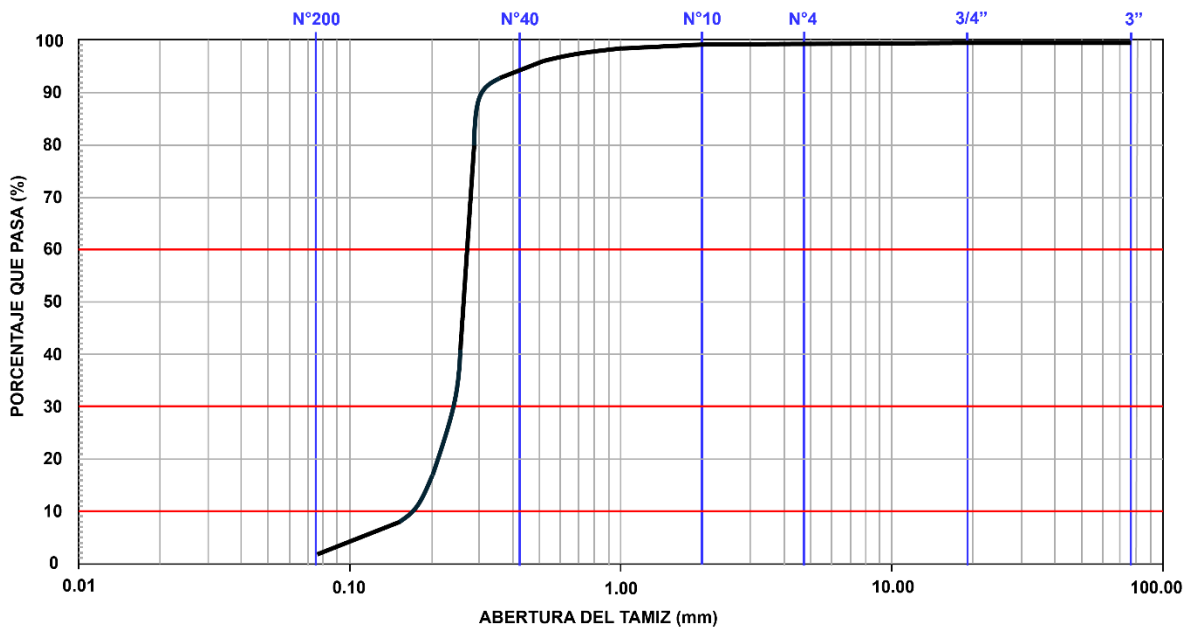


Figura 2.1.2.2 Curva granulométrica. Obsérvese que en la parte superior se encuentran los tamaños de tamiz con líneas proyectadas hacia abajo, que son útiles para graficar los porcentajes de suelo que pasa por ellos.

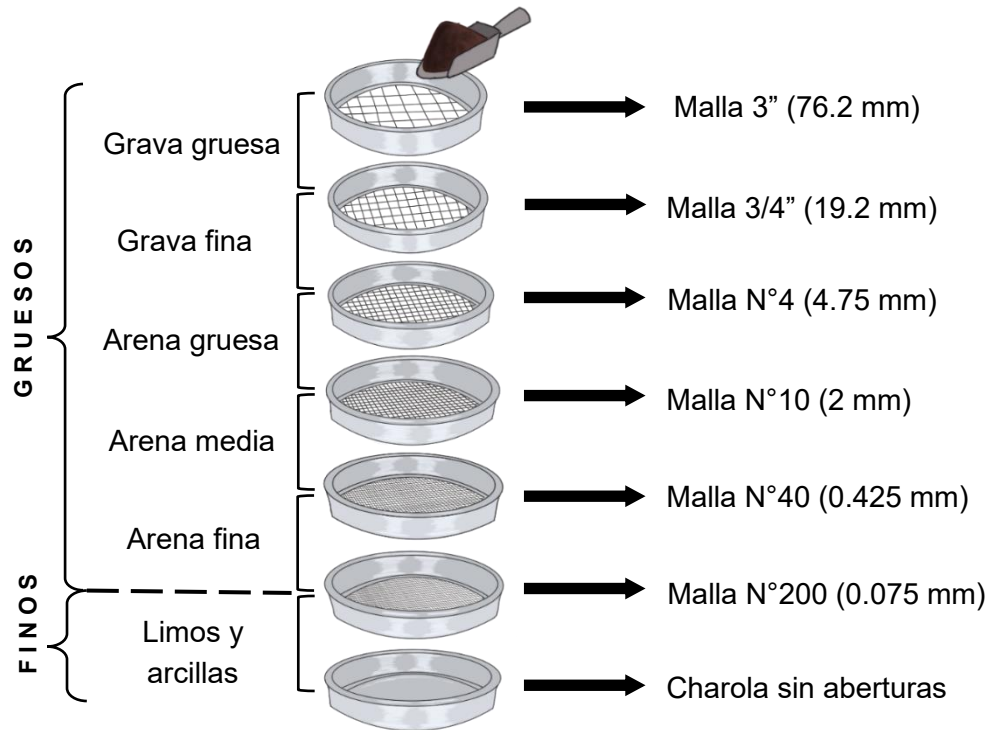


Figura 2.1.2.3 Proceso de tamizado de muestra de suelo que atraviesa los diferentes tamaños de mallas.

La malla con aberturas más amplias es la de 3" (76.2 mm), a través de la cual pasan las partículas cuyo tamaño es menor a ese valor. En cambio, la **malla N°200** (0.074 mm), que es la malla con aberturas más reducidas, representa el **límite convencional que separa las partículas gruesas** (gravas y arenas) **de las partículas finas** (limos y arcillas), según la norma ASTM D2487 y el SUCS. El material que pasa por la malla N°200 se considera fino, mientras que el material retenido corresponde a la fracción gruesa. De esta manera, un suelo se clasifica como **grueso si más del 50% del material queda retenido en la malla N°200**, y como **fino si más del 50% pasa dicha malla**⁴.

Es importante destacar que los **suelos finos**, o las fracciones del suelo que contienen una cantidad significativa de finos, **no se clasifican según su tamaño, sino de acuerdo con su plasticidad**, propiedad que se retomará más adelante. Para estimar la **distribución de tamaños dentro de la fracción fina**, se aplica el **ensayo del hidrómetro**, el cual permite inferir la proporción relativa de limos y arcillas⁹.

Suelos gruesos

Para comenzar con la clasificación de suelos gruesos es importante comprender los siguientes conceptos: *gradación*, *coeficiente de curvatura (Cc)* y *coeficiente de uniformidad (Cu)*.

Gradación

La *gradación* es el primer concepto fundamental en la clasificación de suelos gruesos, ya que describe la distribución de tamaño de partículas gruesas que contiene un suelo, o sea que, nos dice qué tanto varían los tamaños de las partículas de una muestra de suelo.

Un *suelo bien gradado (W)*, es aquel que presenta una **distribución continua y variada de tamaños de partícula**, de modo que las fracciones más pequeñas ocupan parcialmente los espacios entre las más grandes, reduciendo la cantidad de espacios vacíos. Por el contrario, un *suelo mal gradado o pobremente gradado (P)*, está compuesto por **partículas de tamaño similar o con ausencia de tamaños intermedios**, lo que ocasiona mayor volumen de vacíos.

Estas características de gradación se reflejan en forma de las curvas granulométricas: las curvas correspondientes a suelos bien gradados presentan una pendiente suave y extendida, mientras que las de suelos mal gradados son empinadas o muestran tramos horizontales, indicando una distribución deficiente⁸ (figura 2.1.2.4).

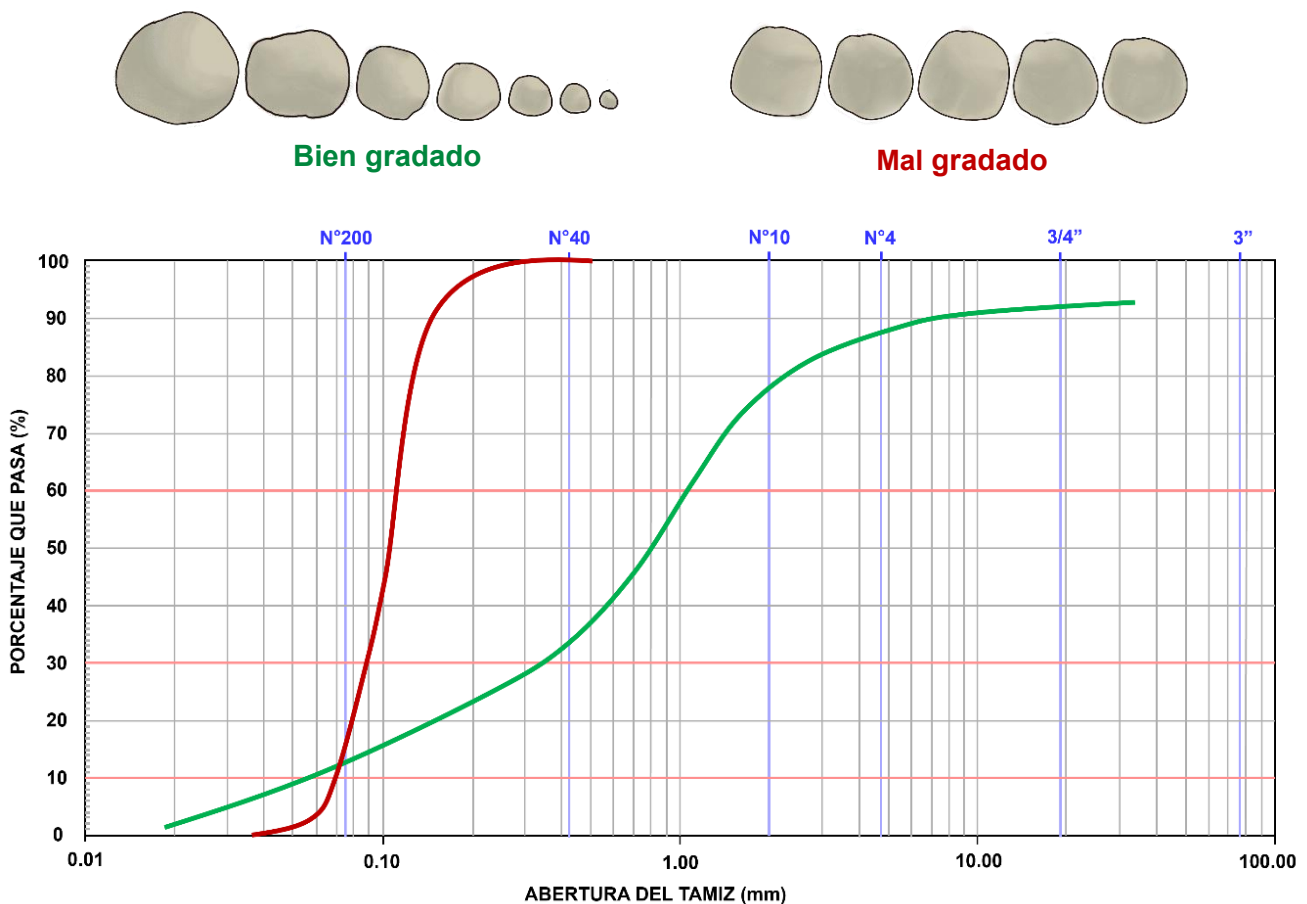


Figura 2.1.2.4 Curva granulométrica que compara un suelo *bien gradado* y otro *mal gradado*. Un suelo es bien gradado si su curva abarca un rango amplio de diámetros de partícula y se extiende a lo largo de la gráfica. Por el contrario, la curva de un suelo mal gradado tiene una pendiente más abrupta y casi vertical, abarcando unos cuantos diámetros de partícula.

La gradación de un suelo influye significativamente en sus propiedades mecánicas e hidráulicas. En términos generales, los suelos **mal gradados compuestos por partículas gruesas y uniformes presentan alta permeabilidad**, ya que sus poros interconectados permiten el libre paso del agua. En cambio, los suelos **bien gradados poseen menor permeabilidad**, pues las partículas finas rellenan los espacios vacíos entre las gruesas⁵. Del mismo modo, un suelo bien gradado puede compactarse con mayor facilidad que un

suelo mal gradado, debido a que sus partículas logran acomodarse de forma más eficiente unas contra otras⁵.

Como se explicó anteriormente, los suelos gruesos quedan divididos de los suelos finos por la malla N°200 (0.075 mm). En el caso de los suelos gruesos, la **malla N°4** (4.75 mm) establece la **división entre gravas de arenas**, específicamente es el límite entre gravas finas y arenas gruesas. Por lo tanto, si más del 50% de la fracción gruesa queda retenida en la malla N°4, el suelo se clasifica como grava (G); en cambio, si más del 50% pasa dicha malla, se clasifica como arena (S).

Coeficiente de curvatura (Cc) y coeficiente de uniformidad (Cu)

Antes de aplicar la clasificación SUCS a los suelos gruesos, es necesario comprender dos conceptos fundamentales: el *coeficiente de uniformidad (Cu)* y el *coeficiente de curvatura o de gradación (Cc)*. Estos coeficientes se obtienen a partir de la curva granulométrica, utilizando los diámetros característicos D_{10} , D_{30} y D_{60} , y permiten evaluar el grado de distribución de los tamaños de partícula en el suelo, aspecto clave para determinar si se trata de un material bien o mal gradado.

El *coeficiente de uniformidad (Cu)* está dado por la relación:

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

Donde:

D_{60} = diámetro de partícula que corresponde al 60% en la curva granulométrica

D_{10} = diámetro de partícula que corresponde al 10% en la curva granulométrica

El *coeficiente de curvatura o de gradación (Cc)* se expresa como:

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

Donde:

D_{30} = diámetro de partícula que corresponde al 30% en la curva granulométrica.

Un suelo *bien gradado (W)*, tiene un *coeficiente de uniformidad* mayor que 4 para las gravas ($C_u > 4$), 6 para las arenas ($C_u = 6$), y un *coeficiente de curvatura entre 1 y 3* para gravas y arenas (C_c entre 1 y 3)⁵.

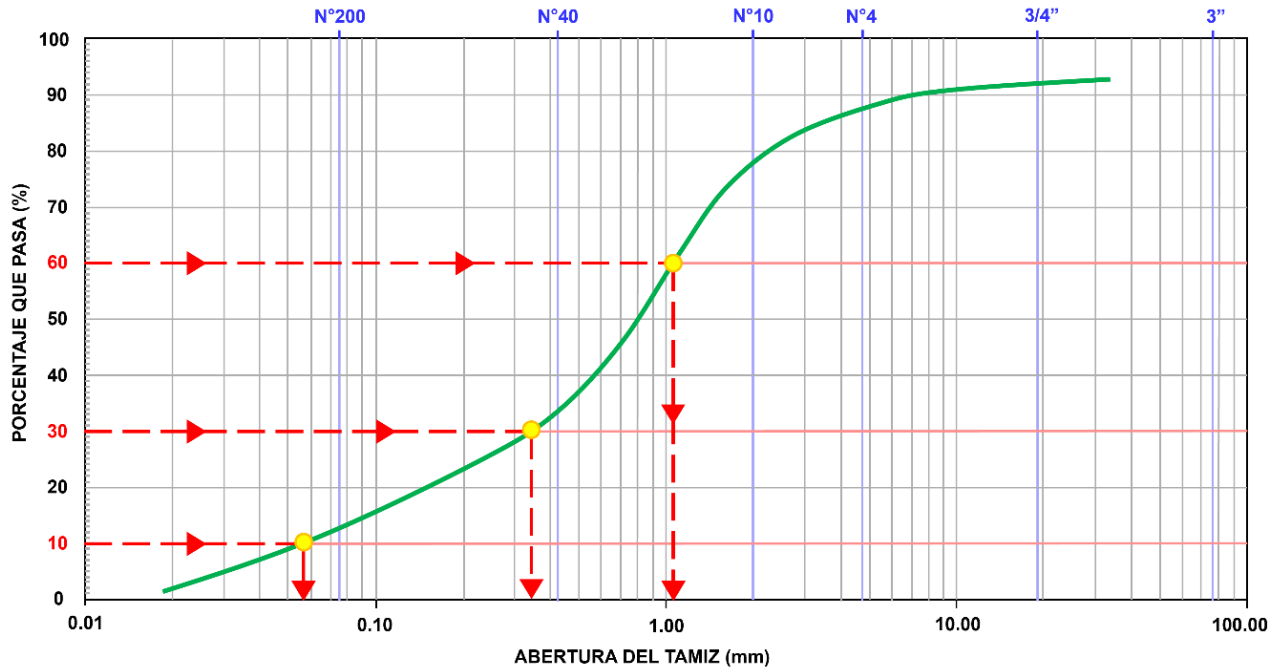


Figura 2.1.2.5 El D_{10} , D_{30} y D_{60} , se obtienen proyectando una horizontal desde el eje de las ordenadas en el porcentaje que corresponda (10, 30 o 60), hasta la curva granulométrica, y posteriormente, se baja una vertical hacia el tamaño de partícula en el eje de las ordenadas.

Suelos finos

Contenido de agua y límites de Atterberg

Como se había mencionado anteriormente, los suelos finos (limos y arcillas) no quedan claramente identificados solo con un ensayo de granulometría; por ello, se clasifican de acuerdo con sus características de **plasticidad**.

La *plasticidad* es la propiedad que presentan los materiales finos para poder **deformarse hasta cierto punto sin romperse** dentro de un rango de humedad determinado. Para comprender este concepto, es importante considerar que el comportamiento de un suelo varía según su contenido de agua.

En función de su contenido de agua, un suelo puede encontrarse en uno de los cuatro *estados* o *grados de consistencia*: líquido, plástico, semisólido y sólido⁵ (figura 2.1.2.6). Para **indicar los puntos críticos en los que ocurre la transición entre un estado y otro**, se definen los *límites de consistencia* o de Atterberg, los cuales se utilizan para **determinar el contenido de agua necesario para que un suelo cambie su estado de consistencia**. Los *límites de consistencia* se expresan en porcentaje y son los siguientes: *límite líquido*, *límite plástico* y *límite de contracción*.

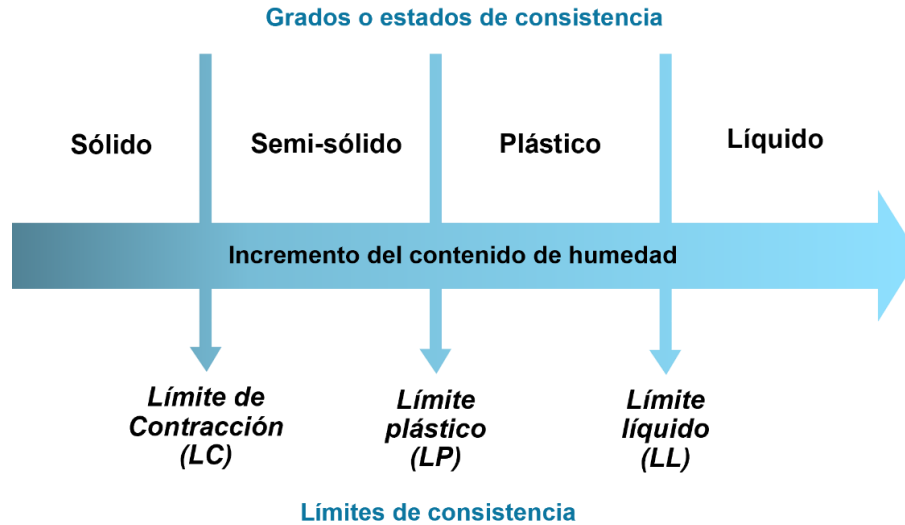


Figura 2.1.2.6 Límites de Atterberg y límites de consistencia. Modificado de Braja M. Das (2013).

El *límite de contracción* es el punto de transición en el que un suelo pierde humedad y cambia de estado semi-sólido al sólido, por ejemplo, las grietas de desecación. El *Límite Plástico (LP)* es el contenido de agua que necesita el suelo para que transicione del estado semi-sólido al plástico, y el *Límite Líquido (LL)* es el contenido de agua necesario para que pase del estado plástico al estado líquido.

Hay otros dos términos relevantes en el proceso de clasificar un suelo fino, y son el *Índice de Plasticidad (IP)* y el *Índice de Liquidez (IL)*. El *Índice de Plasticidad* se calcula como la diferencia entre el *Límite Líquido* y el *Límite Plástico* ($IP = LL - LP$).

Tipo de material o suelo	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Gravas	No aplica	No plástico	No aplica
Arenas	No aplica	No plástico	No aplica
Limos	30-40	20-25	10-15
Arcillas	40-150	25-50	15-100
Caolinita	50-60	30-40	10-25
Illita	95-120	50-60	50-70
Montmorrillonita	290-710	50-100	200-660

Tabla 2.1.2.2 Valores típicos de consistencia en suelos. Tomado de Muni Budhu (2000).

Tanto el *límite líquido* como el *límite plástico* se emplean para conocer las características de plasticidad que presenta un suelo con finos. Ambos se calculan mediante ensayos de laboratorio conocidos como Copa Casagrande y la prueba de plasticidad, respectivamente.

El ensayo de la Copa Casagrande (figura 2.1.2.7) se realiza para determinar el *límite líquido* del suelo, y consiste en poner en la copa Casagrande cierta cantidad de suelo previamente mezclada con agua, para después hacer una abertura al material con un ranurador. Posteriormente, se procede a darle golpes a la copa con la manivela del instrumento a razón de 2 golpes por segundo, y se registra la cantidad de golpes que se necesitaron para que la abertura se cerrara, como se muestra en la figura 2.1.2.8. Este procedimiento se repite cuatro veces.

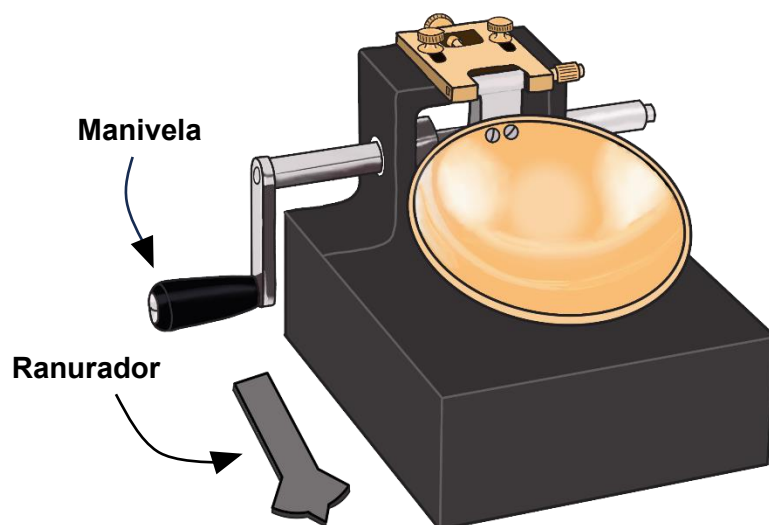


Figura 2.1.2.7 Instrumento utilizado para el ensayo de copa casagrande.

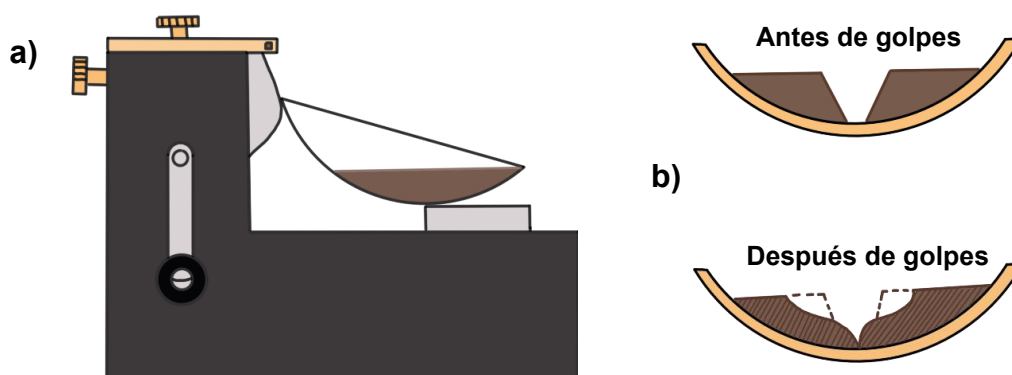


Figura 2.1.2.8 a) Vista lateral de la Copa Casagrande. b) Muestra de suelo después de pasar el ranurador (arriba); muestra de suelo con abertura cerrada después de darle golpes (abajo).

El ensayo para obtener el **límite plástico** de un suelo se obtiene realizando **rollitos de una muestra de suelo previamente mezclada con agua** (figura 2.1.2.9). Estos rollitos se moldean con las manos y se hacen girar sobre una placa de vidrio hasta que alcancen un **diámetro de 3mm en toda su longitud**. Lo que se registra en este ensayo es si el rollito se rompe o no en tres partes al alcanzar los 3mm de diámetro. Este procedimiento se repite tres veces y se obtiene su contenido de agua.

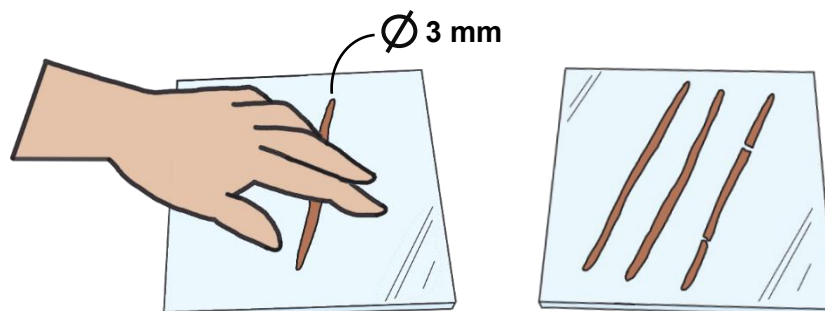


Figura 2.1.2.9 Ensayo de rollitos para determinar el límite plástico.

Minerales arcillosos

Los minerales arcillosos desempeñan un papel fundamental en la geotecnia, pues el tipo de arcilla presente determina en gran medida el comportamiento del suelo o de las discontinuidades en una roca, influyendo en su plasticidad, expansividad, cohesión y permeabilidad⁴.

Las arcillas son el producto de la meteorización química de las rocas, generalmente ígneas y metamórficas, como consecuencia de la **hidratación y alteración de los componentes menos estables**. Todos los minerales arcillosos son **silicatos de aluminio hidratados**, aunque en algunos casos también contienen **silicatos de magnesio, hierro u otros metales también hidratados**¹⁵. Su estructura cristalina se basa en dos unidades básicas: los *tetraedros de sílice* y los *octaedros de aluminio*⁵.

Los *tetraedros de sílice* constituyen la unidad estructural básica que forma cualquier mineral silicatado; están formados por un catión de silicio en el centro, rodeado por cuatro aniones de oxígeno ubicados en los vértices del tetraedro, que al enlazarse forman láminas de sílice. Por su parte, los *octaedros de aluminio* están formados de seis grupos hidroxilo que rodean un átomo de aluminio; al unirse, forman una *lámina de aluminio*, o *lámina de gibsita* (figura 2.1.2.10).

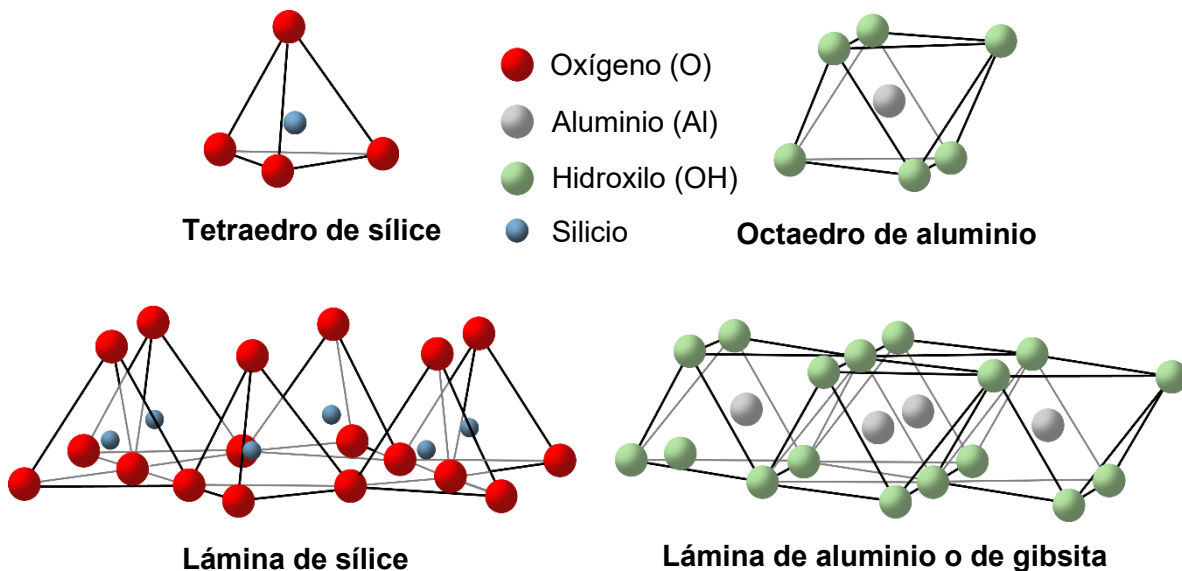


Figura 2.1.2.10 Estructura química de las unidades básicas que forman las arcillas.

El apilamiento de estas láminas de sílice sobre sobre láminas octaédricas determina la estructura cristalina y las propiedades de los minerales arcillosos. De esta manera se forman los principales minerales que constituyen arcillas: *caolinita*, *montmorillonita* e *illita*³.

Caolinita

Proviene del nombre chino *Kau-ling*, y se origina a partir de la **carbonatación de la ortoclasa**⁴. Su estructura está formada por **una lámina de sílice y una de aluminio (gibsita)**, unidas por enlaces de hidrógeno, los cuales impiden la penetración de agua entre

ellas (adsorción), haciéndola una arcilla estable en presencia de agua⁴. Cada capa tiene un espesor aproximado de 0.72 nm y es común en arcillas en regiones húmedas³.

Illita

La illita debe su nombre al estado de *Illinois*, en E.U.A, y se forma como el resultado de la **hidratación parcial de las micas**, razón por la cual se le conoce como *arcilla micácea*⁴. Su estructura está compuesta por **una lámina de aluminio intercalada entre dos láminas de sílice** como en un sándwich, con un espesor aproximado de 0.96 nm por capa³. Las capas de illita se mantienen unidas entre sí por iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua, provocando que no sean tan expansivas como la montmorillonita⁵.

Montmorillonita

Recibe su nombre de la ciudad de *Montmorillon* en Francia⁴. Posee una estructura similar a la de la illita, con la única diferencia de que cada capa está **unida entre sí por fuerzas débiles de Van der Waals**, no por iones de potasio. El arreglo de esta arcilla **permite que el agua pueda entrar fácilmente entre esos enlaces**, lo que causa su separación o hinchamiento (*swelling*); por esta razón, se le conoce comúnmente como arcilla expansiva (*expansive clay*)³.

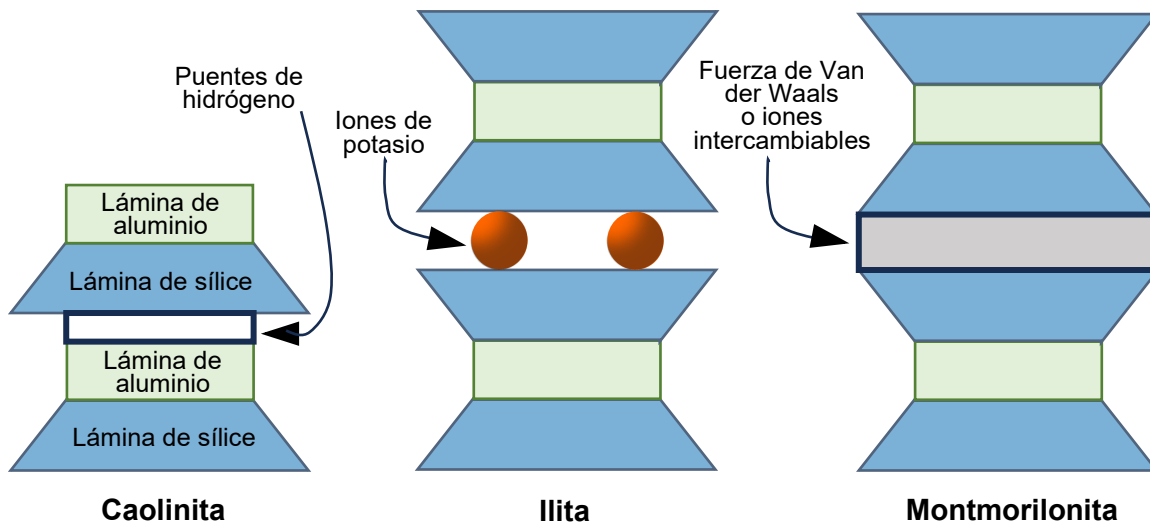


Figura 2.1.2.11 Estructura de la caolinita, illita y montmorillonita

En general, lo que se puede decir de las arcillas de cualquier grupo es lo siguiente:

- Son plásticas.
- Se contraen al secarse.
- Tienden a presentar una cohesión notable según su contenido de humedad.
- Son comprensibles, y cuando se les aplica una carga en su superficie, se comprimen lentamente⁴.

Pasos para clasificar un suelo según SUCS

La clasificación SUCS, define a cada tipo de suelo mediante la combinación de letras (tabla 2.1.2.3), las cuales hacen referencia al tamaño de partícula (*G, S, C o M*), su gradación (*P o W*), o su plasticidad (*H o L*) en el caso de suelos finos.

Nomenclatura	Significado
GP	Grava mal gradada
GW	Grava bien gradada
GM	Grava limosa
GC	Grava arcillosa
SP	Arena mal gradada
SW	Arena bien gradada
SM	Arena limosa
SC	Arena arcillosa
ML	Limo de baja plasticidad
MH	Limo de alta plasticidad
CL	Arcilla de baja plasticidad
CH	Arcilla de alta plasticidad
OL	Limo orgánico de baja plasticidad
OH	Limo orgánico de alta plasticidad

Tabla 2.1.2.3 Nomenclatura SUCS para cada tipo de suelo.

En las siguientes páginas en la figura 2.1.2.13 y 2.1.2.14, se presentan los diagramas que facilitan la clasificación de un suelo mediante SUCS. Para hacer uso de dichos diagramas, se deben tener ciertas consideraciones:

- Si **menos del 50%** de material total pasa la **mallita N°200**, es un **suelo grueso**, por lo que su símbolo será **G o S + gradación**.
- Si **más del 50%** del material total pasa la **mallita N°200**, es un **suelo fino**, por lo que su símbolo será **M o C + plasticidad**.
- Si el porcentaje de finos (material que pasa la mallita N°200) es **mayor que 12% pero menor que 50%**, su nomenclatura será la combinación de **partícula gruesa + partícula fina**, por ejemplo: SC o GC.
- Si el suelo resulta ser grueso y tiene un porcentaje de **finos entre 5-12%**, se usa **símbolo doble**, por ejemplo: SW-SC o GP-GM.
- Un suelo fino se puede clasificar como OL u OH, solamente si se reporta que tiene características de materia orgánica, como su olor o textura.

Carta de Plasticidad

La Carta de Plasticidad (figura 2.1.2.12), es la base para la clasificación de suelos que resultan ser finos o que tienen un porcentaje de finos (incisos anteriores 2, 3 y 4). Es una

herramienta fundamental para definir si las partículas del suelo son limos o arcillas, y si son de *baja plasticidad (L)* o de *alta plasticidad (H)*.

Esta gráfica plasma en el eje de las abscisas el límite líquido, y en el eje de las ordenadas el índice de plasticidad. Consta de tres elementos principales que delimitan a los distintos grupos de partículas finas, y son los siguientes:

- **Línea "A" (Línea de las arcillas):** Separa a las arcillas de los limos. Por encima de ella, el suelo clasifica como *arcilla (C)*, y por debajo de ella clasifica como *limo (M)*. Su ecuación es $IP = 0.73 (LL - 20)$.
- **Línea "U" (Upper Plasticity Limit):** Marca el límite teórico máximo que puede tener un suelo. Rara vez los suelos caen por encima o sobre esta línea. Su ecuación es $IP = 0.9 (LL - 8)$.
- **Línea donde $LL = 50\%$:** Esta línea sube verticalmente en donde el valor del límite líquido es igual a 50%. A la izquierda de esta línea se encuentra la zona de *baja plasticidad ($LL < 50\%$)* y a la derecha la zona de *alta plasticidad ($LL > 50\%$)*.

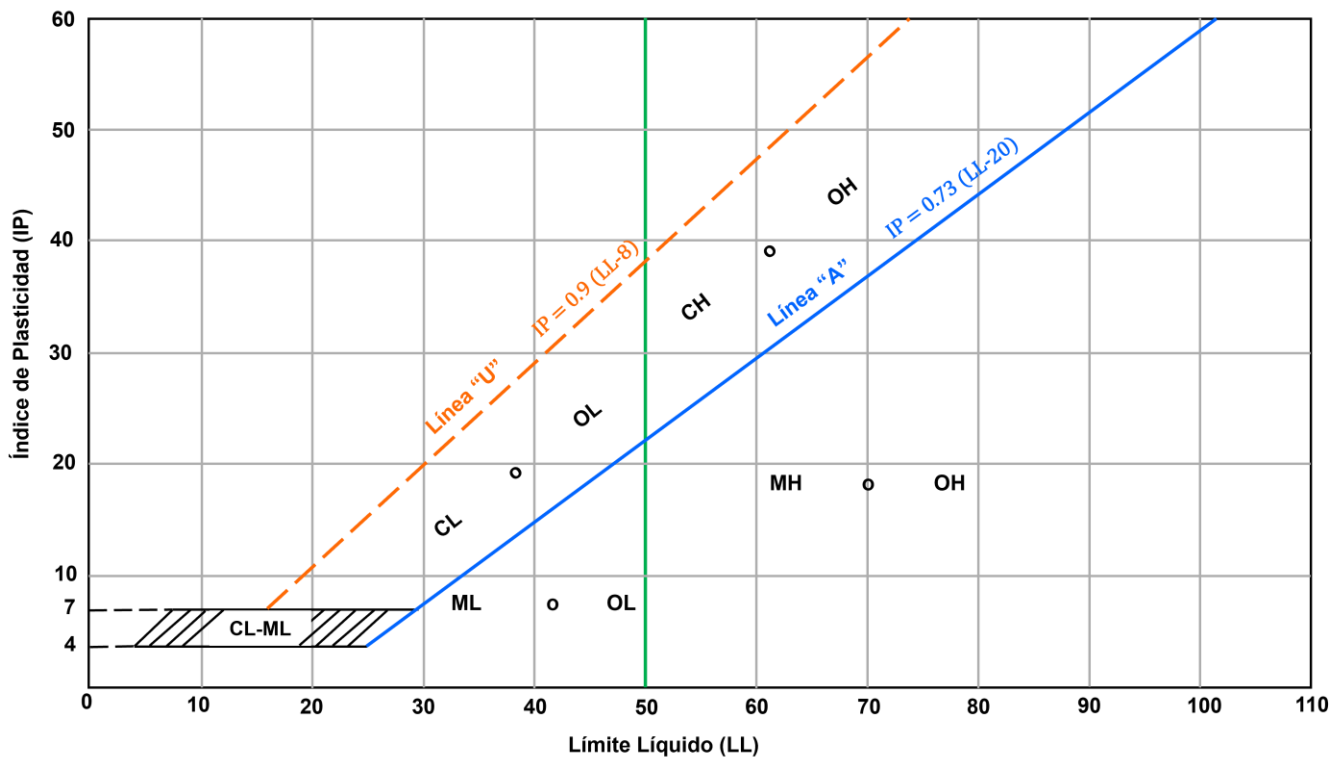


Figura 2.1.2.12 Carta de Plasticidad para clasificar suelos de grano fino y suelos de grano grueso con fracciones de grano fino.

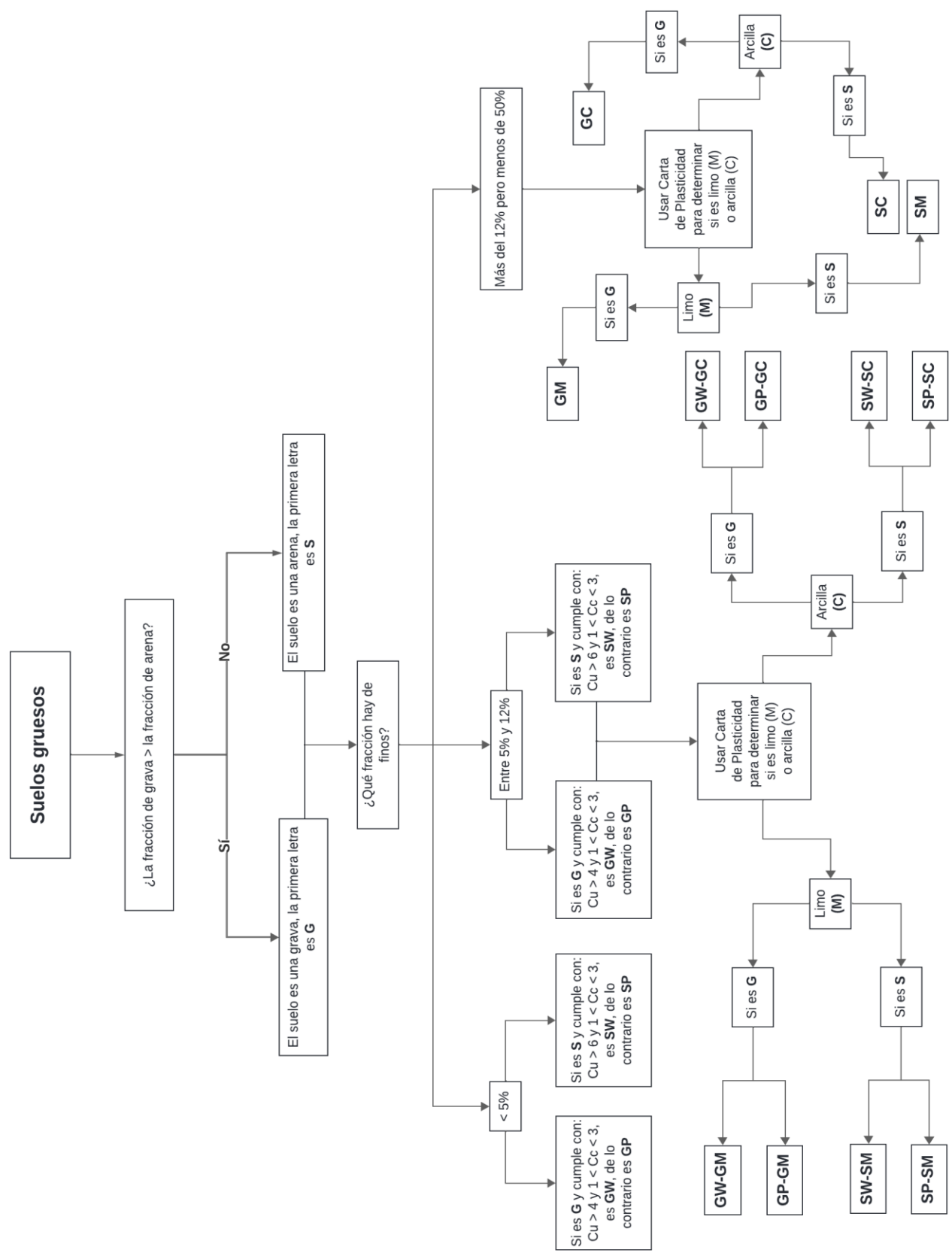


Figura 2.1.2.13 Clasificación SUCS para suelos de grano grueso. Elaboración propia.

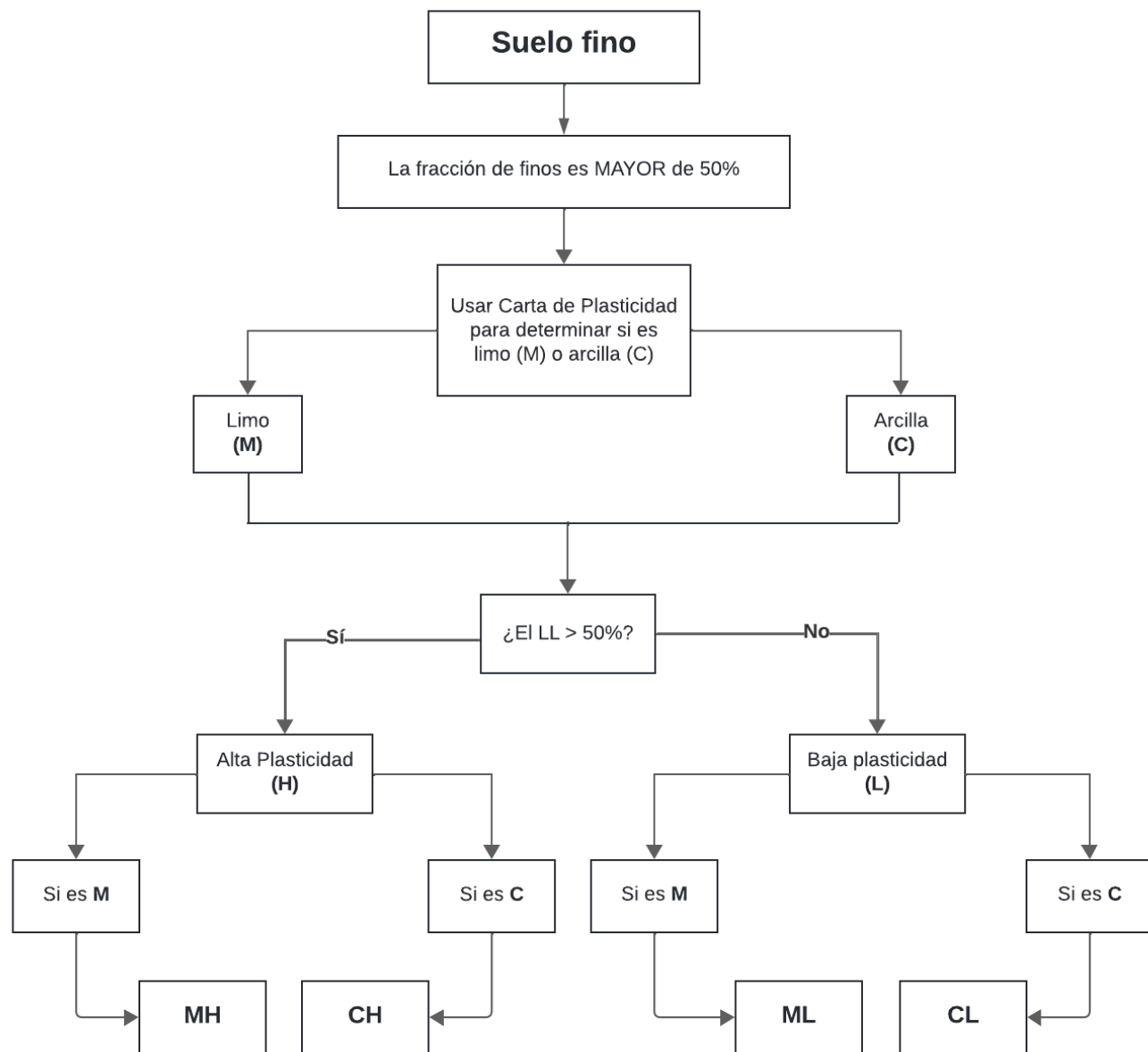


Figura 2.1.2.14 Clasificación SUCS para suelos finos. Elaboración propia.

Ejemplos

Clasificar los siguientes suelos con los datos que se dan, tomando en cuenta que G = gravas, S = arenas y F = finos.

a) G = 27 %
S = 60 %
F = 13 %
LL = 55 %
LP = 33 %

b) G = 16 %
S = 15 %
F = 69 %
LL = 42 %
LP = 17 %

c) G = 61 %
S = 38 %
F = 10 %
Cc = 2.5
Cu = 6
LL = 67 %
LP = 45 %

Solución:

Inciso a)

1. Primero, se ubica el tamaño de partícula que tiene mayor porcentaje, en este caso son las arenas con 60%, por lo tanto, usamos la figura 2.1.2.13 para suelos gruesos.
2. Después de seguir el diagrama considerando que el material grueso clasifica como una arena (**S**), se observa que los datos de este ejercicio conducen al último recuadro que hace referencia a la fracción de finos, cuyo enunciado dice "Más del 12% pero menos de 50%", y que posteriormente pide usar la Carta de Plasticidad para saber si se trata de limos o arcillas.
3. Para poder utilizar la Carta de Plasticidad (figura 2.1.2.12), se necesita graficar el Límite Líquido y el Índice de Plasticidad. Para el *IP* tenemos que:

$$IP = LL - LP = 55\% - 33\% = 22\%$$

4. Posteriormente, se grafica en la Carta de Plasticidad los valores $IP = 22\%$ y $LL = 55\%$. Estos valores caen debajo de la Línea "A", por lo que las partículas son limos (**M**).
5. Teniendo cubiertos todos los pasos del diagrama, este indica que la clasificación de este suelo es una **SM (arena limosa)**.

Inciso b)

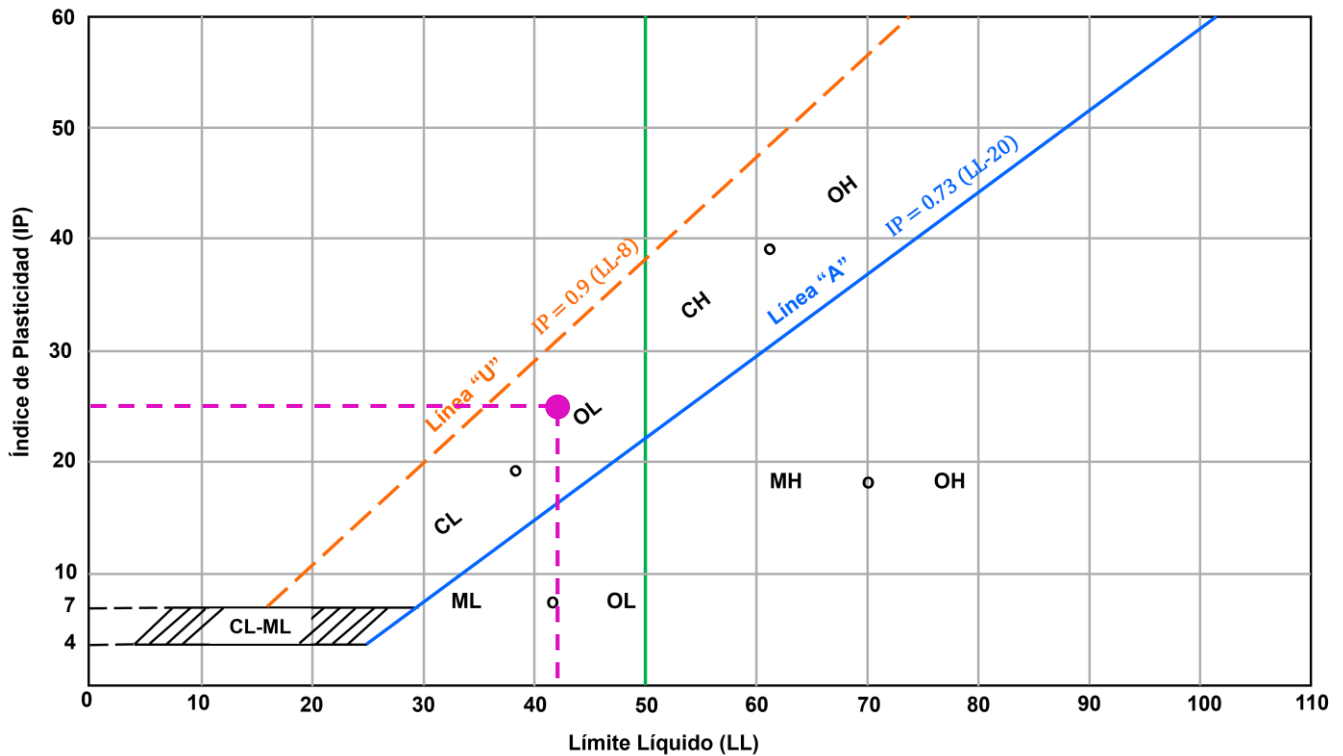
1. En este caso, el tamaño de partícula que predomina, son los finos con 69%, por lo que se usa la figura 2.1.2.14 para suelos finos.
2. Primero, este diagrama indica el uso de la Carta de Plasticidad para determinar si se trata de limos o arcillas, y posteriormente para conocer su plasticidad. Para esta última, hay dos maneras que se revisarán a continuación.
3. Antes de conocer los dos métodos, se calcula el Índice de Plasticidad como se procedió en el *inciso a)*.

$$IP = LL - LP = 42 - 17 = 25\%$$

❖ Método 1. Uso de Carta de Plasticidad

4. Una vez calculado el $IP = 25\%$, se grafica en la Carta de Plasticidad junto con el $LL = 42\%$. Se observa que el punto (en color rosa) queda por encima de la Línea "A", en la zona de las arcillas, y debido a que el $LL < 50\%$, corresponde a una **CL (arcilla de alta plasticidad)**.

NOTA: Se debe de tener presente que solamente puede clasificarse el suelo como OL u OH si se reporta que el material presenta características de materia orgánica.



❖ Método 2. Uso de Línea "A"

5. El objetivo de este método es comparar el IP_S (Índice de Plasticidad del Suelo) con el IP_A (Índice de Plasticidad de la Línea "A").

Para este método solo se necesita saber que la fracción de finos es mayor que la fracción de gruesos y su LP y LL . No es necesario utilizar la Carta de Plasticidad para graficar, ya que solo se requiere para ubicar cuando el IP_S está por encima o por debajo de la Línea "A", o sea, cuando IP_S es mayor o menor que el IP_A .

6. El IP_S se calcula como $IP_S = LL - LP$, que es el mismo que antes de obtuvo para graficar en la Carta de Plasticidad, mientras que el IP_A se calcula con $IP_A = 0.73 (LL - 20)$. Por lo tanto, tenemos lo siguiente:

$$IP_S = LL - LP = 42 - 17 = 25\%$$

$$IP_A = 0.73 (LL - 20) = 0.73 (42 - 20) = 16.06\%$$

7. Como resultó que $IP_S > IP_A$, o sea que, IP_S está por encima de la Línea "A", tenemos que la clasificación del suelo puede ser **CL** o **CH**, pero como el $LL = 42\%$, entonces la clasificación adecuada es **CL (arcilla de baja plasticidad)**.

Inciso c)

1. Para este ejercicio, la fracción gravas es la que predomina con 61%, por lo que se usa la figura 2.1.2.13 para suelos gruesos. Es importante observar que la fracción de finos es 10%, por lo tanto, la clasificación será símbolo doble.
2. Al ser una grava (**G**) y cumplir con $Cu > 4$ y $1 < C < 3$, esta clasifica como **GW (grava bien gradada)**, por lo que, el siguiente paso es usar la Carta de Plasticidad para obtener la clasificación de los finos.

Es importante mencionar que para este caso en el que la fracción de finos cae entre el 5% y 12%, solo se usa la Carta de Plasticidad para determinar si se trata de limo o arcilla, ya que la simbología de la clasificación SUCS solo considera para este caso el tamaño de partícula y no su plasticidad.

3. Primero, se calcula el Índice de Plasticidad como en los incisos anteriores:

$$IP = LL - LP = 67\% - 45\% = 22\%$$

4. Posteriormente, se grafica en la Carta de Plasticidad el $IP = 22\%$ junto con el $LL = 67\%$. El punto graficado cae debajo de la Línea "A", por lo que se trata de un limo (**M**).
5. Siguiendo el diagrama, se concluye que la clasificación corresponde a **GW-GM (grava limosa bien gradada)**.

2.1.3 Esfuerzos en suelos

En todo proyecto de geotecnia donde exista presencia de suelos, es esencial comprender el comportamiento de la masa de suelo ante la aplicación de una carga externa, ya que, debido a su naturaleza, en ella actúan diferentes tipos de esfuerzos y deformaciones. En este capítulo se analizan los esfuerzos verticales que se desarrollan dentro de una masa de suelo, los cuales se agrupan en tres componentes principales: el *esfuerzo vertical total* (σ_v), *esfuerzo vertical efectivo* (σ_v') y *presión de poro* (u). Sin embargo, no debe pasarse por alto la existencia de los *esfuerzos horizontales* (σ_H) que también influyen en el comportamiento del suelo.

Para iniciar el estudio de estos esfuerzos, se asume que el **agua contenida en los poros del suelo permanece en reposo**⁷, es decir, se encuentra en condiciones hidrostáticas.

Esfuerzo vertical total (σ_v)

Se define como la fuerza por unidad de área en dirección vertical ejercida conjuntamente por el *esqueleto del suelo* (partículas sólidas) y por la *presión de poro* (u) sobre la masa de suelo, asumiendo que el suelo es un material sólido¹. De manera simplificada, puede

entenderse como el esfuerzo total que carga el esqueleto del suelo, los líquidos y/o gases presentes en los intersticios del suelo³.

El *esfuerzo vertical total* en un punto cualquiera de una masa del suelo equivale al peso total por m^2 a esa profundidad¹, por lo que considera el peso del suelo y la columna de agua por encima de él. En otras palabras, es la suma de los pesos específicos (seco γ_d o saturado γ_{sat}) multiplicado por los espesores correspondientes (h) de cada capa de suelo que conforma la columna sobre el punto analizado.

$$\sigma_v = \gamma_d h \quad \text{o} \quad \sigma_v = \gamma_{sat} h$$

Donde:

σ_v = *esfuerzo vertical total* [kN/m^2]

γ_d = *peso específico seco del material* [kN/m^3]

γ_{sat} = *peso específico saturado del material* [kN/m^3]

h = *espesor que corresponde al suelo seco* [m]

La diferencia entre utilizar el *peso específico seco* (γ_d) y el *saturado* (γ_{sat}) en el cálculo del σ_v , depende completamente de la presencia de agua en el suelo, por lo que existen dos situaciones:

1. Si el punto se encuentra **por encima del nivel freático**, se utilizará el *peso específico seco* (γ_d).
2. Si el punto se encuentra **por debajo del nivel freático**, se utilizará el *peso específico saturado* (γ_{sat}), el cual considera el agua presente en los poros del material.

Por tales motivos, cuando hay presencia de un espesor de suelo seco y debajo de este un nivel freático, el esfuerzo vertical total en un punto a cierta profundidad debajo de ese NF será el siguiente:

$$\sigma_v = \gamma_d h + \gamma_{sat} h_w$$

Donde:

γ_d = *peso específico seco del material* [kN/m^3]

γ_{sat} = *peso específico saturado del material* [kN/m^3]

h = *espesor que corresponde al suelo seco* [m]

h_w = *espesor que corresponde al espesor de suelo saturado* [m]

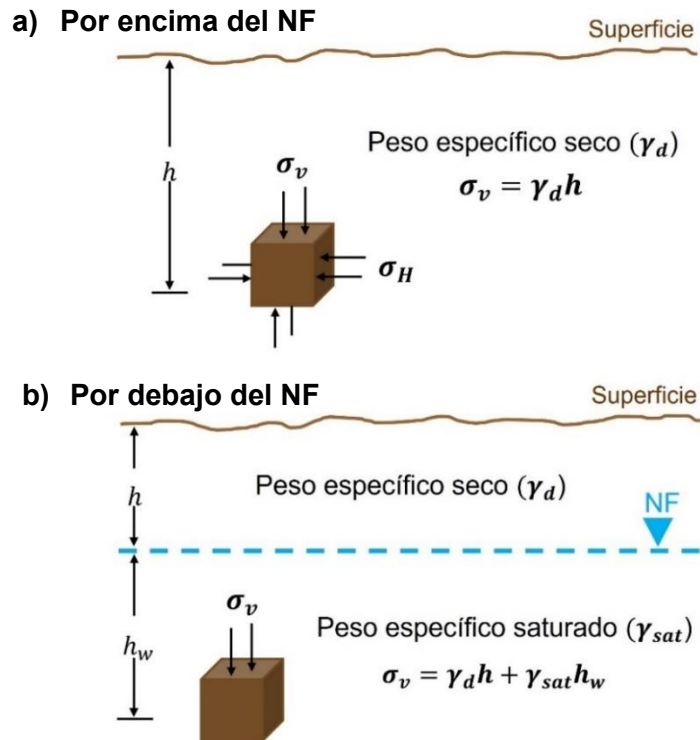


Figura 2.1.3.1 a) Esfuerzo vertical total por encima del nivel freático; b) Esfuerzo vertical total por debajo del nivel freático. Modificado de Barnes (2016).

Se utilizan distintos pesos específicos en el cálculo del σ_v ya que, $\gamma_d < \gamma_{sat}$, por el simple hecho de que γ_{sat} **considera el peso de los sólidos del suelo más el peso del agua entre sus poros.**

El *esfuerzo total* (σ) también se puede expresar en términos de *esfuerzo efectivo* (σ') y *presión de poro* (u) (conceptos que se abordarán en párrafos siguientes) mediante el postulado de Karl Terzaghi de 1923. Este postulado propone que “en cualquier punto de una masa de suelo saturado el esfuerzo total en cualquier dirección es igual a la suma algebraica del esfuerzo efectivo en esa dirección y la presión intersticial”. La ecuación que representa dicho enunciado es la siguiente:

$$\sigma = \sigma' + u$$

En este caso, tratándose del esfuerzo vertical total se tiene

$$\sigma_v = \sigma_v' + u$$

Donde:

σ_v' = *esfuerzo vertical efectivo* [kN/m^2]

u = *presión de poro que el agua ejerce en ese punto de la masa de suelo* [kN/m^2]

Presión de poro (u)

La *presión de poro*, también llamada *presión intersticial* o *presión neutra*, se manifiesta cuando los poros del suelo se encuentran **reellenos de agua**, es decir en **una zona de**

saturation. En términos simples, la *presión de poro* (u), es la **presión que ejerce el agua contenida en los poros del suelo**³. Esta presión **actúa empujando el esqueleto del suelo**, de modo que, únicamente las variaciones en la presión de poro producen cambios en una masa de suelo⁴.

Cabe destacar que la presión de poro **actúa sobre el agua y las partículas del suelo en todas las direcciones y con la misma intensidad**¹⁵. Además, aumenta de manera uniforme o hidrostáticamente con la profundidad cuando se encuentra por debajo del nivel freático¹.

En condiciones hidrostáticas, la presión de poro a profundidad se calcula con:

$$u = \gamma_w h_w$$

Donde:

u = presión de poro en $[kN/m^2]$

γ_w = peso específico del agua en $[kN/m^3]$

h_w = espesor que corresponde a la columna de agua sin material o al espesor de suelo saturado $[m]$

La presión de poro (u) **en la superficie de un nivel freático es igual a cero**, ya que, en ese punto, la presión hidrostática y atmosférica se igualan. Además, para usos ingenieriles, el valor de u **por encima del nivel freático también se considera igual a cero** por ser una aproximación más práctica y simplificada¹.

Para mayor practicidad en el cálculo de la presión de poro, el valor del peso específico del agua (γ_w) se suele considerar algunas veces como $\gamma_w = 10 \text{ kN}/m^3$, debido a que es el valor redondeado del valor exacto $\gamma_w = 9.87 \text{ kN}/m^3$.

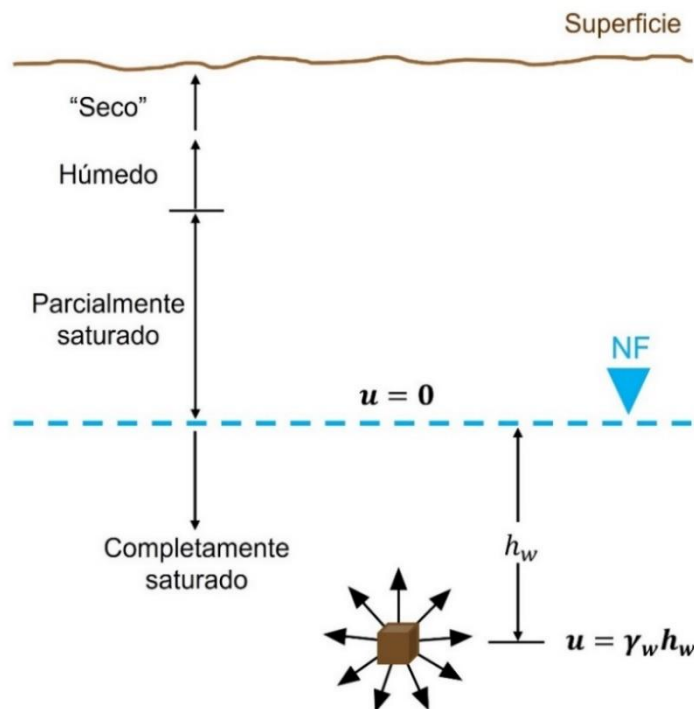


Figura 2.1.3.2 Presión de poro. Modificado de Barnes (2016).

Esfuerzo vertical efectivo (σ_v')

El principio del *esfuerzo efectivo* (σ'), postulado por Terzaghi en 1936, es considerado **pilar fundamental en la mecánica de suelos**, ya que establece que todas las deformaciones, asentamientos y resistencias al corte dependen exclusivamente del esfuerzo efectivo, y no de esfuerzo total aplicado³. El esfuerzo efectivo **representa la parte del esfuerzo total que realmente actúa sobre el esqueleto del suelo**, después de descontar la presión de poro.

Matemáticamente, el principio se expresa como:

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

En este caso, como el objetivo de estudio es el esfuerzo vertical efectivo, se tiene:

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

Si esta expresión se sustituye con las ecuaciones correspondientes al esfuerzo vertical total (σ_v) y a la presión de poro (u) mostradas en los párrafos anteriores, se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}\sigma_v' &= \sigma_v - u \\ &= (\gamma_d h + \gamma_{sat} h_w) - \gamma_w h_w \\ &= \gamma_d h + \underbrace{(\gamma_{sat} - \gamma_w)} h_w \\ &= \gamma_d h + (\gamma_{sum} h_w)\end{aligned}$$

Se obtiene un nuevo término denominado *peso específico sumergido* (γ_{sum}), y se utiliza únicamente **cuando se requiere calcular el esfuerzo efectivo (σ') por debajo del nivel freático** (figura 2.1.3.3).

$$\gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Se debe tener en cuenta que el esfuerzo vertical efectivo también se puede calcular en un punto ya sea por encima del nivel freático o por debajo de él, por lo que se tienen dos casos:

1. Si el punto se encuentra sobre o **por encima del nivel freático**, se utilizará el **peso específico seco** (γ_d). En este caso, como no existe presión de poro que influya en el resultado, el esfuerzo vertical efectivo (σ_v') en ese punto, será igual al esfuerzo vertical total (σ_v).
2. Si el punto se encuentra **por debajo del nivel freático**, se utilizará el **peso específico sumergido** (γ_{sum}).

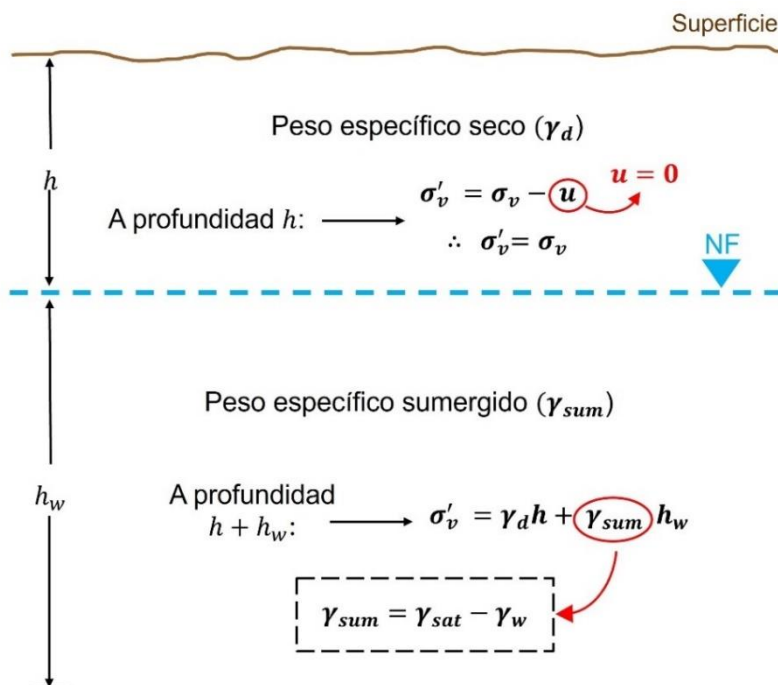
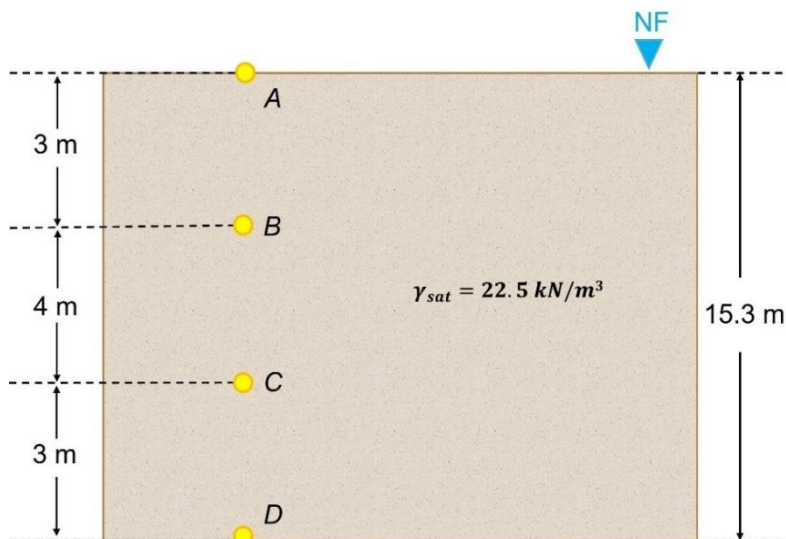


Figura 2.1.3.3 Esfuerzo vertical efectivo encima del NF y por debajo de este. Modificado de Barnes (2016).

Ejemplos

Ejemplo 1. Esfuerzos en suelo homogéneo

El perfil estratigráfico del esquema está compuesto por un depósito de arenas finas de 15.3 m de espesor y tienen un peso específico saturado (γ_{sat}) de 22.5 kN/m³. Dicho depósito presenta un nivel freático que se sitúa en la superficie del terreno en donde las condiciones son hidrostáticas (agua en reposo). Calcular los esfuerzos verticales totales, esfuerzos verticales efectivos y presiones de poro en los puntos A, B, C y D, considerando que $\gamma_w = 10$ kN/m³. Además, graficar las leyes de esfuerzos.



Solución:

a) Esfuerzos verticales totales:

Punto A:

Este punto se encuentra en la superficie, lo que quiere decir que se encuentra bajo la influencia de la presión atmosférica y se toma como presión de referencia, por lo que:

$$\sigma_v^A = 0$$

Punto B:

Observando el esquema, este punto ya se encuentra a 3 m bajo la superficie, lo que significa que ya tiene una carga tanto hidrostática como litostática. En este caso, se usará la ecuación que contempla el peso específico saturado (γ_{sat}) porque el punto está por debajo del nivel freático.

$$\sigma_v^B = \gamma_{sat} h_B = 0 + (22.5)(3) = 67.5 \text{ kN/m}^2$$

En donde $h_B = \text{profundidad desde la superficie hasta el punto B}$.

Punto C:

Este punto está 7 m por debajo de la superficie, sin embargo, como se trata de un suelo homogéneo, se puede calcular de dos formas:

1. *Se considera la diferencia de la profundidad desde la superficie menos el espesor desde el último punto calculado*, en este caso, el punto B (se muestra en el esquema). En esta opción, *se debe sumar el esfuerzo vertical total anterior*, ya que, si no se agrega, es como si solo se obtuviera el esfuerzo vertical del espesor del punto B al C, sin considerar el esfuerzo vertical del material que se encuentra por encima. Por lo tanto, se tiene:

$$\begin{aligned} \sigma_v^C &= \sigma_v^B + (\gamma_{sat})(h_C - h_B) \\ &= 67.5 + (22.5)(7 - 3) \\ &= 67.5 + (22.5)(4) = 157.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. *Se considera la profundidad total a la que está el punto C y se multiplica por el peso específico saturado del material*. De esta forma, no es necesario sumar el esfuerzo vertical anterior, ya que se considera toda la columna por encima del punto C.

$$\sigma_v^C = \gamma_{sat} h_C = (22.5)(7) = 157.5 \text{ kN/m}^2$$

NOTA: Se debe recordar que esta forma de calcular el esfuerzo vertical total solo aplica para suelos homogéneos, o sea que, solo se trata de un solo material o un solo peso volumétrico saturado. Cuando ya entran en juego más estratos y, por lo tanto, más pesos volumétricos, se calcula como el ejemplo de *suelos estratificados*.

Punto D:

Como se observa en el esquema, este punto es el que se encuentra a mayor profundidad, y los esfuerzos se pueden calcular con las dos formas anteriores, sin embargo, se optará por la segunda que es la más rápida.

$$\sigma_v^D = \gamma_{sat} h_D = (22.5)(10) = \mathbf{225 \text{ kN/m}^2}$$

b) Presiones de poro:

Como se estudió en los párrafos anteriores, la presión de poro se calcula como:

$$u = \gamma_w h$$

En donde, en este caso $h = \text{profundidad a la que se encuentra cada punto}$.

Por lo tanto, teniendo en cuenta que en este ejemplo se sugiere $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ y calculando la presión de poro (u) para cada punto, se tendrá:

- * $u_A = \gamma_w h_A = \mathbf{0}$ (toma este valor porque el punto A está en la superficie del N. F)
- * $u_B = \gamma_w h_B = (10)(3) = \mathbf{30 \text{ kN/m}^2}$
- * $u_C = \gamma_w h_C = (10)(7) = \mathbf{70 \text{ kN/m}^2}$
- * $u_D = \gamma_w h_D = (10)(10) = \mathbf{100 \text{ kN/m}^2}$

c) Esfuerzos verticales efectivos:

Por último, para calcular los esfuerzos verticales efectivos (σ_v'), se usa el postulado de Terzaghi, en donde σ_v' está despejado:

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

Obteniendo los esfuerzos verticales efectivos en cada punto se tiene:

- * $\sigma_v'^A = \sigma_v^A - u_A = \mathbf{0}$
- * $\sigma_v'^B = \sigma_v^B - u_B = 67.5 - 30 = \mathbf{37.5 \text{ kN/m}^2}$
- * $\sigma_v'^C = \sigma_v^C - u_C = 157.5 - 70 = \mathbf{87.5 \text{ kN/m}^2}$
- * $\sigma_v'^D = \sigma_v^D - u_D = 225 - 100 = \mathbf{125 \text{ kN/m}^2}$

d) Gráfica de leyes de esfuerzos

Esta gráfica es de gran ayuda para visualizar cómo se comportan los esfuerzos y las presiones de poro conforme la profundidad aumenta.

Para proceder a construir la gráfica, se tomará en cuenta lo siguiente:

- ✓ El eje vertical representa la profundidad (m).
- ✓ Y en el eje horizontal se grafican los esfuerzos, ya sea en kN/m^2 o en KPa.

Recopilando los esfuerzos obtenidos en cada punto, se tiene:

Punto A:

$$u_A = 0$$

$$\sigma_v'^A = 0$$

$$\sigma_v^A = 0$$

Punto B:

$$u_B = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v'^B = 37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v^B = 67.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Punto C:

$$u_C = 70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v'^C = 87.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v^C = 157.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Punto D:

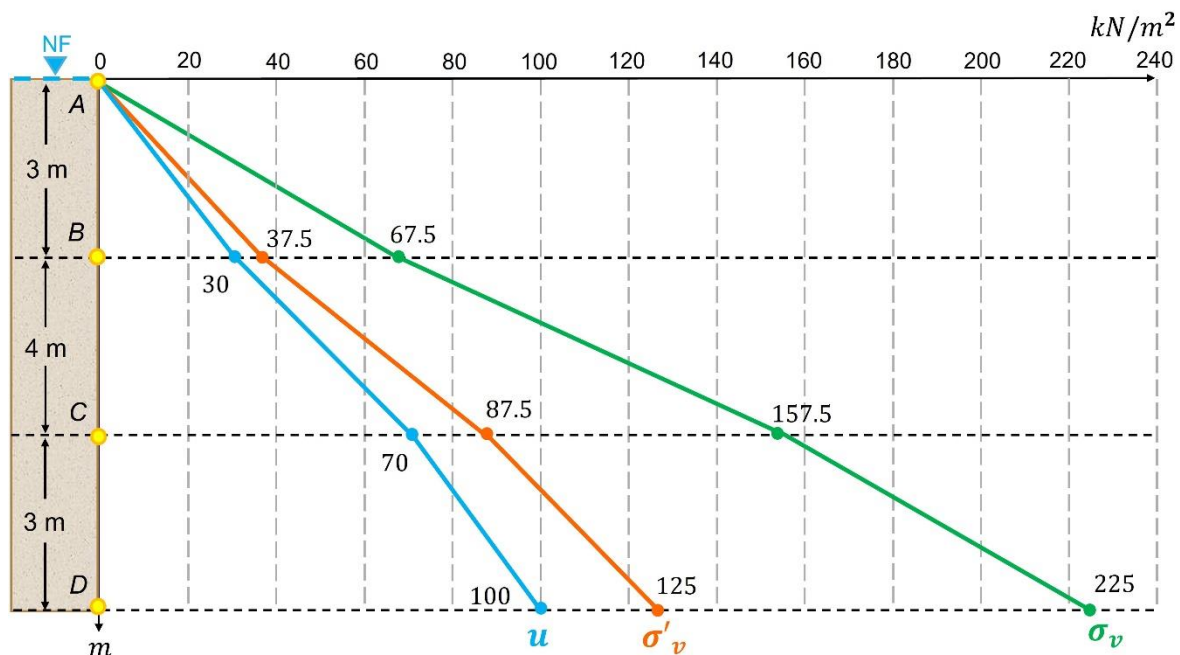
$$u_D = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v'^D = 125 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v^D = 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ahora, los pasos a seguir son:

1. Se grafica el valor de cada esfuerzo sobre la horizontal correspondiente a su profundidad como se muestra en la imagen.
2. Posteriormente, se unen los puntos graficados que sean del mismo tipo con una línea que empiece desde el cero del eje horizontal.



Ejemplo 2. Esfuerzos en suelo estratificado

En una columna estratigráfica con estratos de distintos materiales y presencia de N.F. a 5 m de profundidad, se requiere determinar los esfuerzos verticales efectivos, de poro y totales en el punto A, además de graficar las leyes de esfuerzos. Considerar que $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ y que los pesos específicos de los materiales de arriba hacia abajo son:

Gravas y arenas secas (por encima del N.F.):

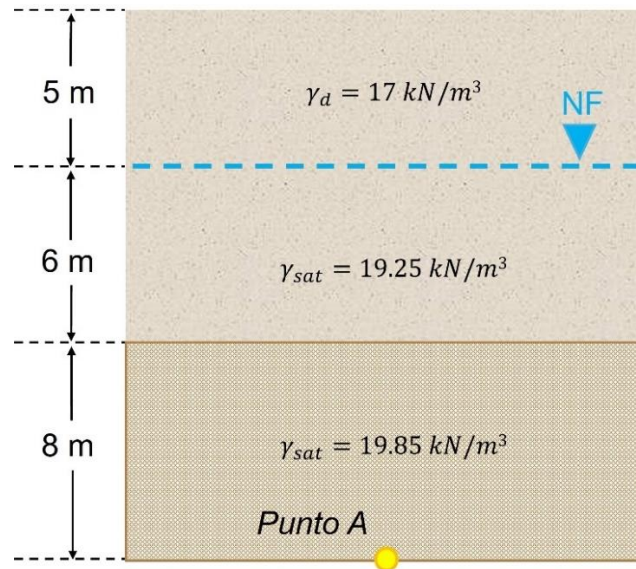
$$\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$$

Gravas y arenas saturadas (por debajo del N.F.):

$$\gamma_{sat} = 19.25 \text{ kN/m}^3$$

Arcilla saturada:

$$\gamma_{sat} = 19.85 \text{ kN/m}^3$$



Solución:

Como en este ejemplo se requiere obtener los esfuerzos en el punto A, o sea, hasta el final de la columna, lo más conveniente es dividir cada uno de los estratos por el espesor que presentan y asignarles un número.

Hecho esto, se calcularán todos los esfuerzos en cada punto, partiendo por la presión de poro (u), luego el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), y al final, utilizando el postulado de Terzaghi ($\sigma_v = \sigma'_v + u$), se calculará el esfuerzo vertical total (σ_v). Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

a) Esfuerzos en el punto A

Punto 1:

En este punto, los valores de u , σ'_v y σ_v resultan ser cero, debido a que dicho punto está en la superficie y por encima del N.F., por lo tanto, u no actúa. Además, no hay algún estrato por encima que induzca algún esfuerzo al esqueleto del suelo, lo que significa que el σ'_v también es nulo.

- ★ $u_1 = 0$
- ★ $\sigma_v'^1 = 0$
- ★ $\sigma_v^1 = \sigma_v'^1 + u_1 = 0$ (Postulado de Terzaghi)

Punto 2:

A esta profundidad, el punto está sobre el N.F., lo que indica que $u = 0$. Sin embargo, el σ_v' sí puede ser calculado porque ya existe un estrato encima.

NOTA: A diferencia del ejemplo de suelos homogéneos, σ_v' ahora debe ser calculado con el espesor de cada estrato, no con la profundidad a la que se encuentra, además, se deberá sumar el σ_v' anterior.

- ★ $u_2 = 0$
- ★ $\sigma_v'^2 = \gamma_f h_2 + \sigma_v'^1 = (17)(5) + 0 = 85 \text{ kN/m}^2$
- ★ $\sigma_v^2 = \sigma_v'^2 + u_2 = 85 + 0 = 85 \text{ kN/m}^2$

Por lo tanto $\sigma_v^2 = \sigma_v'^2 = 85 \text{ kN/m}^2$.

Punto 3:

Este punto ya se encuentra por debajo del N.F., lo que significa que la presión de poro (u) ya es diferente de cero porque existe un espesor de agua (h_w) encima del punto 3. Esto indica que a las próximas presiones de poro se les sumará el valor u anterior a estas. En este punto como u_1 y u_2 han sido iguales a cero, no tiene caso sumarlas a u_3 .

NOTA: Para calcular σ_v' por debajo del N.F. no se deberá utilizar γ_{sat} , sino γ_{sum} .

- ★ $u_3 = \gamma_w h_w = (10)(6) = 60 \text{ kN/m}^2$
- ★ $\sigma_v'^3 = \gamma_{sum} h_3 + \sigma_v'^2 = (9.25)(6) + 85 = 140.5 \text{ kN/m}^2$
- ★ $\sigma_v^3 = \sigma_v'^3 + u_3 = 140.5 + 60 = 200.5 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned} \gamma_{sum} &= (\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= (19.25 - 10) \\ &= 9.25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Punto 4 (punto A):

Por último, el punto 4 es el punto A, que es en donde se requieren saber los esfuerzos. Al ser este el punto más profundo y por estar soportando las cargas de los estratos encima de él, es la respuesta al ejemplo planteado. Desarrollando, se tiene:

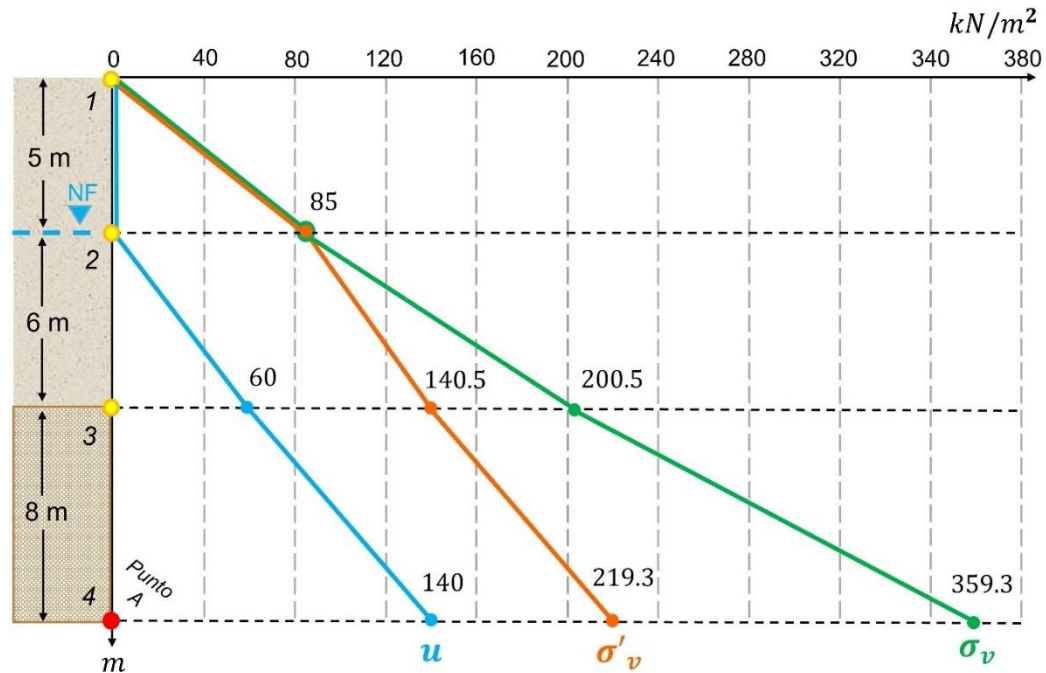
- ★ $u_4 = \gamma_w h_w + u_3 = (10)(8) + 60 = 140 \text{ kN/m}^2$
- ★ $\sigma_v'^4 = \gamma_{sum} h_4 + \sigma_v'^3 = (9.85)(8) + 140.5 = 219.3 \text{ kN/m}^2$
- ★ $\sigma_v^4 = \sigma_v'^4 + u_4 = 219.3 + 140 = 359.3 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned} \gamma_{sum} &= (\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= (19.85 - 10) \\ &= 9.85 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b) Gráfica de leyes de esfuerzos

Recopilando los esfuerzos obtenidos en cada punto y graficándolos, se tiene:

Punto 1:	Punto 2:	Punto 3:	Punto 4 (punto A):
$u_1 = 0$	$u_2 = 0$	$u_3 = 60 \frac{kN}{m^2}$	$u_4 = 140 \frac{kN}{m^2}$
$\sigma_v'^1 = 0$	$\sigma_v^2 = \sigma_v'^2 = 85 \frac{kN}{m^2}$	$\sigma_v'^3 = 140.5 \frac{kN}{m^2}$	$\sigma_v'^4 = 219.3 \frac{kN}{m^2}$
$\sigma_v^1 = 0$		$\sigma_v^3 = 200.5 \frac{kN}{m^2}$	$\sigma_v^4 = 359.3 \frac{kN}{m^2}$



2.1.4 Muestras alteradas e inalteradas

Cuando se trabaja con suelos en geotecnia, es común y muy necesario que en la exploración se realicen pruebas de laboratorio que proporcionen información detallada sobre las propiedades y características del terreno sobre el que se trabaja. Para ello, se obtienen muestras representativas de suelo mediante la perforación o excavación de este. Estas muestras se dividen en dos tipos: *inalteradas* y *alteradas*.

Muestras inalteradas o no alteradas

Son aquellas muestras que, al ser extraídas del subsuelo, **no sufren modificación en su estructura física y conservan**, hasta donde es posible, **todas las propiedades que poseían *in situ***. Generalmente, estas muestras son cilíndricas o cúbicas, según el método de extracción empleado: son cilíndricas si se obtienen mediante **barriles muestreadores** o **excavaciones directas**, o cúbicas si se realizan **excavaciones directas**.

En el caso de los barriles muestreadores, existen los de pared delgada, como el tubo Shelby, y los de pared gruesa, como el barril Denison. El objetivo en ambos es obtener la muestra sin contaminarse cuando se hinca un tubo a presión en el terreno. La diferencia entre estos dos es que el tubo Shelby se utiliza para recolectar muestras de suelos finos y

blandos, mientras que el barril Denison se emplea cuando el suelo es más duro o cementado.

Por otro lado, cuando se recurre a realizar excavaciones, se tallan muestras cúbicas en las paredes o en el fondo de la excavación, las cuales se extraen cuidadosamente y se protegen con una membrana impermeable elaborada con manta de cielo, parafina y brea, con el fin de evitar la pérdida de humedad y conservar su estructura¹². Estos métodos de muestreo se explicarán con más detalle en el capítulo 3.

La importancia de las *muestras inalteradas* radica en que **permiten realizar ensayos mecánicos** para determinar propiedades tales como la conductividad hidráulica, resistencia al corte, compresibilidad, consolidación, módulo de deformación, entre otras⁵. No obstante, también se pueden utilizar para la determinación de propiedades índice.

Muestras alteradas

Se trata de las muestras que **no conservan las propiedades ni la estructura que tenían en su estado natural**, debido a que el material se mezcla o se desintegra durante el proceso de extracción del subsuelo. Generalmente, se obtienen mediante la **excavación de pozos a cielo abierto (PCA)** con herramientas manuales como pico y pala o con barrenos helicoidales, y se almacenan en costales o bolsas plásticas. También pueden obtenerse mediante muestreo con **penetrómetro** durante la **prueba de penetración estándar (SPT)**.

Las *muestras alteradas* se emplean principalmente para ensayos de laboratorio en los que no se requiere conservar la estructura natural del suelo, como la **determinación de propiedades índice**, tales como granulometría, límites de Atterberg, contenido de agua, entre otras, así como para ensayos de compactación que permiten establecer el índice de compactación, densidad seca máxima y otros parámetros relacionados⁵.

2.1.5 Consolidación y resistencia de los suelos

Consolidación en suelos

En este capítulo se ha abordado que, una misma masa de suelo puede estar conformada por materiales erosionados de diversos orígenes debido a que durante su historia geológica, ocurrieron eventos geológicos que provocaron la acumulación de sedimentos en distintos ambientes. Dicha acumulación de capas de sedimentos genera una carga que aumenta con el tiempo, lo que conlleva a la disminución de volumen del suelo, en otras palabras, ocurre una deformación en el terreno antes de que ocurra la diagénesis.

Sin embargo, como bien puede ocurrir de manera natural, esta deformación también puede ocurrir por acción antrópica cuando se realizan obras de infraestructura que someten al suelo a esfuerzos que reducen su volumen. Por ello, es de suma importancia conocer la magnitud de la deformación que presentará el suelo a futuro cuando se planifica una obra civil, ya que se pone en juego la integridad tanto de la construcción como de las personas que harán uso de esta.

Para dar pie a la explicación del concepto de *consolidación*, es importante comprender a qué se refieren los términos *compresión*, *compresibilidad* y *asentamiento*, ya que se encuentran estrechamente relacionados.

- **Compresión:** Es el proceso por el cual un suelo cambia su volumen al aplicar un esfuerzo sobre él. Según Braja M. Das (2013), es causada por tres factores:
 1. Deformación de partículas del suelo.
 2. Reorientación de las partículas del suelo.
 3. Expulsión de aire o agua de los espacios vacíos.
- **Compresibilidad:** Es la propiedad que tienen los suelos de disminuir su volumen cuando se les somete a un esfuerzo, en este caso, a un proceso de compresión. Por lo tanto, un suelo será compresible si al aplicarle un esfuerzo, este reduce su volumen.
- **Asentamiento:** Es la deformación vertical hacia abajo que experimenta el suelo debido a su compresibilidad cuando se encuentra bajo la acción de una carga, por ejemplo, cuando se construye un edificio, el suelo sobre el que se desplantan las cimentaciones suele presentar asentamientos debido a la carga que generan.

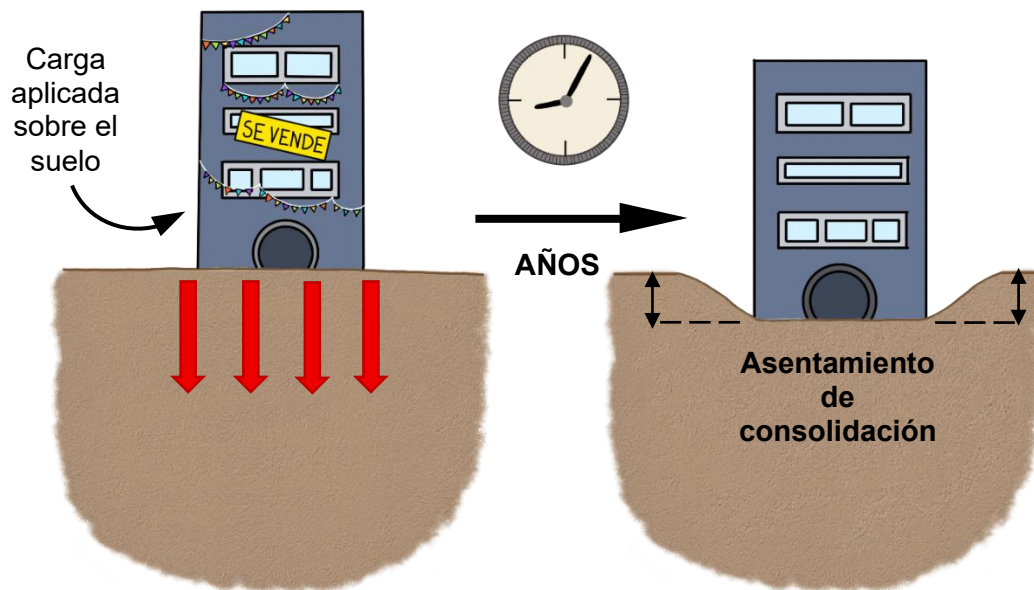


Figura 2.1.5.1 Asentamiento de un suelo conforme pasa el tiempo.

La *consolidación*, es la **reducción de volumen de un suelo cohesivo** (como las arcillas y arenas) **y saturado conforme pasa el tiempo** debido a la **liberación del exceso de presión de poro** cuando una masa de suelo se encuentra **bajo la acción de una carga externa**. Este fenómeno tiene tres consecuencias importantes:

1. **El esfuerzo efectivo en la masa de suelo aumenta, provocando el incremento de su resistencia al cortante.** Esto sucede porque el agua intersticial es la que deja de soportar la carga externa, por lo tanto, es transferida al esqueleto del suelo².
2. Ocasiona el **asentamiento en la superficie del terreno** (asentamiento de consolidación), **para después producir el asentamiento de la estructura.** Dicha deformación es producto de la reducción de volumen de poros (relación de vacíos) que conlleva a la reducción del volumen total de la masa de suelo².
3. **Disminuye la permeabilidad en la masa de suelo** debido a la reducción del volumen de poros.

La *consolidación* consta de dos fases: *consolidación primaria* y *consolidación secundaria*. La *consolidación primaria* se refiere solo a la **fase de expulsión de agua como resultado del aumento de la presión de poro**, mientras que la *consolidación secundaria* puede o no ocurrir después de la consolidación primaria, y **es la fase en donde ocurre el reacondo de las partículas del suelo**, a la que se le denomina *fluencia*⁵, siendo este un proceso más lento que también causa asentamiento.

Ahora, si se compara un suelo arenoso y otro arcilloso bajo la aplicación de una carga, el suelo arenoso sufrirá un asentamiento más rápido que el arcilloso. Se debe a lo siguiente:

- Los suelos **granulares** son **altamente permeables**, permitiendo que el drenaje causado por el aumento de presión de poro ocurra más rápido. Como consecuencia, el asentamiento es más rápido y puede terminar al final de la construcción.
- En los **suelos finos**, la **permeabilidad es muy baja**, por lo tanto, el exceso de presión de poro se disipa gradualmente durante un periodo de tiempo más largo. Esto conlleva a que el asentamiento pueda continuar por mucho tiempo, incluso hasta después de terminada una construcción.

Cabe añadir que, antes del *asentamiento de consolidación* ocurre el *asentamiento elástico*, que es causado por la **deformación elástica del suelo seco, húmedo o saturado, sin cambiar el contenido de humedad**⁵. Este asentamiento se calcula con ecuaciones derivadas de la teoría de elasticidad clásica.

Teoría de la Consolidación Unidimensional

Si bien, lo más apegado a la realidad es que el flujo de agua intersticial y las deformaciones del suelo durante la consolidación se produzcan en tres dimensiones, el uso de las teorías tridimensionales es poco práctico, por lo que, se ha optado por utilizar la teoría de *Consolidación Unidimensional de Terzaghi* para calcular la magnitud y la velocidad del asentamiento de la estructura.

La *consolidación unidimensional* es un **modelo teórico que busca representar el asentamiento por consolidación**, o sea, la velocidad a la que el agua intersticial es expulsada del suelo conforme pasa el tiempo. Lo que postula esta teoría es que cuando un suelo homogéneo y saturado tiene estratos de gran extensión lateral en comparación con su espesor y es sometido a una carga, la deformación y **el flujo de agua intersticial ocurren solamente en dirección vertical**, o sea que, **la deformación y el flujo de agua horizontal son nulos**. Gracias a dicha teoría se puede determinar lo siguiente:

- La tasa de cambio de volumen del suelo respecto al tiempo.
- La tasa de asentamiento del terreno respecto al tiempo.
- La tasa de disipación de la presión de poro respecto al tiempo.

Para visualizar el proceso de consolidación unidimensional, Terzaghi creó un modelo mecánico producto de la modificación de un modelo de Lord Kelvin usado para otros fines⁸. Este modelo mecánico (figura 2.1.5.2) consiste en un cilindro lleno de agua con un pistón impermeable sin fricción unido a un resorte y una válvula, en donde el resorte representa el comportamiento del esqueleto del suelo, la cámara de agua representa el agua intersticial, y el pistón simula la carga o esfuerzo a la que se somete el suelo.

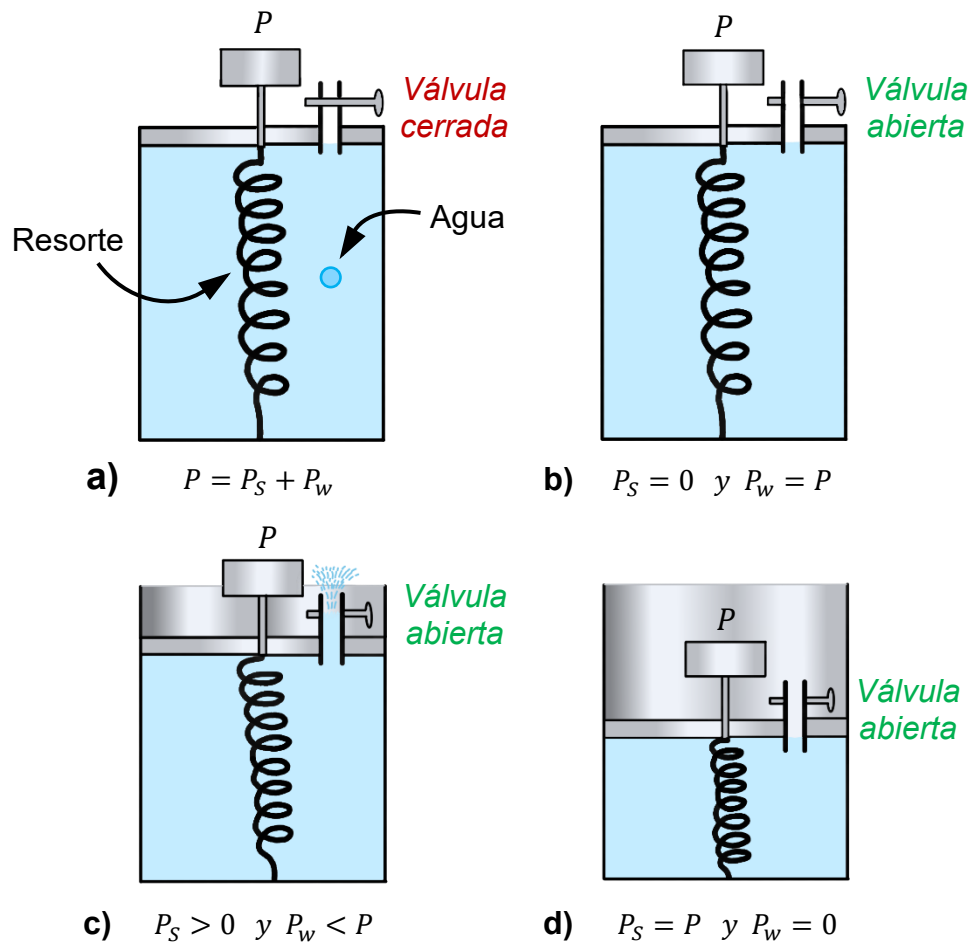


Figura 2.1.5.2 Representación esquemática del funcionamiento del modelo mecánico de Terzaghi para visualizar la consolidación unidimensional en suelos, cuyos incisos corresponden a los incisos siguientes.

Este experimento funciona de la siguiente manera (véase la figura 2.1.5.2):

- a) Sobre el pistón se coloca una carga P manteniendo la válvula cerrada. En este momento, la carga es soportada por el agua dentro del cilindro debido a que se considera que el agua es *incompresible*. Por consiguiente, si se describe este experimento con la ecuación:

$$P = P_S + P_w$$

Donde:

P_S = carga soportada por el resorte

P_w = carga soportada por el agua

Entonces, cuando se coloca la carga P , se tiene:

$$P_S = 0 \quad \text{y} \quad P_w = P$$

- b) Lo siguiente es abrir la válvula. Cuando esto sucede, el agua fluirá hacia el exterior con gran presión, ya que se reduce la presión hidrostática dentro del cilindro, y, por tanto, la

carga P ahora se repartirá entre el resorte y el agua, siendo menor la carga que soporta el agua y mayor la que soporta el resorte.

$$P_s > 0 \quad y \quad P_w < P$$

- c) Cuando pasa el tiempo, la presión hidrostática se reduce a cero, lo que significa que ahora el resorte recibirá la carga total, y puede expresarse como:

$$P_s = P \quad y \quad P_w = 0$$

Basándose en este experimento, y considerando ahora una masa de suelo, si se tiene un estrato de arcilla saturada entre dos estratos de arena y se les somete a un incremento de carga o esfuerzo total ($\Delta\sigma$), dicha masa de suelo se comportará de manera similar al experimento. Por lo tanto, al aplicar el principio de esfuerzo efectivo, queda la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

Donde:

$\Delta\sigma'$ = incremento del esfuerzo efectivo

Δu = incremento de la presión de poro

Siguiendo este principio, y recordando que la arcilla tiene una conductividad hidráulica muy baja y el agua es *incompresible*, en un tiempo $t = 0$, todo el incremento del esfuerzo total $\Delta\sigma$ es soportado por el agua intersticial, y, en consecuencia, el cambio de volumen del suelo es cero ($\Delta V = 0$), ningún esfuerzo es transferido al esqueleto del suelo ($\Delta\sigma' = 0$), y el incremento en la presión de poro Δu es igual al incremento del esfuerzo total aplicado $\Delta\sigma$. Por lo que, si se tiene $\Delta\sigma = 100$ kPa, entonces $\Delta u = 100$ kPa.

Tiempo después, el exceso de presión de poro en la masa de suelo será liberado y comenzará a drenarse el agua intersticial en dirección vertical hacia ambas capas de arena, disminuyendo gradualmente. Cuando esto sucede, el esfuerzo efectivo comenzará a aumentar, ya que el esqueleto del suelo estará recibiendo toda la carga. Por lo tanto, en el tiempo $t = \infty$ se cumplirá que $\Delta u = 0$ y $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$.

El resultado de este proceso de consolidación da como resultado el asentamiento de la capa de arcilla conforme pasa el tiempo.

Prueba de Consolidación Unidimensional en laboratorio

La consolidación se puede medir en laboratorio realizando la *prueba de consolidación unidimensional* con un instrumento llamado *consolidómetro* o *edómetro* (figura 2.1.5.2). Esta prueba consiste en colocar un espécimen representativo de una muestra inalterada de suelo dentro de un anillo de metal entre dos piedras porosas, todo esto dentro de un contenedor cilíndrico lleno de agua, como se muestra en la figura 2.1.5.3. La carga o el esfuerzo total es aplicado a través de un brazo de palanca con pesas, y se hacen varios incrementos de carga cada cierto tiempo, en los que se mide la deformación con un micrómetro conforme pasa el tiempo.

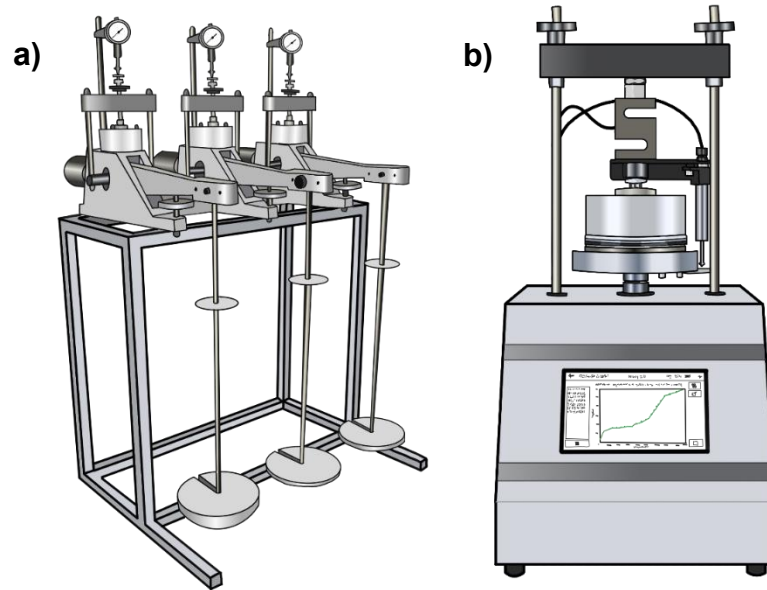


Figura 2.1.5.2 a) Edómetro convencional; b) Edómetro automatizado.

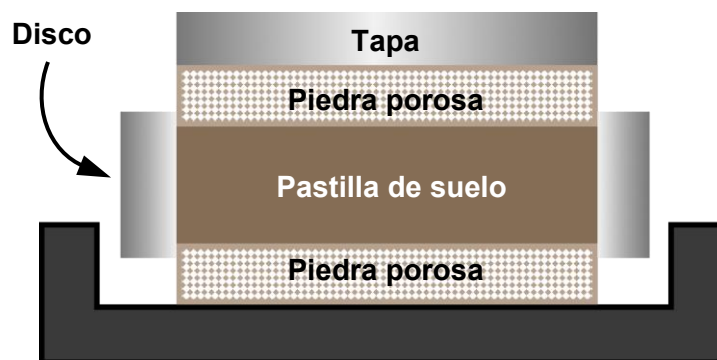


Figura 2.1.5.3 Esquema del acomodo de la pastilla de suelo en el edómetro para realizar la prueba de consolidación unidimensional. Modificado de Lambe & Whitman (1998).

Los pasos y consideraciones para realizar la prueba son los siguientes:

1. La carga inicial que se asigna a la prueba es constante y debe durar por lo menos 24 horas actuando, tiempo en el que se deben tomar lecturas de la deformación a intervalos de tiempo. Se deben hacer por lo menos 5 incrementos de carga terminados las primeras 24 horas, siendo cada una el doble que la anterior.
2. Después, se procede a retirar pausadamente la carga del suelo que se añadió en cada incremento, dando espacios de tiempo para ello.
3. Finalmente, se saca la muestra de suelo con el anillo y se mete en un horno eléctrico para determinar el peso en seco de la muestra.

Los datos que se obtienen de esta prueba son de tiempo vs deformación, con los cuales se construye una gráfica semi-logarítmica **para cada incremento particular de carga**. Esta gráfica recibe el nombre de *curva de consolidación* (figura 2.1.5.4), y en ella se plasma la

deformación unitaria en escala aritmética en el eje de las ordenadas en sentido contrario a la escala normal, y el tiempo en escala logarítmica el eje de las abscisas. Lo importante de esta gráfica es que de ella se obtienen el **coeficiente de consolidación** (C_v) y el **coeficiente de consolidación secundaria** (C_α).

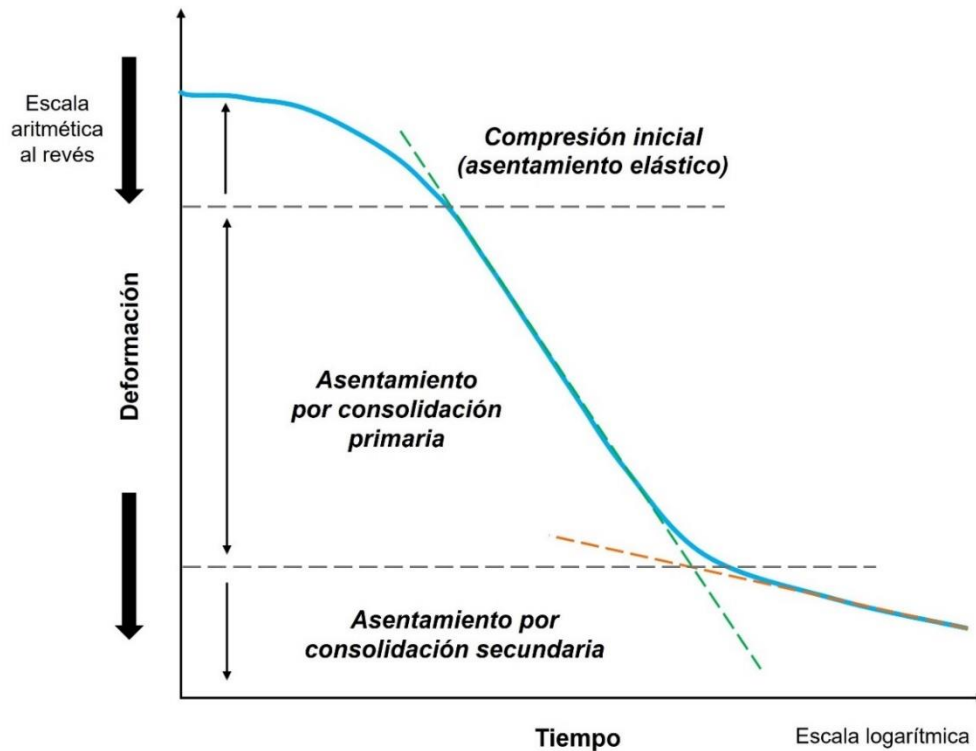


Figura 2.1.5.4 Curva de consolidación para un incremento de carga específico. Modificado de Braja M. Das (2013).

El *coeficiente de consolidación* (C_v) habla de la **velocidad con la que un suelo se consolida por consolidación primaria bajo una carga aplicada**. El *coeficiente de consolidación secundaria* (C_α) es prácticamente lo mismo, solo que involucra la consolidación secundaria. Ambos parámetros se expresan en unidades de longitud²/tiempo, por ejemplo, cm²/s o m²/año.

Suelo	cm ² /s × 10 ⁻⁴	m ² /año
Arcillas azules de Boston (CL)	40 ± 20	12 ± 6
Limo orgánico (OH)	2 – 3	0.6 – 3
Arcillas de lagos glaciares (CL)	6.5 – 8.7	2.0 – 2.7
Arcilla limosa de Chicago (CL)	8.5	2.7
Arcillas suecas de sensibilidad media (CL-CH)		
1. De laboratorio	0.4 – 0.7	0.1 – 0.2
2. De campo	0.7 – 3.0	0.2 – 1.0
Arcillas de la Bahía de San Francisco (CL)	2 – 4	0.6 – 1.2
Arcillas de Ciudad de México (MH)	0.9 – 1.5	0.3 – 0.5

Tabla 2.1.5.4 Valores típicos de C_v . Tomado de Carter & Bentley (1991).

Después de haber obtenido esta gráfica para cada incremento de carga, se elabora otra gráfica semi-logarítmica o bien aritmética, llamada *curva de compresibilidad* (figura 2.1.5.5). En esta gráfica se plasma la relación de vacíos (e) en el eje de las ordenadas al final de la consolidación para cada incremento de carga y para cada descarga, y en el eje de las abscisas, el esfuerzo total (σ) que se aplicó a las pastillas de suelo en cada incremento de carga y para cada descarga también. Por lo tanto, esta gráfica es la **representación de la prueba de consolidación completa**. Es de importancia saber que de la *curva de compresibilidad* semi-logarítmica se obtienen el **índice de compresión** (C_c) y el **coeficiente de recompresión** (C_r) y de la curva aritmética se consigue el **coeficiente de compresibilidad** (m_v)

La curva de compresibilidad se divide en tres tramos principales:

- A. **Tramo de recompresión:** el esfuerzo que se aplica a la pastilla de suelo es igual o menor a los que ha estado expuesto en su historia geológica de esfuerzos.
- B. **Tramo virgen:** en este tramo la pastilla de suelo se somete a un esfuerzo que nunca ha experimentado.
- C. **Tramo de descarga:** se produce por la disminución del esfuerzo cuando se retiran las pesas en el experimento.

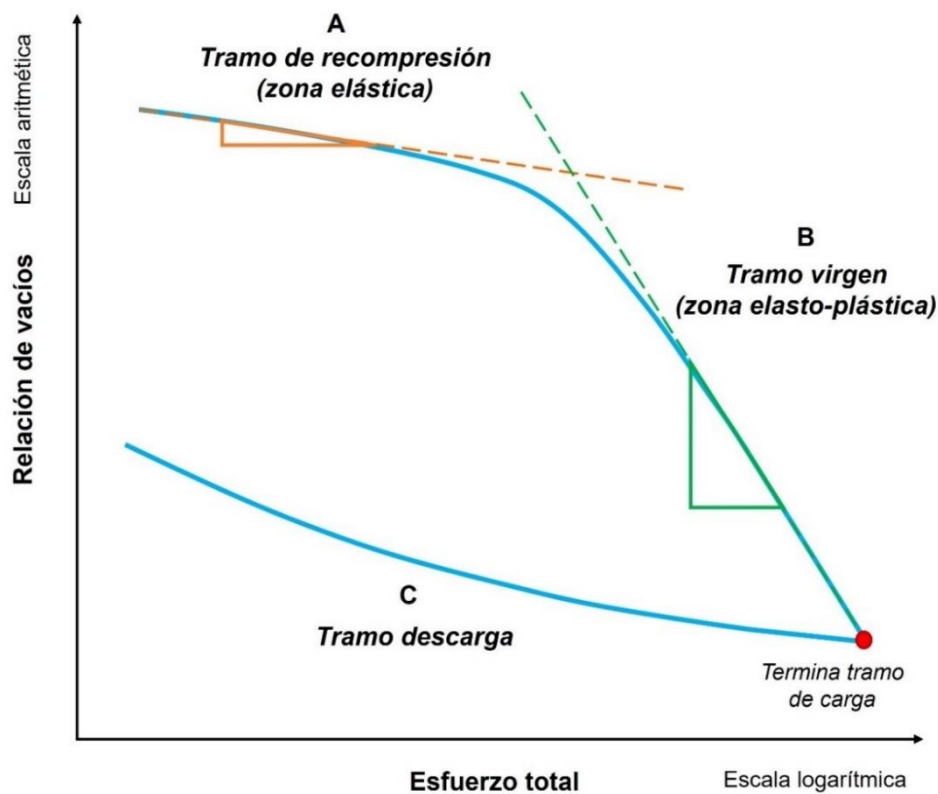


Figura 2.1.5.5 Curva de compresibilidad semi-logarítmica para una prueba de consolidación completa.

Con los coeficientes antes mencionados C_v , C_α , C_c y C_r además de algunos otros parámetros, se calcula la magnitud del asentamiento primario S_p y la magnitud del asentamiento secundario S_s , que, sumándolos, da como resultado el **asentamiento total por consolidación** ($S_p + S_s$).

Resistencia en suelos

Una de las tareas fundamentales en cualquier proyecto de infraestructura es determinar la resistencia del suelo, en particular su *resistencia al esfuerzo cortante*, ya que de ella depende en gran medida la seguridad tanto de la obra como de las personas que harán uso de esta.

En problemas de estabilidad de masas de suelo, el esfuerzo cortante adquiere especial relevancia ya que, al superarse conduce al colapso (falla) del terreno. Por ejemplo, cuando una estructura se desplanta sobre un talud compuesto únicamente por suelo, se modifica el estado natural de esfuerzos, y si la resistencia al cortante no es analizada, el suelo puede ceder y producir deslizamientos.

De manera general, a mayor resistencia al esfuerzo cortante, mayor será la estabilidad del suelo y, por ende, la seguridad de la obra. Por ello, el análisis de la resistencia al cortante constituye un aspecto esencial en todo proyecto relacionado con la estabilidad de masas de suelo, cómo es el caso de taludes, terraplenes en carreteras, cimentaciones, muros de contención, túneles y excavaciones, entre otros.

Resistencia al esfuerzo cortante de un suelo

La *resistencia al esfuerzo cortante* de un suelo, según Braja M. Das (2013) es “la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior”, o en palabras simples, es la **resistencia que presenta el suelo a la deformación por esfuerzos de cizalla**, o sea, se opone a generar una falla. La falla por esfuerzo cortante ocurre en algún punto de la masa de suelo cuando se alcanza una **combinación crítica entre el esfuerzo normal y cortante en alguna superficie que atraviesa por dicho punto**¹⁵.

Según Braja M. Das (2013), la resistencia al cortante generalmente está en función de lo siguiente:

- a) La cohesión entre las partículas del suelo.
- b) La resistencia a la fricción entre las partículas sólidas.
- c) El contenido de humedad y la presión de poro en la masa de suelo.

Para comprender con mayor claridad cómo se produce la falla por cortante, es necesario analizar primero cómo actúan los esfuerzos en las partículas de la masa de suelo, por lo cual se explica a continuación.

Esfuerzos en un sistema de partículas

Como cualquier otro proceso en los suelos, los esfuerzos ocurren en tres dimensiones (x,y,z). Sin embargo, para introducir el concepto de estado de esfuerzos, es conveniente comenzar con un análisis bidimensional (x,z), ya que facilita la comprensión inicial.

Para ello, se puede imaginar una celda cúbica de medición enterrada a cierta profundidad bajo la superficie, en la cual las partículas del suelo permanecen en su posición y acomodo originales, sin haber sido removidas. Sobre las caras de esta celda actúan los esfuerzos generados por el peso del suelo y por cargas externas, que pueden descomponerse en dos componentes fundamentales:

- **Esfuerzo normal (σ_n):** Es la componente ortogonal a las caras del cubo del esfuerzo total que ejerce la carga.
- **Esfuerzo cortante (τ):** Es la componente tangencial del mismo esfuerzo, que actúa paralela a las caras del cubo, y corresponde al esfuerzo de cizalla.

Por convención, se establece que los esfuerzos compresivos y los esfuerzos de cizalla que van en sentido contrario a las manecillas del reloj son positivos, y los que son en sentido de las manecillas son negativos.

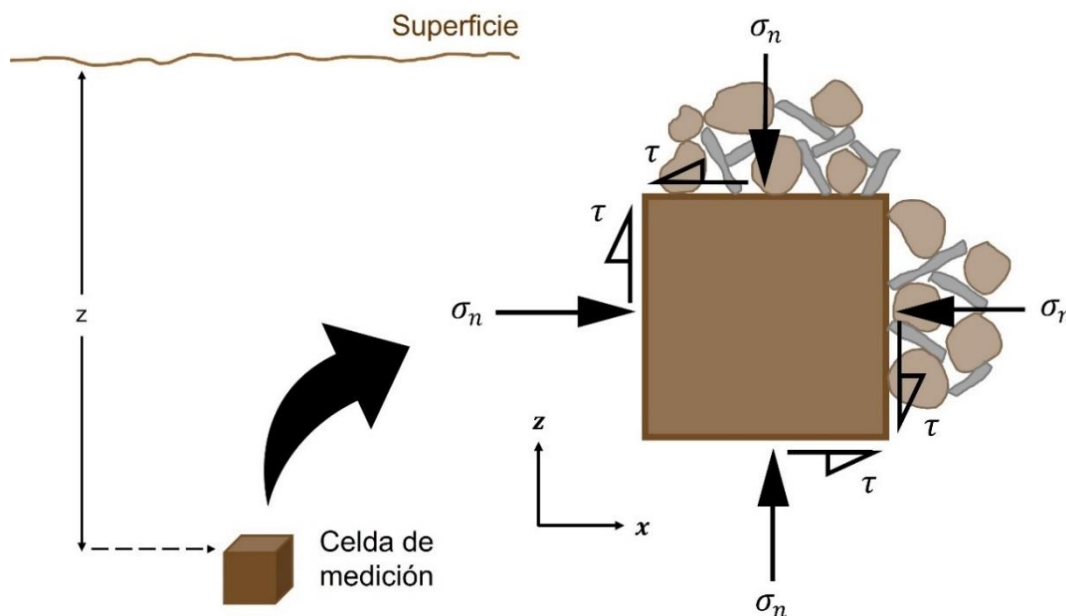


Figura 2.1.5.6 Representación del esfuerzo normal σ_n y del esfuerzo cortante τ en las partículas de una masa de suelo.

Ahora bien, si se considera que esa celda de medición representa una pequeña porción de la masa de suelo, se puede visualizar que ocurre lo mismo que en la figura 2.1.5.6. Cada partícula está bajo la influencia de los esfuerzos normales y tangenciales ya que existe una carga por encima de ella. Estas cargas pueden provenir del peso propio de alguna estructura ya existente o en proceso de construcción.

Ángulo de fricción interna (ϕ) y cohesión (c)

De manera análoga, si en la porción de suelo antes mencionada se tiene un plano de deslizamiento potencial (figura 2.1.5.7), sobre dicho plano también actúan esfuerzos normales y tangenciales. En esta situación aparece un parámetro fundamental: el *ángulo de fricción interna* (ϕ). El *ángulo de fricción interna* se define como el **ángulo al cual el material supera la fuerza de fricción entre partículas y ocurre el deslizamiento**. En otras palabras, es la medida de la resistencia al deslizamiento entre partículas del suelo.

Es importante destacar que, en los **suelos granulares**, cada contacto entre partícula puede considerarse como un **micro plano de deslizamiento potencial**, de modo que la resistencia global del suelo depende de la **fricción generada en los contactos individuales**³.

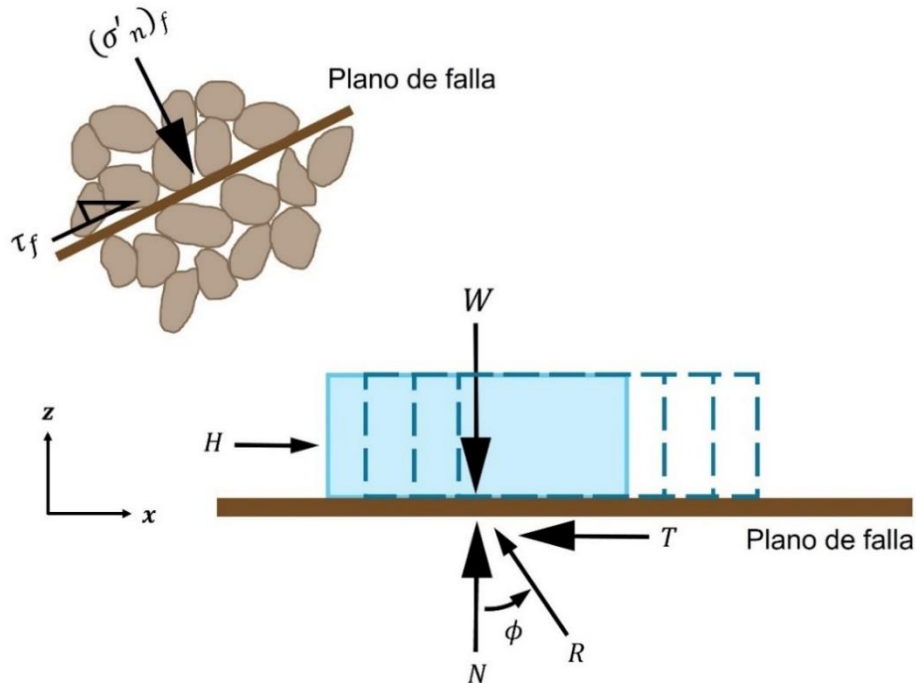


Figura 2.1.5.7 Representación de ϕ y de los esfuerzos en un plano de falla en un punto de una masa de suelo, en donde: τ_f es el esfuerzo cortante cuando inicia el deslizamiento; $(\sigma'_n)_f$ es el esfuerzo normal efectivo cuando inicia el deslizamiento; F es la fuerza de cizalla que impide el deslizamiento; N es la fuerza normal al plano; H es la fuerza horizontal requerida para iniciar el movimiento; W es el peso del bloque. Modificado de Muni Budhu (2000).

Este parámetro es fundamental para comprender la resistencia al corte de los suelos y su respuesta frente a la aplicación de cargas externas. Cabe señalar que, en el caso de los suelos granulares secos, el ángulo de fricción interna ϕ suele coincidir con el ángulo de reposo, como ocurre, por ejemplo, en arenas secas¹³.

Tipo de suelo	ϕ' (grados)	
	Suelto	Denso
Limo	27 – 30	30 – 34
Arena limosa	27 – 33	30 – 35
Arena uniforme	28	34
Arena bien gradada	33	45
Grava arenosa	35	50

Tabla 2.1.5.5 Valores de ángulo de fricción interna efectiva ϕ' para suelos granulares, según Terzaghi y Peck (1967). Tomado de Berry y Reid (1993).

La **cohesión** (c) es la **medida de cementación** (producida mayormente por sales como el carbonato de calcio³) o de **adherencia** entre partículas del suelo¹³. En otras palabras, representa la **acción de las fuerzas intermoleculares que contribuyen a la resistencia al cortante de la masa de suelo**³.

A partir de los parámetros de *cohesión* y *fricción interna*, se pueden dividir dos tipos de suelos:

- **Suelos cohesivos:** Aunque todos los suelos presentan fricción, algunos suelos arcillosos poseen valores de fricción interna muy bajos o despreciables, por lo que se considera $\phi = 0^{13}$.
- **Suelos no cohesivos:** Son suelos granulares cuyas partículas no están unidas por cementantes o materiales que produzcan adherencia entre las mismas, en este caso se considera $c = 0^{13}$.

La *presión de poro* (u) también desempeña un papel importante, y es que, **si un suelo se encuentra saturado**, la presión de poro hace que las partículas traten de separarse, por lo tanto, **disminuye la resistencia al cortante**. Por el contrario, en **suelos parcialmente saturados o no saturados**, el agua que pueda llegar a alojarse en el espacio entre partículas **hace que ocurra un tipo de succión entre ellas (adherencia entre partículas)**, lo que provoca que traten de unirse, y, en consecuencia, **incrementa la resistencia al cortante**¹³.

Círculo de Mohr para suelos

Para visualizar gráficamente el estado de esfuerzos y deformaciones en un plano en algún punto de la masa de suelo, se utiliza el *Círculo de Mohr*. Este método fue propuesto por Cristian Otto Mohr en 1882⁹ y consiste en graficar el estado de esfuerzos del material (σ_1 y σ_3), de esta manera se plasma σ_n en el eje horizontal, y τ en el eje vertical, cuya proyección forma un círculo llamado *círculo de Mohr*.

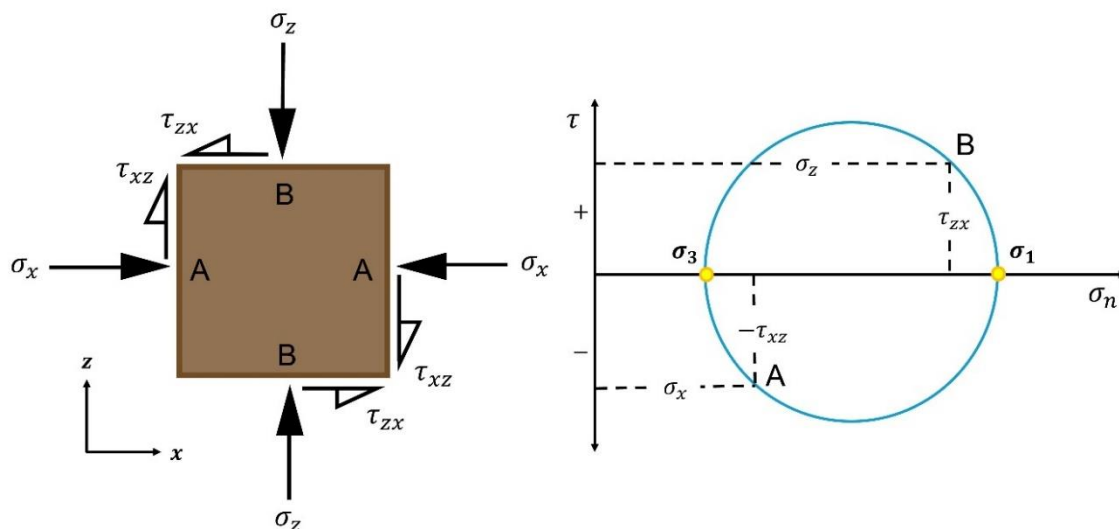


Figura 2.1.5.8 *Círculo de Mohr para representar el estado de esfuerzos en una masa de suelo. Modificado de Muni Budhu (2000).*

Criterio de falla Mohr – Coulomb en suelos

La manera más conocida de calcular la **resistencia al esfuerzo cortante** en la mecánica de suelos es con el *criterio de falla Mohr – Coulomb*. Este criterio es una combinación del uso del círculo de Mohr y la ecuación de Coulomb que se proyecta en dicha gráfica. La ecuación relaciona el **esfuerzo cortante máximo al momento de la falla (τ_f) sobre un**

plano de falla o superficie de deslizamiento con el esfuerzo normal total (σ_n) que actúa en ese plano¹. El *criterio de falla Mohr – Coulomb* es el siguiente:

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

Donde:

c = *cohesión (ordenada al origen)*

σ_n = *esfuerzo normal total aplicado en la masa de suelo*

ϕ = *ángulo de fricción interna*

En esta primera ecuación, se considera dentro del esfuerzo total al esfuerzo efectivo y la presión de poro ($\sigma = \sigma' + u$). Sin embargo, el agua intersticial no puede soportar grandes esfuerzos cortantes, pero el esqueleto del suelo sí, puesto que, **los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante, no los totales**¹³. Esto se debe a que la resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo depende de la fricción que se produce entre las partículas de suelo².

En consecuencia, se optó por sustituir el esfuerzo normal total σ_n por el esfuerzo normal efectivo σ_n' , teniendo en cuenta que $\sigma' = \sigma - u$ y que, además, el agua no influye en gran medida en este proceso. De tal forma que la ecuación queda en términos de esfuerzos efectivos.

$$\tau_f = c' + \sigma_n' \tan\phi'$$

Donde:

c' = *cohesión efectiva (ordenada al origen)*

σ_n' = *esfuerzo normal total aplicado en la masa de suelo*

ϕ' = *ángulo de fricción interna efectivo*

Cabe destacar que, dependiendo de las condiciones, los análisis sí se pueden calcular en esfuerzos totales, pero, aun así, se deben obtener los parámetros c' , ϕ' y c , ϕ .

El valor τ_f que esta ecuación brinda, **representa el valor de resistencia al cortante máximo que un suelo puede resistir antes de fallar**. Además, da como resultado una recta que se proyecta en la misma gráfica de los círculos o círculo de Mohr (que son resultado de las pruebas de laboratorio que se verán más adelante). Esta recta es llamada *envolvente de falla*, y el ángulo que forma la envolvente con la horizontal es el *ángulo de fricción interna ϕ* (figura 2.1.5.9b).

De lo anterior se tienen algunas consideraciones que se ilustran en la figura 2.1.5.9b:

1. Si el círculo de Mohr para un determinado estado de esfuerzos **no toca la envolvente**, el suelo es estable y no fallará por cortante (punto A).
2. Si el círculo de Mohr es **tangente a la envolvente de falla**, significa que se ha alcanzado la resistencia máxima del suelo en un determinado plano dentro del mismo, o sea que, ocurrió la combinación crítica de esfuerzos que producen la falla por cortante (punto B).
3. Este *plano de falla* forma un ángulo θ con el plano sobre el que actúa el esfuerzo principal mayor σ_1 y los esfuerzos en el estado de falla sobre este plano de falla se designan (σ_f, τ_f) , como se muestra en la figura 2.1.5.9a. En este caso, la inclinación del plano de falla se obtiene con la ecuación $\theta = 45 + \frac{\phi'}{2}$.

4. Lo estados de esfuerzos por encima de la envolvente de falla, no pueden existir. En este caso, el círculo de Mohr no corta la envolvente (punto C).

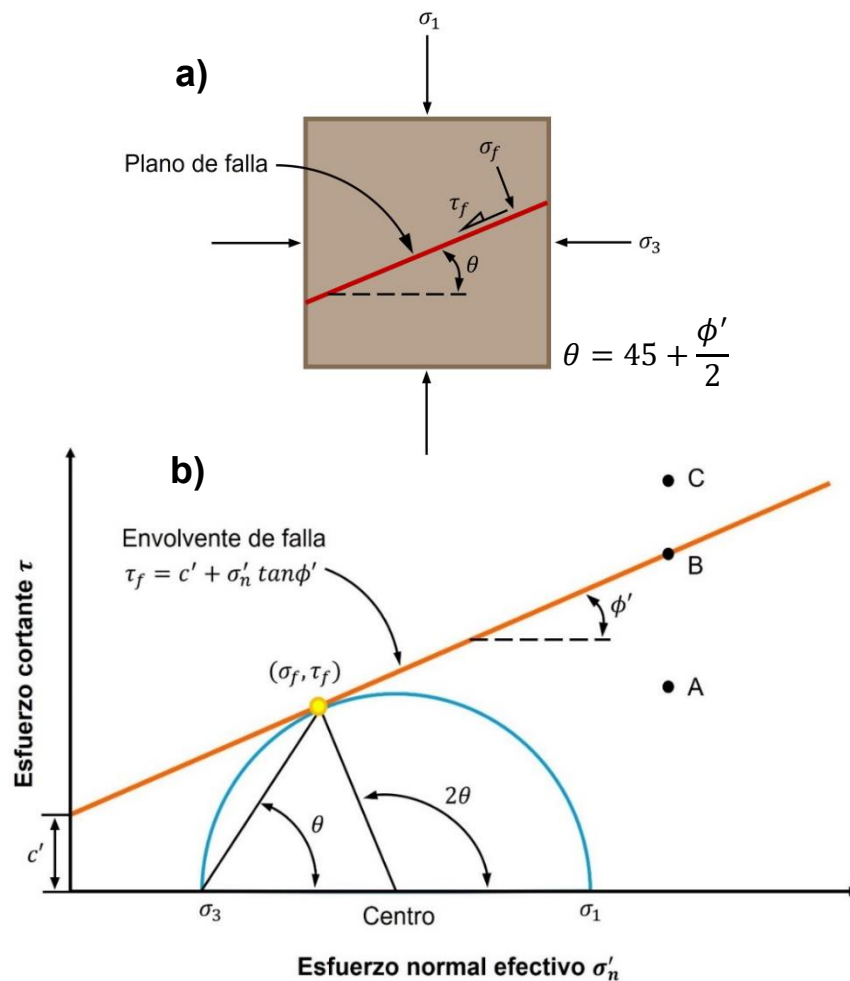


Figura 2.1.5.9 a) Representación del plano de falla; b) Elementos del círculo de Mohr. Por conveniencia se representa solo la mitad superior del círculo.

Antes de describir las pruebas de laboratorio utilizadas para obtener la resistencia, es importante precisar que los suelos pueden analizarse bajo dos condiciones de comportamiento: *condición drenada* y *no drenada*. Esta distinción se basa principalmente de la conductividad hidráulica del suelo, el tamaño de partícula y la velocidad con la que se aplica la carga. El objetivo de esta división es identificar cómo se comportará el suelo con una u otra condición bajo la aplicación de cargas.

Los suelos en *condición drenada* se caracterizan por presentar **alta conductividad hidráulica**, como ocurre en materiales de grano grueso (principalmente arenas y gravas). En estos suelos, el agua intersticial puede desplazarse con facilidad frente a la aplicación de una carga, de modo que es el esqueleto del suelo quien soporta directamente los esfuerzos.

En contraste, los suelos con **baja conductividad hidráulica**, como lo suelos finos, se caracterizan bajo la *condición no drenada*. En este caso, el agua intersticial no logra fluir

libremente durante la aplicación de la carga, por lo que incrementa la presión de poro, por ende, la carga la soporta el agua intersticial. A largo plazo, la presión de poro se disipa gradualmente, permitiendo que el suelo alcance el equilibrio, comportándose ahora como condición drenada.

Es importante señalar que algunos suelos de grano grueso no siempre liberan el agua con la rapidez esperada ya que pueden presentar variaciones en sus componentes, como por ejemplo tener gran cantidad de finos, por lo que pueden comportarse como suelos no drenados. Por ello, en ciertas situaciones se recomienda realizar las pruebas en condición no drenada.

De lo anterior se resumen dos situaciones:

1. Si la **carga se aplica muy rápidamente** o la **conductividad del suelo es baja**, se puede producir una *condición no drenada*¹³.
2. Si la **carga se aplica lentamente** o la **conductividad hidráulica del suelo es alta**, se puede producir una *condición drenada*¹³.

Para determinar la resistencia al esfuerzo cortante y sus parámetros, se utilizan principalmente dos pruebas de laboratorio: la *prueba de corte directo* y la *prueba de compresión triaxial*. En campo, estos parámetros se pueden calcular para suelos cohesivos con la *prueba de la veleta*⁴.

Prueba de corte directo

La *prueba de corte directo* fue ideada por Arthur Casagrande⁴ y es la forma más antigua para determinar la resistencia al corte⁵. El dispositivo consiste en una caja metálica dividida horizontalmente en dos mitades: la inferior permanece fija, mientras que la superior puede desplazarse horizontalmente (figura 2.1.5.10). En su interior se coloca una muestra de suelo inalterada de forma cuadrada o circular. Sobre la parte superior se aplica una carga normal que se hace variar, al mismo tiempo que se empuja horizontalmente la caja provocando un esfuerzo de cizalla hasta que la muestra falle.

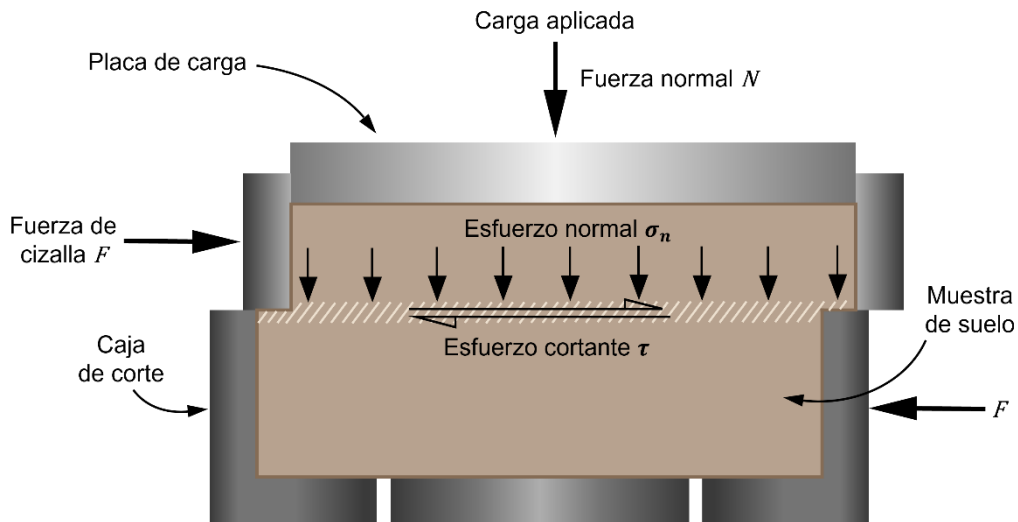


Figura 2.1.5.10 Diagrama de la prueba de corte directo. Modificado de Braja M. Das (2013).

Esta prueba se repite tres o más veces sobre muestras del mismo suelo, cada una sometida a un valor distinto de esfuerzo normal. Durante la prueba se registran el desplazamiento horizontal y vertical, así como los esfuerzos cortantes y las cargas normales aplicadas.

Con estos datos se construye para cada ensayo una curva esfuerzo cortante-desplazamiento en una gráfica con el desplazamiento horizontal en mm en el eje de las abscisas, y el esfuerzo cortante en kPa en el eje de las ordenadas (figura 2.1.5.11a). Dichas curvas también se pueden graficar en un plano (σ_n, τ) , donde se unen los puntos representativos de falla de cada muestra para formar una envolvente de falla (figura 2.1.5.11b), a partir de la cual se determinan los parámetros de cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ .

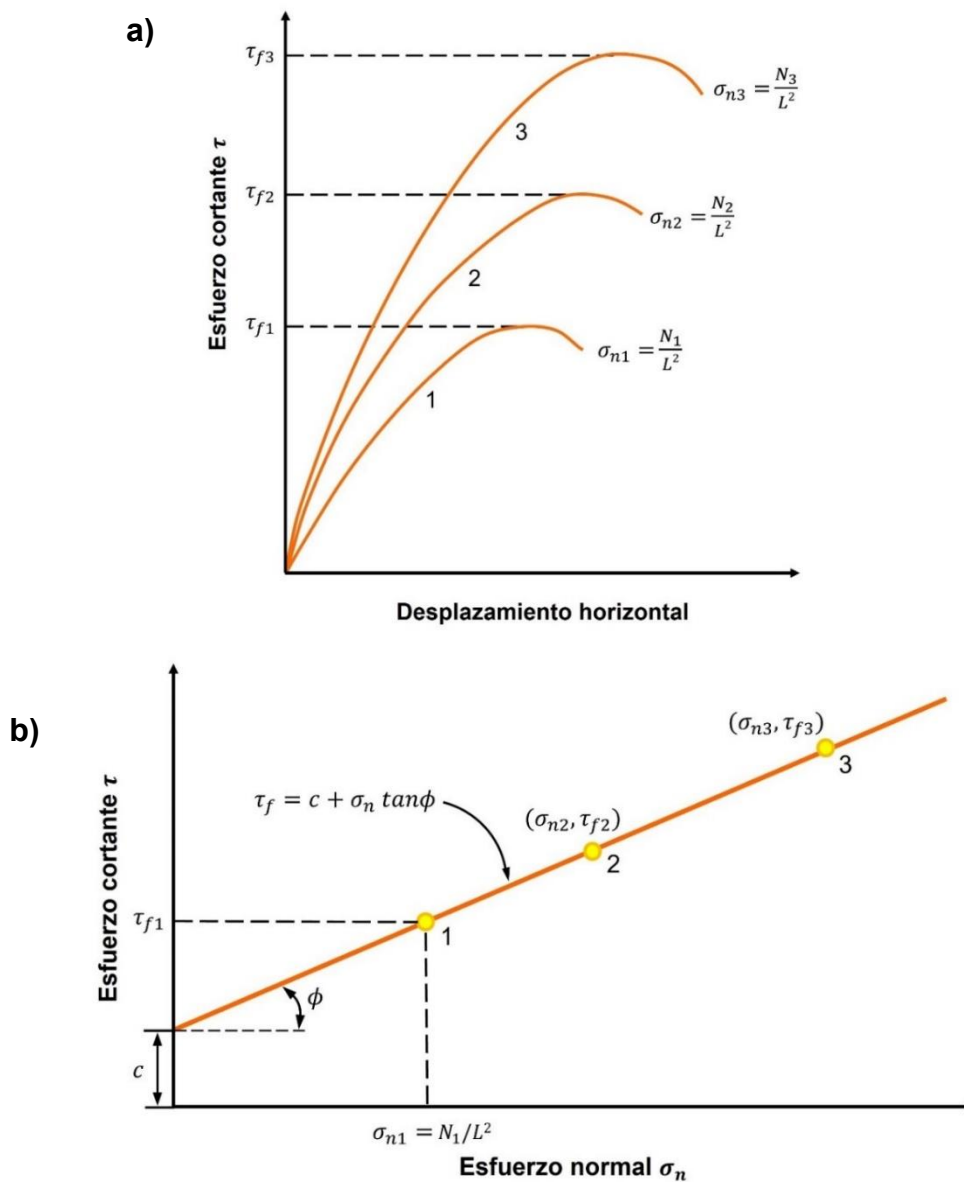


Figura 2.1.5.11 a) Gráfica esfuerzo cortante vs. desplazamiento horizontal de la prueba de corte directo, en donde: N_1, N_2, N_3 son las diferentes cargas aplicadas; L es la sección de la muestra; y τ_f es el máximo esfuerzo cortante. b) Gráfica σ_n vs. τ en donde se muestra la envolvente de falla para conocer c y ϕ . Modificado de Braja M. Das (2013).

La *prueba de corte directo* presenta varias limitaciones:

- La falla se produce obligatoriamente a lo largo del plano de división de la caja, lo cual no permite que el suelo falle por su plano más débil⁵.
- Solo es posible conocer el esfuerzo cortante y normal, ya que no se puede determinar con precisión el estado de esfuerzos¹⁰.
- No permite controlar las condiciones de drenaje ni medir adecuadamente la presión de poro; por ello, se asume que la prueba se realiza en condiciones completamente drenadas¹⁰.

Es importante señalar que la prueba de corte directo **trabaja con esfuerzos normales totales**. Esto implica que tanto la envolvente de falla como la ecuación Mohr – Coulomb se calculan en esfuerzos totales. La razón es que esta prueba se emplea principalmente en suelos de grano grueso, los cuales presentan condiciones drenadas.

En este tipo de materiales, se puede asumir que la presión de poro se disipa rápidamente, lo que hace que la diferencia entre esfuerzo totales y efectivos sea poco significativa ($\sigma \approx \sigma'$).

Prueba triaxial

La *prueba triaxial* es de los métodos más confiables y utilizados para determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo, debido a que **permite simular distintas condiciones de drenaje**.

Esta prueba consiste en aplicar a una muestra inalterada de suelo en forma cilíndrica una presión de confinamiento constante, que corresponde al esfuerzo principal menor (σ_3), mientras se incrementa progresivamente el esfuerzo axial, que representa al esfuerzo principal mayor (σ_1), hasta alcanzar la falla. En este contexto, el esfuerzo axial σ_1 es el que da el empuje verticalmente y la presión de confinamiento σ_3 es la que mantiene a la muestra “comprimada”.

Esta muestra es cubierta con una membrana delgada de látex y se coloca dentro de una cámara cilíndrica presurizada la cual se llena con agua o a veces aceite. El sistema incluye drenes en la parte superior e inferior, lo que permite controlar el flujo del agua en función de la condición de drenaje que se desee simular (bloquear o liberar el paso del agua).

Un concepto fundamental que surge de este ensayo es el *esfuerzo desviador* σ_d , definido como la diferencia entre el esfuerzo axial y la presión confinante:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$

El *esfuerzo desviador* indica **cuánto del esfuerzo axial σ_1 realmente “desvía” al suelo respecto al confinamiento lateral**, ya que, es el esfuerzo extra que provoca deformación y falla. En contraste, el esfuerzo axial σ_1 solo refleja la magnitud de la carga vertical aplicada, sin indicar cuánto de ella contribuye al colapso del material.

Como se explicó previamente, los suelos pueden comportarse bajo condiciones drenadas o no drenadas, y de ellas se busca medir el drenaje dentro y fuera de la muestra, así como la presión de poro. En función del control del drenaje y el grado de consolidación se distinguen tres tipos de pruebas triaxiales: *consolidada drenada (CD)*, *consolidada no drenada (CU)* y *no consolidada no drenada (UU) o ensayo rápido*.

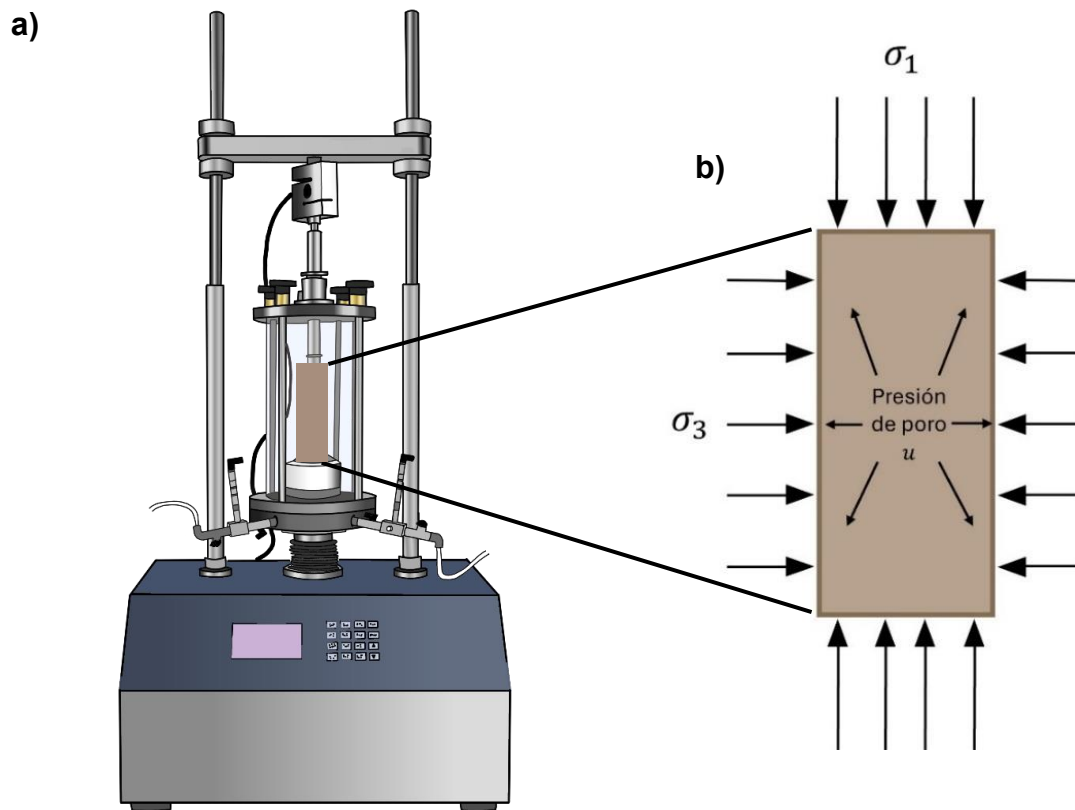


Figura 2.1.5.12 a) Aparato para hacer las pruebas triaxiales. b) Esquema de los esfuerzos aplicados a la muestra de suelo.

El procedimiento de estas pruebas se divide en dos partes en general:

1. La primera etapa consiste en inducir o no a la consolidación de la muestra mediante la aplicación de la presión confinante para simular las condiciones en las que se encuentra el suelo en campo.
2. En la segunda etapa, se incrementa el esfuerzo axial, ya sea de manera lenta o rápida dependiendo de la condición de drenaje que se desee reproducir (se simula abriendo o cerrando la válvula de drenaje).

De acuerdo con este procedimiento, es posible obtener los parámetros de resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos o esfuerzos totales. En consecuencia, tanto los círculos de Mohr como las envolventes de falla resultan diferentes entre cada prueba.

Las características de cada tipo de prueba se resumen en la siguiente tabla, y sus gráficas en las siguientes figuras:

Tipo de prueba	Consolidación de la muestra	Condición de drenaje durante la carga	Parámetros que se obtienen	Caso de aplicación
Consolidada drenada (CD)	Consolidación bajo presión confinante σ_3 <i>sin drenaje</i> .	<i>Con drenaje durante la aplicación lenta</i> de σ_1 .	c' y ϕ' en términos de esfuerzos efectivos, porque $\sigma = \sigma'$. Esto es debido a que la aplicación de la carga es lenta y no se genera exceso de presión de poro ($u = 0$).	Analizar estabilidad a largo plazo de laderas, taludes, cimentaciones, muros de contención, excavaciones, etc.
Consolidada no drenada (CU)	Consolidación bajo presión confinante σ_3 <i>con drenaje</i> .	<i>Sin drenaje durante la aplicación rápida</i> de σ_1 . Se genera presión de poro y se mide.	c', ϕ' y c, ϕ en términos de esfuerzos efectivos y totales, porque sí se genera exceso de u .	Cargas rápidas aplicadas sobre suelos antes consolidados.
No consolidada no drenada (UU)	No se consolida la muestra.	<i>Sin drenaje durante la aplicación</i> de σ_1 .	$c_u, \phi = 0$, solo en términos de esfuerzos totales.	Análisis de estabilidad a corto plazo en donde la aplicación de carga es muy rápida y no hay tiempo ni para consolidación ni para drenaje.

Tabla 2.1.5.1 Características de las pruebas triaxiales CD, CU y UU.

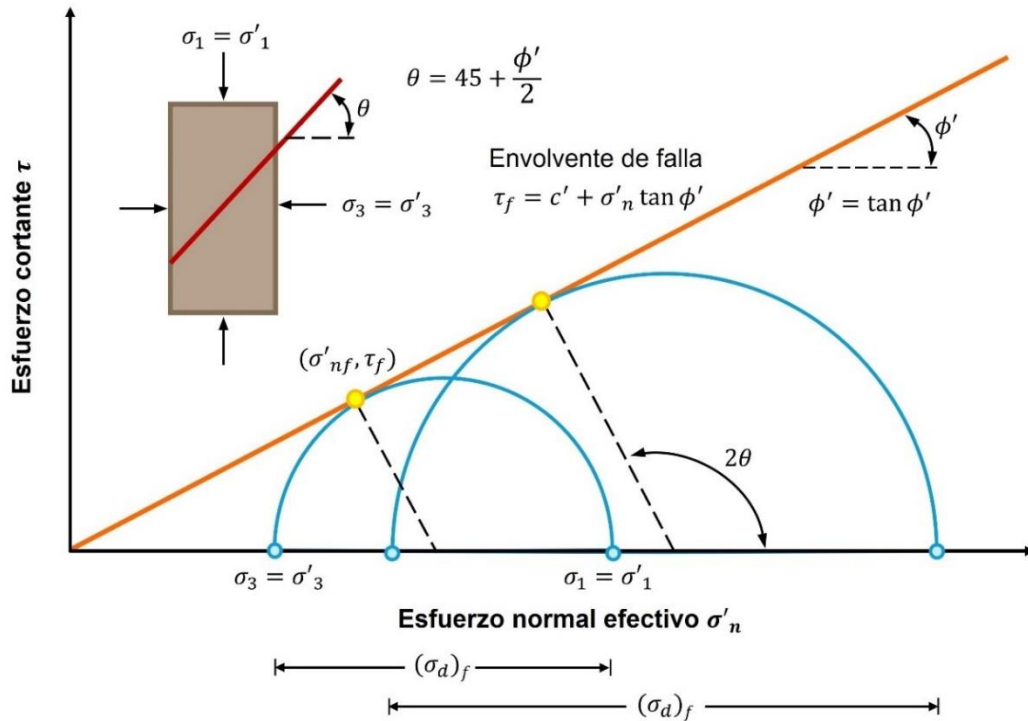


Figura 2.1.5.13 Ensayo triaxial CD, en donde: σ'_{nf} es el esfuerzo normal efectivo en el plano de falla; τ_f es el esfuerzo cortante en el plano de falla; y $(\sigma_d)_f$ es el esfuerzo desviador que produce la falla, e incrementa en cada repetición. Los puntos amarillos son las coordenadas del punto de tangencia de la envoltura de falla que dan los esfuerzos en el plano de falla de esa muestra de prueba. Modificado de Braja M. Das (2013).

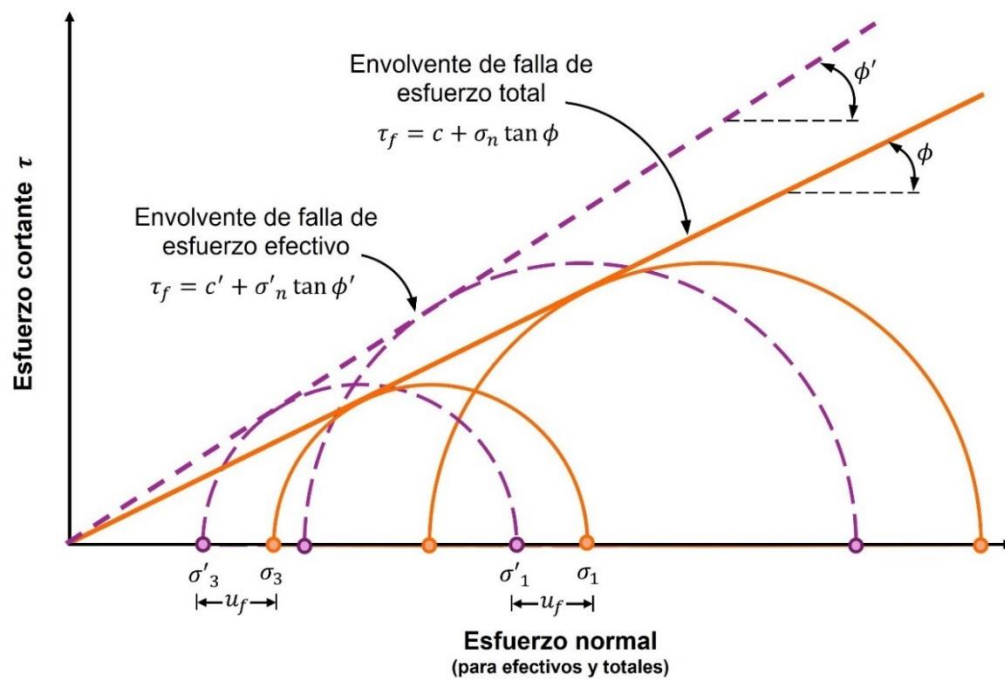


Figura 2.1.5.14 Ensayo triaxial CU, en donde: u_f es la presión de poro en la falla. Tanto la envoltura de falla de esfuerzos totales como la de esfuerzos efectivos se plasman en la misma gráfica. En este ensayo se cumple que: $\phi' > \phi$ y $c > c'$. Modificado de Braja M. Das (2013).

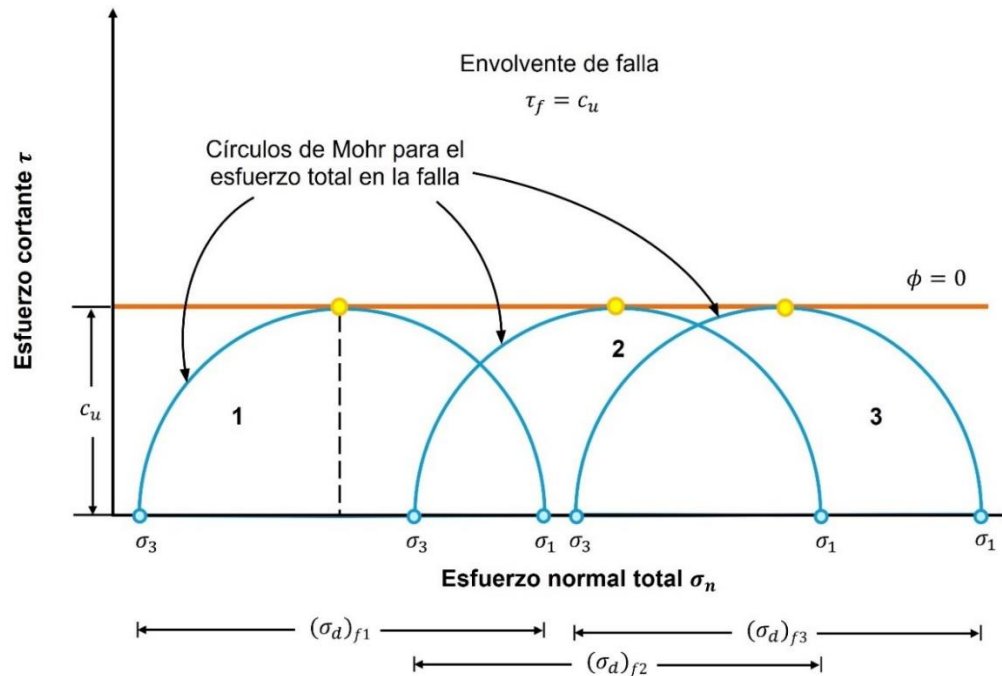


Figura 2.1.5.15 Ensayo triaxial UU, en donde c_u es la cohesión en condiciones no drenadas. En este ensayo la envolvente de falla es una recta horizontal que representa $\phi = 0$, por lo tanto, el esfuerzo cortante τ en condiciones no drenadas depende solo de c_u . Todos los círculos tienen el mismo diámetro, por lo tanto, los esfuerzos desviadores que producen la falla en las tres repeticiones son iguales $(\sigma_d)_{f1} = (\sigma_d)_{f2} = (\sigma_d)_{f3}$. Modificado de Braje M. Das (2013).

2.1.6 Ejercicios

Clasificación de suelos

Clasificar los siguientes suelos con el Método 2. "Uso de la Línea A" dado el Límite Líquido (LL) y el Límite de Plasticidad (LP):

1. LL = 28.8 %	LP = 16.7 %	6. LL = 78.8 %	LP = 33.6 %
2. LL = 67.9 %	LP = 46.0 %	7. LL = 56.2 %	LP = 25.0 %
3. LL = 34.9 %	LP = 25.3 %	8. LL = 73.7 %	LP = 56.9 %
4. LL = 49.4 %	LP = 28.7 %	9. LL = 23.9 %	LP = 18.6 %
5. LL = 50.4 %	LP = 35.0 %	10. LL = 57.1 %	LP = 23.3 %

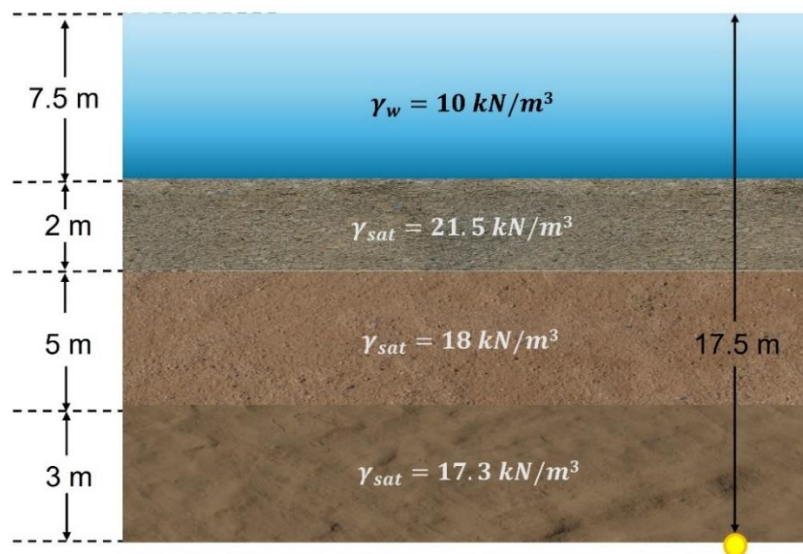
Clasificar los siguientes suelos con ayuda de la Carta de Plasticidad y los diagramas de clasificación SUCS:

1. G = 40 %	2. G = 60 %	3. G = 25 %	4. G = 10 %
S = 45 %	S = 30 %	S = 70 %	S = 75 %
F = 15 %	F = 10 %	F = 5 %	F = 15 %
LL = 28 %	LL = 22 %	LL = No	LL = 35 %
LP = 18 %	LP = 12 %	plástico	LP = 20 %
Cu = 5	Cu = 3.5	LP = -	
Cc = 1.8	Cc = 1.2		

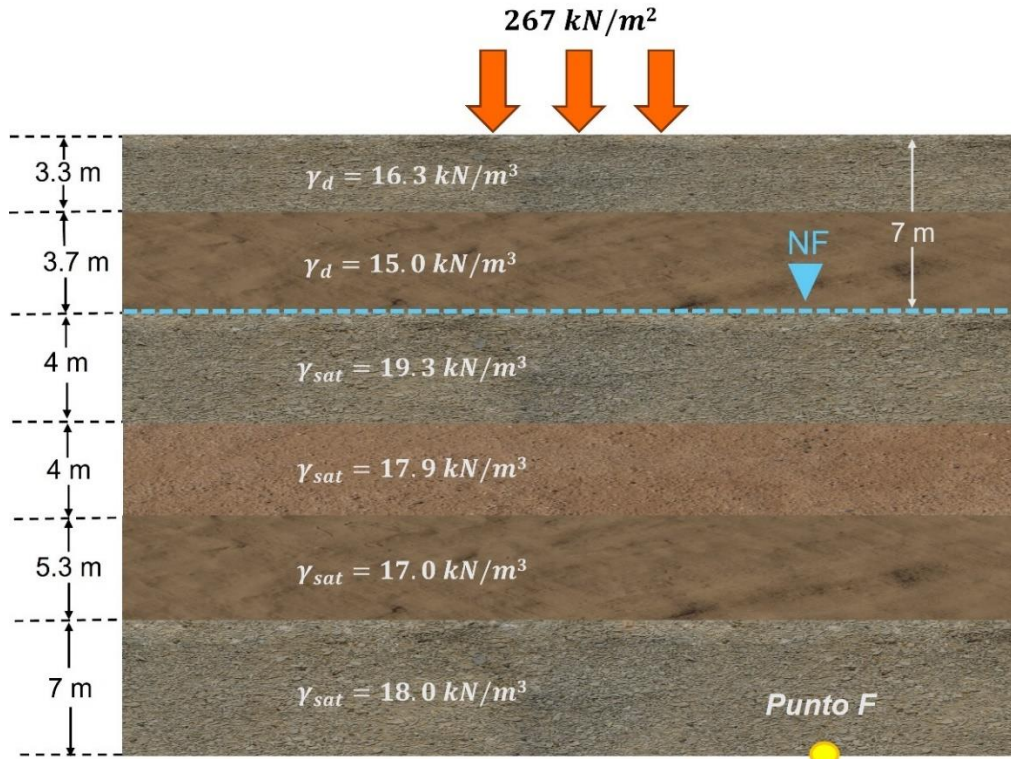
- | | | | |
|--|--|---|---|
| 5. G = 0
S = 45 %
F = 55 %
LL = 50 %
LP = 25 % | LP = 30 % | 8. G = 70 %
S = 20 %
F = 10 %
LL = 18 %
LP = NP | LP = 25 % |
| 6. G = 0
S = 30 %
F = 70 %
LL = 70 % | 7. G = 5 %
S = 85 %
F = 10 %
LL = 30 %
LP = 15 %
Cu = 4.2
Cc = 1.5 | 9. G = 15 %
S = 65 %
F = 20 %
LL = 45 % | 10. G = 0
S = 25 %
F = 75 %
LL = 90 %
LP = 45 % |

Esfuerzos en suelos

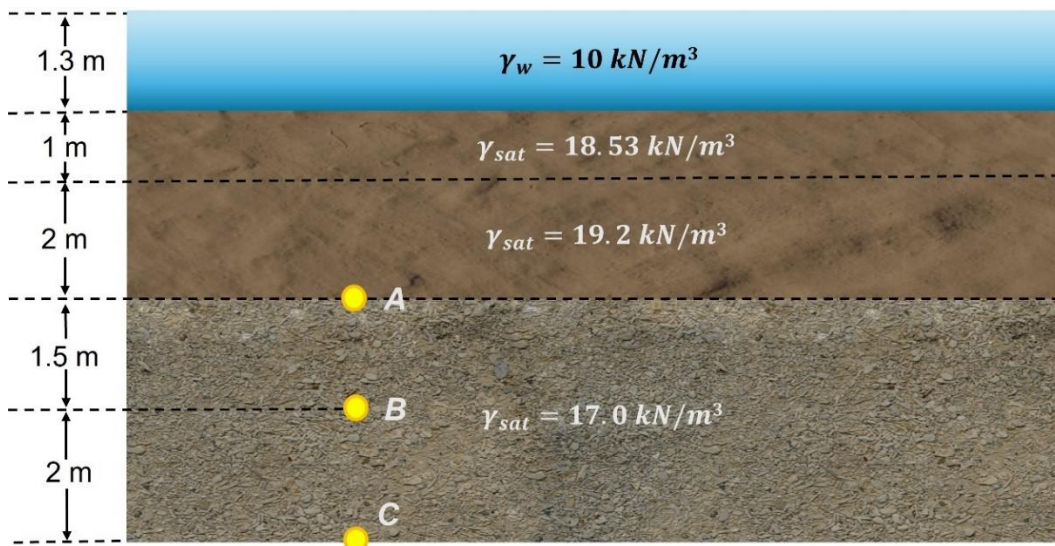
Ejercicio 1. Para la construcción de un puente que conectará a dos poblados, se requieren conocer el esfuerzo vertical total, efectivo y presión de poro a los 17.5 m de profundidad. Este puente será desplantado sobre el lecho de un río, y su columna estratigráfica se muestra en el esquema. Considerar que $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$. Graficar las leyes de esfuerzos.



Ejercicio 2. Se tiene una columna de suelo con estratos de distintos materiales, presencia de N.F. a 7 m de profundidad, y una carga externa de 267 kN/m^2 (solo se transmite al esqueleto del suelo). Se requiere determinar los esfuerzos verticales efectivos, de poro y totales en el punto F, además de graficar las leyes de esfuerzos. Considerar que $\gamma_w = 9.87 \text{ kN/m}^3$.



Ejercicio 3. Un suelo está compuesto por un estrato de arcilla cuya naturaleza provoca la existencia de dos pesos específicos saturados distintos: $\gamma_{sat} = 18.53 \text{ kN/m}^3$ y $\gamma_{sat} = 19.2 \text{ kN/m}^3$. Debajo de las arcillas, hay un estrato de arenas con un peso específico saturado igual a $\gamma_{sat} = 17 \text{ kN/m}^3$. Sobreyaciendo a estos dos estratos, por encima de las arcillas, el nivel del agua es de 1.3 m hasta la superficie. Determinar los esfuerzos en los puntos A, B y C, considerando que $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.



2.1.7 Referencias

1. Barnes, G. (2016). *Soil Mechanics Principles and Practice* (4.^a ed.). Macmillan International Higher Education.
2. Berry, P.L., & Reid, D. (1993). *Mecánica de Suelos*. McGraw Hill.
3. Budhu, M., (2000) *Soil Mechanics and Foundations* (3.^a ed.). John Wiley & Sons.
4. Crespo Villalaz, G. (1979). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* (1.^a ed.). Limusa.
5. Das, B.M., (2013). *Fundamentals of Geotechnical Engineering* (4.^a ed.). Cengage Learning.
6. González de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación.
7. Jiménez López, J.S. (2020). *Apuntes Complementarios de Mecánica de Rocas, Suelos y Clasificación Ingenieril de Macizos Rocosos* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio Institucional UNAM. <https://repositorio.unam.mx/>
8. Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, R. (2005). *Mecánica de Suelos* (2.^a ed.). Limusa.
9. Lambe, T.W., & Whitman, R.V. (1998). *Mecánica de Suelos*. LIMUSA.
10. Lancellota, R. (2009). *Geotechnical Engineering* (2.^a ed.). Taylor & Francis.
11. Zea Constantino, C., & Rivera Constantino, R. (2004). *Notas sobre fundamentos de mecánica de suelos*. Universidad Nacional Autónoma de México.
12. SCT. (2007). *MMP. Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales. 1. Suelos y Materiales para Terracerías. 01. Muestreo de Materiales para Terracerías*. México: SCT.
13. Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico* (1.^a ed.). Universidad Industrial de Santander UIS. www.erosion.com.co
14. Tarbuck, E.J., & Lutgens, F.K. (2005). *Ciencias de la Tierra: Una introducción a la Geología Física* (8.^a ed.). Pearson.
15. Terzaghi, K.V., & Peck, R.B. (1973). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* (2.^a ed.). El Ateneo.

2.2 MECÁNICA DE ROCAS

Introducción

La mecánica de rocas estudia el comportamiento mecánico del macizo rocoso y de la roca intacta bajo la acción de esfuerzos naturales o inducidos por obras de ingeniería. Su propósito principal es predecir la respuesta del macizo rocoso frente a las cargas y condiciones de excavación que se generan durante la construcción y operación de una obra civil, considerando tanto su resistencia y deformabilidad como su estabilidad.

Esta disciplina es esencial en excavaciones y estructuras subterráneas, ya que modifican los campos de esfuerzo en el terreno, pudiendo alterar el equilibrio del macizo rocoso. Se aplica en una amplia variedad de contextos: en los que la roca forma parte de la estructura principal (túneles, galerías, taludes), en aquellos donde actúa como medio de soporte para otras construcciones (cimentaciones, presas, anclajes), y en los que se emplea como material de construcción (escolleras pedraplenes, rellenos y enrocados).

Asimismo, la mecánica de rocas se complementa estrechamente con la geología estructural, que permite identificar las discontinuidades, fallas y pliegues que controlan su comportamiento, y con la mecánica de suelos, encargada de estudiar los productos de alteración y meteorización del macizo en superficie.

2.2.1 Macizo rocoso y roca intacta

El objeto principal de estudio de la mecánica de rocas es el *macizo rocoso*, que es la forma en la que se presentan las rocas en la naturaleza. El *macizo rocoso* es el **resultado de la exposición de las rocas** a lo largo de la historia geológica, **a los diversos procesos geológicos que provocan su fracturamiento y discontinuidad**. Como resultado de estos procesos, se genera una **estructura geométrica formada por superficies de discontinuidad**, que pueden agruparse en sistemas o familias, tales como planos de estratificación, superficies de esquistosidad, fisuras, diaclasas, fallas de todo tipo, pliegues, cambios litológicos, etc.¹⁶ Cada una de estas discontinuidades presenta características tanto mecánicas (resistencia al corte, cohesión, fricción, etc.) como geométricas (orientación, espaciamiento, rugosidad, apertura, etc.) particulares, que en conjunto controlan el comportamiento mecánico global del macizo rocoso, generalmente más que las propiedades de la roca intacta¹⁷.

Entonces, un *macizo rocoso* está conformado por dos componentes: la *roca intacta* y la *estructura*. La *estructura* es el **conjunto de las discontinuidades presentes que fragmentan el macizo**. De acuerdo con Ramírez y Alejano (2004), la *roca intacta* “es un elemento (trozo, bloque o probeta) de roca que no presenta discontinuidades observables”, es decir es el **elemento de roca que no ha sido cortado por alguna discontinuidad**, y que **se encuentra comprendido entre discontinuidades**. Su tamaño puede ir desde algunos milímetros hasta varios metros de tamaño dependiendo del espaciamiento entre discontinuidades.

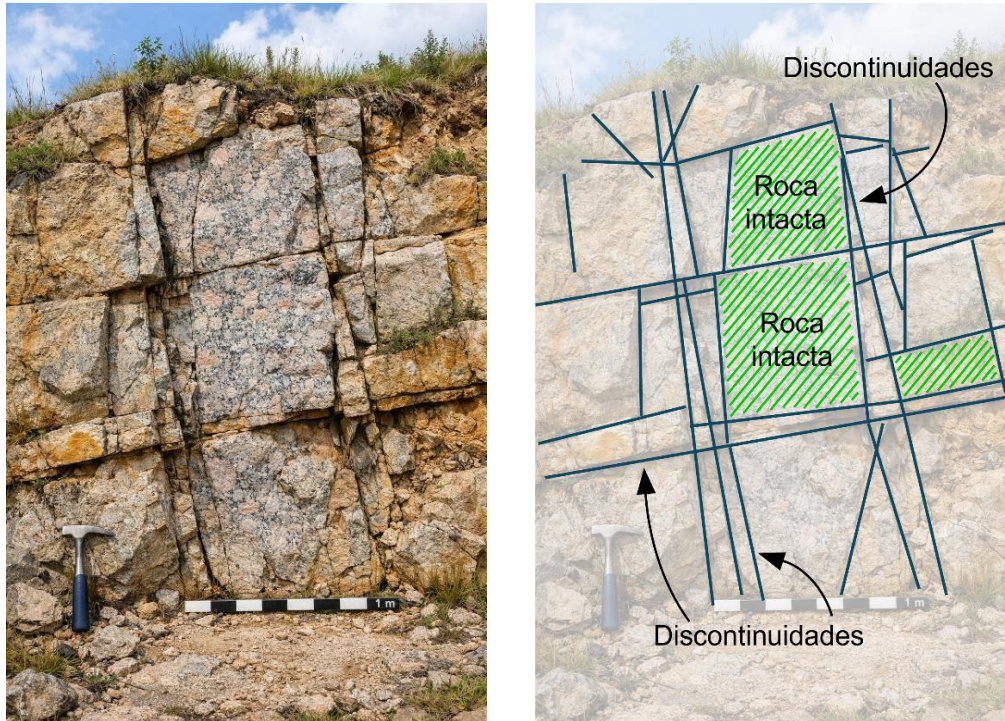


Figura 2.2.1.1 Imagen ilustrativa de un macizo rocoso (izquierda) y su estructura (derecha). Imagen generada con inteligencia artificial Chat GPT (OpenAI, GPT-5) a partir de descripción técnica del autor 2026.

Cabe mencionar que existe el término *matriz rocosa* que se utiliza algunas veces como equivalente de la *roca intacta*; sin embargo, no siempre es lo mismo. La distinción entre *matriz rocosa* y *roca intacta* radica en lo siguiente:

- En **macizos rocosos sanos o poco fracturados**, el término puede considerarse **equivalente a la roca intacta**.
- Sin embargo, en **macizos muy fracturados, brechados o cataclásticos**, la matriz rocosa **puede diferir notablemente de la roca intacta**. Esto ocurre en donde los fragmentos de rocas más competentes se encuentran inmersos en material más fino. En estos casos, la matriz rocosa representa a la roca que tiene un relleno secundario con distintos orígenes dependiendo la roca.

Los *macizos rocosos* se caracterizan por ser **discontinuos** y, en general, presentar **propiedades ingenieriles heterogéneas y anisotrópicas**. Según Hudson y Harrison (2000), un macizo rocoso es un “DIANE”, acrónimo en inglés de *Discontinuous, Inhomogeneous, Anisotropic and Non-Elastic* (discontinuo, heterogéneo, anisótropo y no elástico). El comportamiento anisótropo del macizo se refiere al cambio de propiedades mecánicas según la dirección considerada; su heterogeneidad se debe a las variaciones tanto mecánicas como físicas en distintas zonas del macizo. Por otro lado, la *roca intacta*, a **escala de laboratorio**, también presenta un carácter **anisótropo y heterogéneo** debido a su fábrica y microestructura mineral. Sin embargo, desde el **punto de vista geotécnico**, se considera un material **homogéneo e isótropo**, ya que se asume que las propiedades son uniformes en todo el volumen debido a su escala (más pequeña en comparación al macizo rocoso).

La *roca intacta* se caracteriza mediante su **densidad, resistencia y deformabilidad**, y se puede medir mediante parámetros como resistencia a la compresión simple (RCS), resistencia a la tensión, módulo de Young (E) y coeficiente de Poisson (ν). Por otro lado, el *macizo rocoso* se puede clasificar mediante sistemas como Rock Mass Rating (RMR) y la Designación de Calidad de Roca (RQD), y su resistencia depende tanto de las **propiedades de la roca intacta como de las discontinuidades y su distribución**. La influencia de una u otra está determinada por las características propias del macizo, situación y volumen de la obra que se proyecte en él¹⁸. En macizos muy fracturados, las discontinuidades dominan la respuesta mecánica, mientras que, en macizos masivos, el comportamiento se aproxima al de la roca intacta¹⁹.

2.2.2 Esfuerzo, resistencia y deformación

Antes de analizar cómo un macizo rocoso se comporta frente a la aplicación de esfuerzos y a la deformación, es necesario describir las propiedades de la roca intacta, ya que es el material elemental que compone al macizo.

Sin conocer cómo se comporta el material que forma los bloques, no es posible estimar cómo se comportará el conjunto, debido a que las propiedades índice y mecánicas constituyen la base de referencia para caracterizar, clasificar y modelar el comportamiento del macizo en obras de ingeniería.

Propiedades físicas de la roca intacta

Las propiedades físicas o propiedades índice de la roca intacta, describen cuantitativamente sus características y **constituyen la base para estimar sus propiedades mecánicas e hidráulicas**²⁰. Estas propiedades dependen directamente de su **composición mineralógica, fábrica (tamaño, forma y orientación de los granos), así como de la historia geológica, deformacional y ambiental** que haya experimentado la roca²¹. También, permiten conocer la roca de forma preliminar sin medir directamente la resistencia o deformabilidad. A continuación, se describen las principales propiedades índice utilizadas en mecánica de rocas.

- Peso específico (γ)
- Porosidad (n)
- Permeabilidad (conductividad hidráulica k)
- Durabilidad o alterabilidad (índice de durabilidad I_D)
- Velocidad de propagación de ondas ultrasónicas (V_p y V_s)

Peso específico (γ)

Es el peso por unidad de volumen del material rocoso y **depende principalmente de la composición mineralógica, la porosidad** y, en algunos casos, del **contenido de agua**. Se expresa comúnmente en kN/m^3 o kg/m^3 . En general, las rocas presentan valores de peso específico mayores que los suelos, aunque puedan existir variaciones significativas entre diferentes tipos de roca, especialmente cuando están muy fracturadas o alteradas

Porosidad (n)

Es la relación entre el volumen de espacios vacíos en la roca (V_v) y el volumen total de sólidos y vacíos (V_t).

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

Esta propiedad es la que más afecta a las características resistentes y mecánicas. Es **inversamente proporcional a la resistencia y a la densidad**, y **directamente proporcional a la deformabilidad**, debido a que la existencia de huecos puede dar lugar a zonas de debilidad²¹.

Se considera como roca porosa a aquellas con $n > 15\%$, y generalmente se presenta en rocas sedimentarias e ígneas extrusivas¹⁶.

Roca	Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)
Andesita	2.2 – 2.35	10 – 15
Anfibolita	2.9 – 3.0	–
Arenisca	2.3 – 2.6	5 – 25 (16.0)
Basalto	2.7 – 2.9	0.1 – 2.0
Caliza	2.3 – 2.6	5 – 20 (11.0)
Cuarcita	2.6 – 2.7	0.1 – 0.5
Creta	1.7 – 2.3	30
Diabasa	2.9	0.1
Diorita	2.7 – 2.85	–
Dolomita	2.5 – 2.6	0.5 – 10
Esquisto	2.5 – 2.8	3
Gabro	3.0 – 3.1	0.1 – 0.2
Gneiss	2.7 – 3.0	0.5 – 1.5
Granito	2.6 – 2.7	0.5 – 1.5 (0.9)
Mármol	2.6 – 2.8	0.3 – 2 (0.6)
Lutita	2.2 – 2.6	2 – 15
Pizarra	2.5 – 2.7	0.1 – 1
Riolita	2.1 – 2.2	4 – 6
Toba	1.9 – 2.3	14 – 40
Yeso	2.3	5

Tabla 2.2.2.1 Valores típicos de peso específico y porosidad en las rocas. Tomado de Gonzales de Vallejo (2002).

Permeabilidad (conductividad hidráulica k)

Es la capacidad de transmitir agua de una roca, que se logra solo cuando los **poros** en ella están **interconectados**. Se mide con el *coeficiente de permeabilidad* o de *conductividad hidráulica* (k), el cual se expresa en m/s, cm/s o m/día:

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

Donde:

K = permeabilidad intrínseca

γ_w = peso específico del agua

μ = viscosidad del agua

Roca	k (m/s)
Arenisca	$10^{-5} - 10^{-10}$
Caliza y dolomita	$10^{-6} - 10^{-12}$
Esquisto	$10^{-7} - 10^{-8}$
Pizarra	$10^{-11} - 10^{-13}$
Granito	$10^{-9} - 10^{-12}$
Lutita	$10^{-9} - 10^{-13}$
Rocas metamórficas	$10^{-9} - 10^{-12}$
Rocas volcánicas	$10^{-7} - 10^{-12}$

Tabla 2.2.2.2 Valores típicos de permeabilidad en las rocas. Tomado de Gonzales de Vallejo (2002).

Alterabilidad y durabilidad (índice de durabilidad I_D)

La *alterabilidad* mide qué tan **susceptible es la roca para sufrir cambios físicos o químicos en sus minerales constituyentes** por estar en contacto con los agentes ambientales. Esta propiedad depende principalmente de la **composición mineralógica, textura, grado de fracturamiento y tratamiento mecánico al que se le somete**, por lo que las rocas compuestas de minerales inestables (como feldespatos o ferromagnesianos) son más alterables que aquellas dominadas por cuarzo. Se evalúa mediante análisis petrográfico, mineralógico o ensayos de alteración acelerada.

La *durabilidad* se refiere a la **capacidad de la roca para mantener sus propiedades físicas y mecánicas a lo largo del tiempo cuando está expuesta a la meteorización**. Se mide con el índice de durabilidad (I_D), que se obtiene del “Slake Durability Test”, el cual consiste en someter fragmentos de roca a ciclos de humedecimiento y secado²¹. La *durabilidad* depende de la *alterabilidad*, pero también de otros factores que provocan meteorización. Generalmente, esta propiedad aumenta con la densidad y disminuye a mayor contenido de agua²¹.

Velocidad de propagación de ondas ultrasónicas (ondas V_p y V_s)

La *velocidad de propagación de las ondas ultrasónicas* es la velocidad con la que se transmiten ondas longitudinales (V_p) y transversales o de corte (V_s) a través del material rocoso. Es una propiedad que sirve para **evaluar el estado interno tanto de la roca intacta como del macizo rocoso**. En la roca intacta, estas velocidades responden principalmente a la densidad, porosidad, fracturamiento y alteración del material, mientras que en el macizo rocoso están condicionadas por la distribución y orientación de las discontinuidades¹⁷. Asimismo, la variación direccional de las velocidades de onda permite identificar estructuras en la roca como foliación, estratificación u orientación preferencial del fracturamiento¹⁷.

Con las velocidades de ondas elásticas V_p y V_s , se pueden calcular los *módulos elásticos dinámicos y estáticos* de la roca. Además, las ondas longitudinales (V_p) se utilizan como índice de calidad de roca, ya que permite establecer correlaciones con la resistencia a la compresión simple (RCS). En general, valores altos de V_p se asocian con rocas competentes y de buena calidad geomecánica, mientras que valores bajos indican materiales altamente fracturados o alterados.

Según Gonzales de Vallejo (2002), para rocas alteradas y meteorizadas, la velocidad de propagación de las ondas V_p resulta en valores por debajo de los 900 m/s. En la siguiente tabla se muestran algunas velocidades de onda V_p relacionados a distintos tipos de roca.

Roca sana	Velocidad de propagación de las ondas V_p (m/s)
Arenisca	1400 – 4200
Basalto	4500 – 6500
Caliza	2500 – 6000
Conglomerado	2500 – 5000
Cuarcita	5000 – 6500
Diabasa	5500 – 7000
Dolerita	4500 – 6500
Dolomita	5000 – 6000
Gabro	4500 – 6500
Gneiss	3100 – 5500
Granito sano	4500 – 6000
Lutita	1400 – 3000
Marga	1800 – 3200
Mármol	3500 – 6000
Pizarra	3500 – 5000
Yeso	3000 – 4000

Tabla 2.2.2.3 Velocidades de propagación de ondas longitudinales V_p en distintas rocas. Tomado de Gonzales de Vallejo (2002).

Esfuerzo en rocas

En el estudio de los esfuerzos dentro de la mecánica de rocas, es esencial reconocer que las masas rocosas están sometidas a dos tipos principales de fuerzas: las *fuerzas de cuerpo* y las *fuerzas superficiales*. Las *fuerzas de cuerpo actúan sobre todo el volumen de la roca*, tanto interna como externamente, y son generadas por campos de fuerza que afectan a toda la masa, como la gravedad²². Las *fuerzas superficiales*, en cambio, **actúan sobre las superficies de contacto del cuerpo rocoso y se transmiten hacia el interior de este**, por ejemplo, las fuerzas tectónicas²¹.

Si estas *fuerzas superficiales* son aplicadas sobre un plano, pueden tener cualquier dirección con respecto a él, por lo que, si la **fuerza es perpendicular al plano** recibe el nombre de **fuerza normal** (puede ser compresiva o tensional), y **si es paralela** se llama **fuerza tangencial**. Existe un convenio de signos para las fuerzas tangenciales: será positiva si los vectores de fuerza siguen el sentido contrario a las manecillas del reloj, y negativa si sigue el sentido de las manecillas del reloj.

El efecto de una fuerza depende del área total sobre la que se aplica. Por ello, en mecánica de rocas resulta más apropiado analizar la influencia sobre el comportamiento mediante los esfuerzos, por lo tanto, se utilizan los esfuerzos en vez de solo las fuerzas²¹.

El *esfuerzo* se define como la **fuerza o conjunto de fuerzas que actúan sobre una superficie por unidad de área**. Este esfuerzo puede descomponerse en dos componentes

fundamentales: el *esfuerzo normal* (σ_n), que **actúa perpendicularmente al plano considerado**, y el *esfuerzo tangencial* (τ), que **actúa de forma paralela a dicho plano**.

Esfuerzos en un punto y en un plano

Cuando un cuerpo rocoso está sometido a fuerzas externas (como en la construcción de cimientos, túneles o excavaciones), en su interior se generan esfuerzos que pueden variar de un punto a otro, y según la orientación que tengan las discontinuidades, que se comportan como planos, por ejemplo, taludes, planos de falla, etc.

La importancia del estudio de los esfuerzos en un punto radica en que, a partir de ellos, es posible determinar el **estado de esfuerzos *in situ* del macizo rocoso**. Para ello, conviene imaginar un punto dentro de la roca, tan pequeño que se considere infinitesimal. Por este punto pasan infinitos planos con distintas orientaciones, sobre las cuales actúan componentes normales (σ_n) y tangenciales (τ) del esfuerzo, cuyas magnitudes y direcciones dependiendo de la orientación del plano considerado.

Por conveniencia práctica, este concepto se opta por representarlo mediante un cubo de tamaño infinitesimal dentro de la roca orientado en un sistema de coordenadas cartesianas (x, y, z), como se muestra en la figura 2.2.2.1. De dicho cubo se consideran únicamente sus tres caras visibles, y sobre cada una actúa un esfuerzo normal y dos cortantes, de forma que se obtienen tres esfuerzos normales (σ_{zz}, σ_{yy} y σ_{xx}) y seis cortantes ($\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yx}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ y τ_{zy}). Estos esfuerzos definen el **estado de esfuerzos en un punto**, que se expresa matemáticamente mediante el **tensor de esfuerzos**, el cual resume todas las componentes del esfuerzo que actúan en las tres direcciones espaciales²².

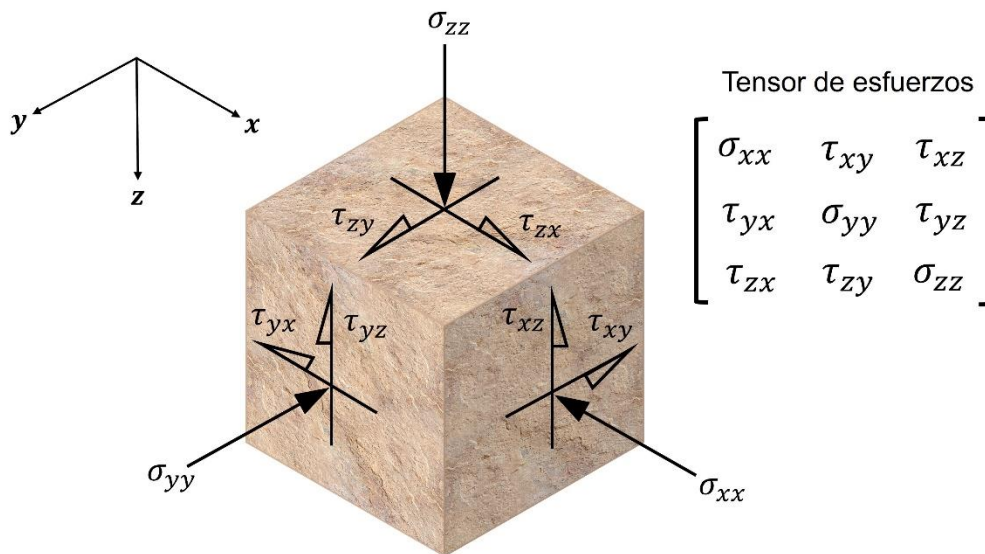


Figura 2.2.2.1 Cubo infinitesimal usado para explicar los esfuerzos en un punto dentro de la roca; se muestran los esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada cara. Modificado de Hudson y Harrison (2000).

Un *tensor* es una **cantidad con magnitud, dirección y el plano sobre el que actúa**¹⁷. Permite relacionar magnitudes vectoriales o escalares en distintas direcciones dependiendo del plano considerado, como es el caso del esfuerzo, la deformación, la permeabilidad, etc. En este caso, el tensor de esfuerzos, además de describir el estado de esfuerzos en un punto, permite **calcular las componentes del esfuerzo sobre cualquier plano a partir**

de los esfuerzos conocidos en un sistema de referencia, y también se utiliza para encontrar los esfuerzos principales y sus planos correspondientes.

Entre todas las orientaciones posibles en las que puede existir un plano, hay **tres orientaciones mutuamente perpendiculares en las que el esfuerzo de cizalla es nulo**. En estos planos **solo actúan esfuerzos normales**, lo que significa que la roca tiende a deformarse sin sufrir esfuerzos cortantes. Dichos esfuerzos normales se denominan *esfuerzos principales*: esfuerzo mayor σ_1 , esfuerzo intermedio σ_2 y esfuerzo menor σ_3 ; y los planos sobre los que actúan se denominan *planos principales* (figura 2.2.2.2). Por convención se cumple que $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$.

En palabras simples, estos *planos principales* representan las direcciones en que la roca está “más cargada” (compresión máxima), “menos cargada” (compresión mínima) o en un estado intermedio, mientras que los *esfuerzos principales* son las intensidades de esos esfuerzos puros sin cortante.

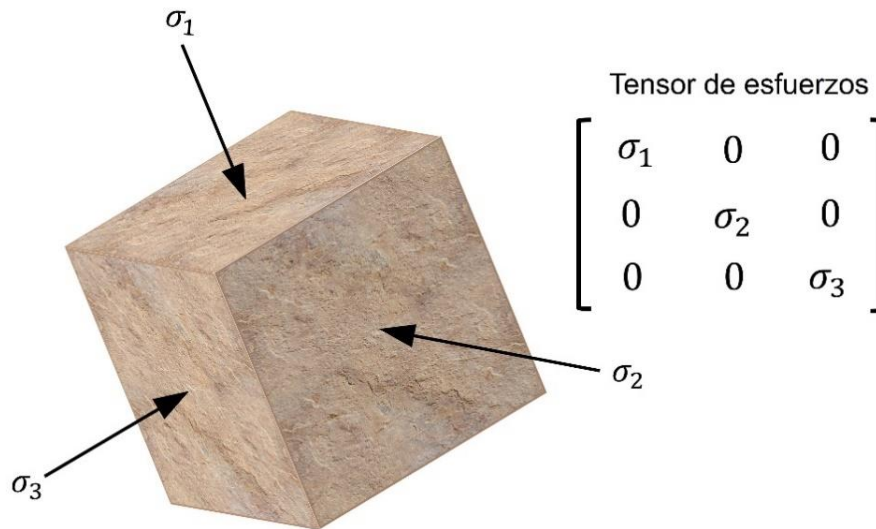


Figura 2.2.2.2 Cubo infinitesimal orientado en alguna dirección en las que los esfuerzos cortantes son nulos, por lo tanto, sus caras serán los planos principales.

Además del *tensor de esfuerzos*, utilizado para representar matemáticamente el estado de esfuerzos en un punto, también se emplea el *elipsoide de esfuerzos*, que permite **visualizar de forma geométrica dicho estado**. La superficie del elipsoide representa todos los posibles **valores de esfuerzo normal** que actúan sobre los infinitos planos que pueden pasar por el punto considerado. Los **radios del elipsoide** corresponden a los **esfuerzos principales** (σ_1, σ_2 y σ_3), cuyas direcciones son perpendiculares entre sí y definen los planos principales.

Esta representación permite comprender de manera tridimensional cómo se distribuyen los esfuerzos dentro del macizo rocoso y predecir las zonas más propensas a fallar o fracturarse bajo determinadas condiciones de carga.

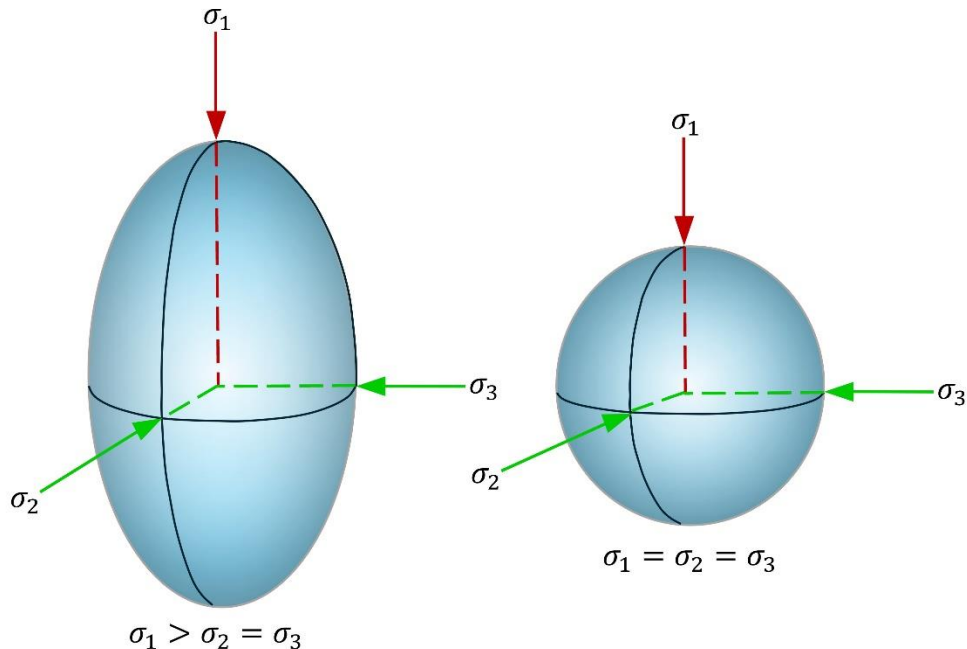


Figura 2.2.2.3 Ejemplos de elipsoides de esfuerzos.

Una vez definido el estado de esfuerzos en un punto, se puede analizar el *esfuerzo que actúa sobre un plano* específico aplicando la **transformación de esfuerzos**, la cual permite calcular las componentes del esfuerzo (σ_n y τ) sobre planos con cualquier orientación. Este análisis es fundamental, porque los planos de debilidad dentro de un macizo rocoso se encuentran orientados arbitrariamente. Por ejemplo, este análisis permite evaluar qué planos podrían alcanzar condiciones críticas de falla bajo el estado de esfuerzos existente y optimizar el diseño de excavaciones subterráneas o taludes, al identificar los planos más propensos a fracturarse o fallar²³.

Resistencia en rocas

La *resistencia* en mecánica de rocas se refiere a la **capacidad del material rocoso para soportar esfuerzos sin experimentar fallas o deformaciones irreversibles**, y constituye una de las propiedades mecánicas fundamentales para evaluar la estabilidad de macizos rocosos.

De acuerdo con Fossen (2016) y Hoek & Brown (1985), la *resistencia* de la roca intacta está controlada por su mineralogía, tamaño y forma de grano, porosidad, grado de cementación, presencia y distribución de microfracturas y discontinuidades, orientación de planos de debilidad, grado de alteración, esfuerzos confinantes, así como de su historia térmica y deformacional. Por ejemplo, una roca granítica que se encuentre a una profundidad somera, con alto grado de alteración y con alta presencia de fracturas, tendrá una resistencia menor que un granito sano, aún no exhumado y con sus minerales intactos por la meteorización.

La resistencia en las rocas se manifiesta de distintas formas según el modo de carga, el estado de esfuerzos y la escala de análisis. En la roca intacta se distinguen principalmente tres tipos de resistencia: *a la compresión, a la tensión y al corte*.

Resistencia a la compresión

Es la capacidad de la roca para soportar un **esfuerzo compresivo antes de presentar la ruptura**. La resistencia a la compresión de la roca intacta se caracteriza mediante el parámetro denominado *resistencia a la compresión simple (RCS)* o *resistencia a la compresión uniaxial (UCS)*. La *resistencia a la compresión simple*, es el parámetro que cuantifica el **máximo esfuerzo que soporta una probeta cilíndrica de roca sometida a compresión uniaxial** (sin confinamiento)²⁴.

Este valor se determina de manera directa mediante el *ensayo de compresión simple*, y también de forma indirecta mediante correlaciones a partir de otros ensayos como el de *carga puntual*, o mediante pruebas de campo como el *martillo de Schmidt (esclerómetro)*, *penetrómetro de aguja* o el uso de la *pica de geólogo*.

Generalmente, la RCS de la roca intacta varía con el tamaño del espécimen de roca, ya que el RCS disminuye conforme el tamaño del espécimen aumenta de volumen¹⁹.

Resistencia a la tensión

La *resistencia a la tensión* es la capacidad de la roca para **soportar esfuerzos normales de tracción antes de que ocurra la ruptura**. Representa el esfuerzo necesario para separar el material provocando la apertura y propagación de fracturas perpendiculares a la dirección del esfuerzo aplicado.

En las rocas, la *resistencia a la tensión* es **significativamente menor** que la *resistencia a la compresión*¹⁹. Esta propiedad se determina comúnmente mediante el *ensayo brasileño*, el cual induce esfuerzos de tracción indirecta.

Resistencia al cortante

Es la capacidad de la roca o de una discontinuidad para **oponerse al deslizamiento relativo entre dos partes de la roca cuando actúan esfuerzos tangenciales**. Se manifiesta durante el proceso de falla como resultado de la combinación de los esfuerzos principales y de la orientación del plano analizado. Se puede obtener mediante el *ensayo de corte directo* o con el *criterio de falla de Mohr – Coulomb*.

Para visualizar el esfuerzo y la deformación se utiliza la gráfica esfuerzo-deformación (figura 2.2.2.4), que es la representación fundamental del comportamiento mecánico de la roca cuando se somete a una carga creciente. En el eje horizontal se coloca la deformación unitaria (ϵ) y en el eje vertical el esfuerzo (σ). Esta curva muestra cómo responde el material a medida que aumenta el esfuerzo aplicado y permite ver con claridad las diferentes etapas del comportamiento de la roca.

De la gráfica esfuerzo-deformación nacen dos conceptos muy importantes: la *resistencia pico* (σ_p) y la *resistencia residual* (σ_r), que se observan en la figura 2.2.2.4. La *resistencia pico* (σ_p), es el esfuerzo máximo que la roca puede alcanzar para una cierta deformación (deformación pico)²¹. Este punto determina la resistencia a la compresión, tensión o corte, dependiendo del ensayo. Mientras que la *resistencia residual* (σ_r), es el nivel al que la roca se “estabiliza” después de haber fallado, lo que significa que sobrepasó la resistencia pico.²¹

La resistencia residual es de gran importancia porque los macizos rocosos sometidos a deformaciones grandes pueden alcanzar estados post-pico, donde la estabilidad depende de la resistencia residual, no de la resistencia pico.

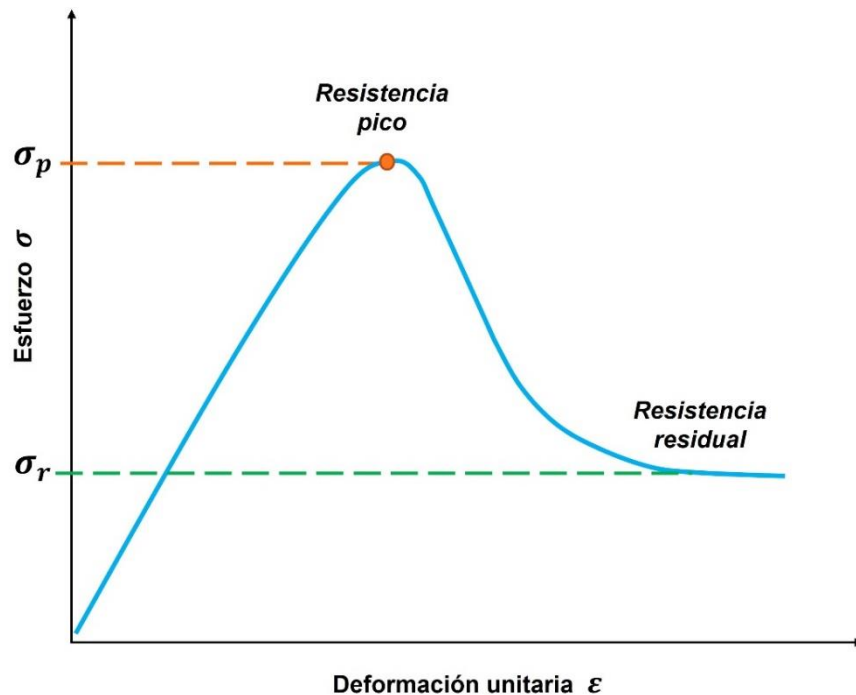


Figura 2.2.2.4 Gráfica esfuerzo – deformación. Modificado de Gonzales de Vallejo (2002).

Deformación en rocas

Según Jaeger, Cook y Zimmerman (2007), la *deformación (strain)* es el cambio en forma, posición o volumen de un elemento de material como resultado de los esfuerzos aplicados, siendo una cantidad que relaciona la variación de longitud o de ángulo con las dimensiones originales del cuerpo. La magnitud de la deformación depende del tamaño de la estructura y de la magnitud de dichos esfuerzos¹⁷.

Como se mencionó antes, existen tres tipos de esfuerzos: compresivos, de tensión y de cizalla (o cortantes), los cuales producen distintos tipos de deformación: los esfuerzos **compresivos producen acortamiento**, los esfuerzos de **tensión producen alargamiento**, y los **esfuerzos de cizalla generan distorsión angular o rotación** (figura 2.2.2.5).

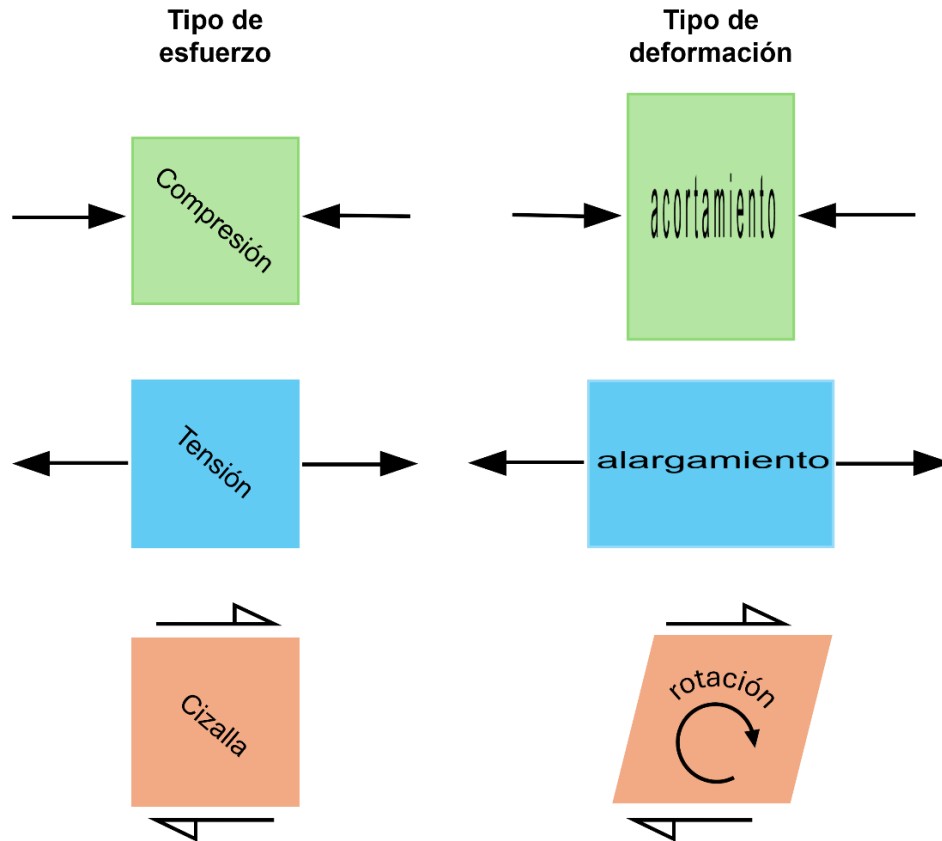


Figura 2.2.2.5 Tipos de esfuerzos y su deformación asociada. Modificado de Dávila y Arvizu (2014).

Deformación elástica y plástica

La deformación que experimentan las rocas depende de su naturaleza y de las condiciones de esfuerzo a las que se encuentran sometidas. De manera fundamental, pueden distinguirse dos mecanismos reológicos: *deformación elástica* y *deformación plástica*.

La *deformación elástica* sucede cuando el material rocoso **recupera su forma original sin sufrir deformación permanente después de retirar la carga**. Este comportamiento queda definido por la Ley de Hooke, la cual establece que el **esfuerzo aplicado y la deformación resultante son proporcionales**²⁵. Sin embargo, en la mayoría de las rocas esta proporcionalidad solo se cumple dentro de un rango limitado de esfuerzos, ya que la relación esfuerzo-deformación suele ser no lineal²⁶.

La *deformación plástica*, sucede cuando la **relación esfuerzo-deformación deja de ser lineal y se supera el límite elástico**, en consecuencia, el material entra en un régimen plástico, caracterizado por la aparición de **deformación permanente aún después de retirar el esfuerzo**.

De dicha gráfica se deriva el *límite elástico*, que no es más que el punto a partir del cual la roca ya no puede mantener el comportamiento elástico y comienza la deformación plástica. Este límite se identifica en la gráfica por ser el **punto de inflexión de la recta y es donde la relación esfuerzo-deformación deja de ser lineal**.

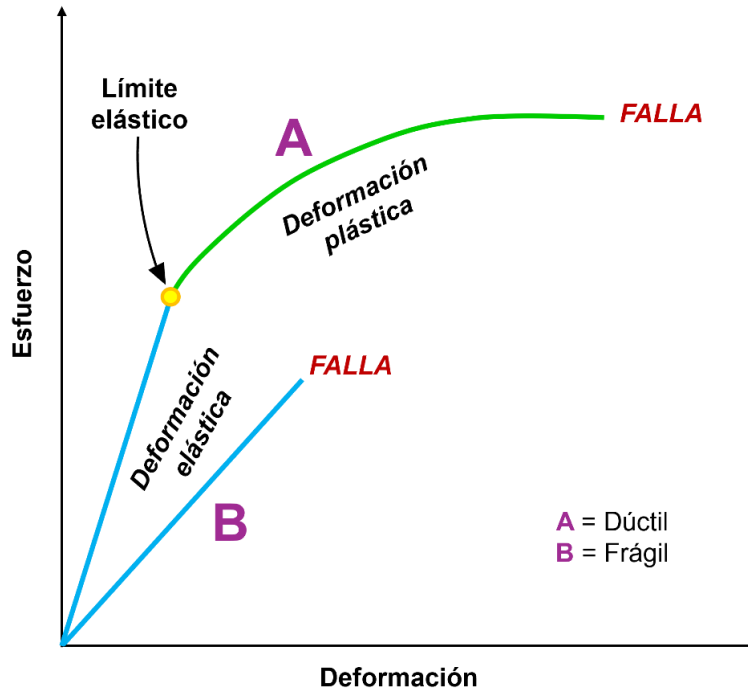


Figura 2.2.2.6 Gráfica esfuerzo – deformación en donde se muestra el límite elástico y plástico.

Módulos de elasticidad

La *deformabilidad* es la **capacidad o facilidad que tiene la roca para deformarse cuando se le aplican esfuerzos**. Si un material se deforma con poco esfuerzo significa que tiene *alta deformabilidad*, y se podría decir que es “blando” o “flexible”. De modo contrario, si el material se deforma muy poco incluso con grandes esfuerzos, tiene *baja deformabilidad*, por lo que se dice que es “rígido”.

Para cuantificar la respuesta del material ante los esfuerzos en la región elástica (relación lineal entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante), se emplean los *módulos elásticos*, los cuales **describen los parámetros de deformabilidad de la roca intacta**. Estas propiedades **pueden determinarse en forma estática y dinámica**. Los primeros se obtienen directamente mediante ensayos de laboratorio, mientras que los segundos son calculados a partir de mediciones realizadas en campo con base en las velocidades de propagación de ondas elásticas en el medio²⁷.

Aunque las rocas en la naturaleza no son materiales perfectamente elásticos, homogéneos ni isotrópicos, el estudio de sus *módulos elásticos* es esencial porque **permiten cuantificar el comportamiento inicial que experimenta la roca ante las cargas aplicadas**, y además, constituyen la base de cualquier análisis numérico o modelo en los proyectos de ingeniería. A continuación, se explican los principales *módulos elásticos*:

- **Módulo de Young (E)**: También llamado módulo de deformabilidad, define la relación elástica entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida (alargamiento o acortamiento) en la dirección de la aplicación del esfuerzo.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_{axial}}$$

Donde:

σ = *esfuerzo normal aplicado*

ε_{axial} = *deformación axial (misma dirección que el esfuerzo aplicado)*

- **Relación o coeficiente de Poisson (ν):** Mide el cambio lateral asociado a una deformación axial provocada por un esfuerzo normal.

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{axial}}$$

Donde:

ε_t = *deformación transversal de la probeta de roca ensayada*

ε_{axial} = *deformación axial (misma dirección que el esfuerzo aplicado)*

Como se mencionó anteriormente, las rocas no presentan un comportamiento elástico lineal ideal, por lo que los valores de E y ν sufren variaciones. Ambas constantes son obtenidas a partir de la **prueba de compresión simple** y a través de la **medición de las ondas elásticas V_p y V_s mediante ensayos de velocidad sónica**, por lo tanto, se tendrán valores tanto dinámicos como estáticos para E y ν , los cuales se muestran en la tabla siguiente.

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático E kg/cm ² ($\times 10^5$)	Módulo de elasticidad dinámico E_d kg/cm ² ($\times 10^5$)	Coefficiente de Poisson ν
Andesita	3.0 – 4.0	–	0.23 – 0.32
Anfibolita	1.3 – 9.2	4.6 – 10.5	–
Anhidrita	0.15 – 7.6	–	–
Arenisca	0.3 – 6.1	0.5 – 5.6	0.1 – 0.4 (0.24 – 0.31)
Basalto	3.2 – 10	4.1 – 8.7	0.19 – 0.38 (0.25)
Caliza	1.5 – 9.0 (2.9 – 6.0)	0.8 – 9.9	0.12 – 0.33 (0.25 – 0.30)
Cuarcita	2.2 – 10 (4.2 – 8.5)	–	0.08 – 0.24 (0.11 – 0.15)
Diorita	0.2 – 1.7	2.5 – 4.4	–
Dolomita	0.4 – 5.1	2.2 – 8.6	0.29 – 0.34
Gabro	1.0 – 6.5	–	0.12 – 0.20
Gneiss	1.7 – 8.1 (5.3 – 5.5)	2.5 – 10.5	0.08 – 0.40 (0.20 – 0.30)
Esquisto	0.6 – 3.9 (2.0)	–	0.01 – 0.31 (0.12)
Granito	1.7 – 7.7	1.0 – 8.4	0.1 – 0.4 (0.18 – 0.24)
Limolita	5.3 – 7.5	0.7 – 6.5	0.25
Lutita	0.3 – 2.2	1.0 – 7.0	0.25 – 0.29
Marga	0.4 – 3.4	1.0 – 4.9	–
Mármol	2.8 – 7.2	–	0.1 – 0.4 (0.23)
Pizarra	0.5 – 3.0	–	0.22
Toba	0.3 – 7.6	–	0.24 – 0.29
Yeso	1.5 – 3.6	–	–

Tabla 2.2.2.4 Constantes elásticas de las rocas. Tomado de Gonzales de Vallejo (2002).

- **Módulo de corte o rigidez (G):** Caracteriza la respuesta del material ante esfuerzos de cizalla e indica cuánto distorsión angular experimenta la roca. Tomando como

ejemplo un cubo que es deformado por esfuerzo de cizalla, su forma cambia convirtiéndose en un rombo. El ángulo $d\theta$ que se forma entre los lados del cubo y los del rombo es la medida de la deformación por cizalla.

$$G = \frac{\tau}{d\theta}$$

Donde:

$\tau =$ esfuerzo de cizalla

$d\theta =$ deformación por cizalla

El *módulo de Young* (E) y la *relación de Poisson* (ν) se pueden relacionar mediante el *módulo de corte* de la siguiente manera:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

- **Módulo volumétrico** (K): Expresa la relación entre la presión hidrostática (p) y la deformación volumétrica ($\Delta V/V$) cuando un sólido elástico cambia en volumen debido a cambios en la presión hidrostática²⁸.

$$p = K \frac{\Delta V}{V} \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

La respuesta reológica de las rocas ante un estado de esfuerzos depende de la composición mineralógica, su fábrica, la temperatura, la presión de confinamiento y la tasa de deformación²². Dicha respuesta puede agruparse en tres modelos de comportamiento esfuerzo-deformación fundamentales: *frágil*, *dúctil* y *viscoso*.

El *comportamiento frágil* (figura 2.2.2.6a) se presenta cuando la roca **no puede acomodar la deformación antes de alcanzar su resistencia pico**, acumulando energía elástica hasta que se produce una ruptura súbita²⁹. Algunas veces se da con poca o ninguna deformación permanente antes de la falla²³. La deformación se manifiesta mediante la generación de discontinuidades, como fracturas, fallas y efectos cataclásticos asociados. Este comportamiento predomina bajo condiciones de **baja presión confinante, baja temperatura y alta tasa de deformación**, típico de niveles someros en la corteza, donde se desarrollan la mayor parte de las obras de ingeniería civil²².

El *comportamiento dúctil* (figura 2.2.2.6c) ocurre cuando la roca puede **deformarse de manera continua y sostenida sin desarrollar fracturas abiertas**. La deformación es acomodada por mecanismos internos de los granos minerales de la roca³⁰. El comportamiento dúctil se da en ambientes de **altas presiones de confinamiento y de temperatura, pero bajas tasas de esfuerzo**, lo cual es característico de zonas más profundas de la corteza²².

Conforme la presión de confinamiento aumenta se llega a la *transición frágil-dúctil*, que de acuerdo con Hoek y Brown (1985), "es el valor de presión de confinamiento en el cual hay un cambio gradual entre el comportamiento enteramente frágil y enteramente dúctil". En este punto, el esfuerzo que se necesita para formar un plano de debilidad en una muestra de roca es igual al esfuerzo necesario para provocar un deslizamiento en el plano.²³

Finalmente, el *comportamiento viscoso* se presenta mediante procesos de *fluencia* o *creep*, los cuales se caracterizan por una **deformación dependiente del tiempo**, de modo que **bajo un esfuerzo constante la roca continúa deformándose lenta y progresivamente**, como por ejemplo las sales.

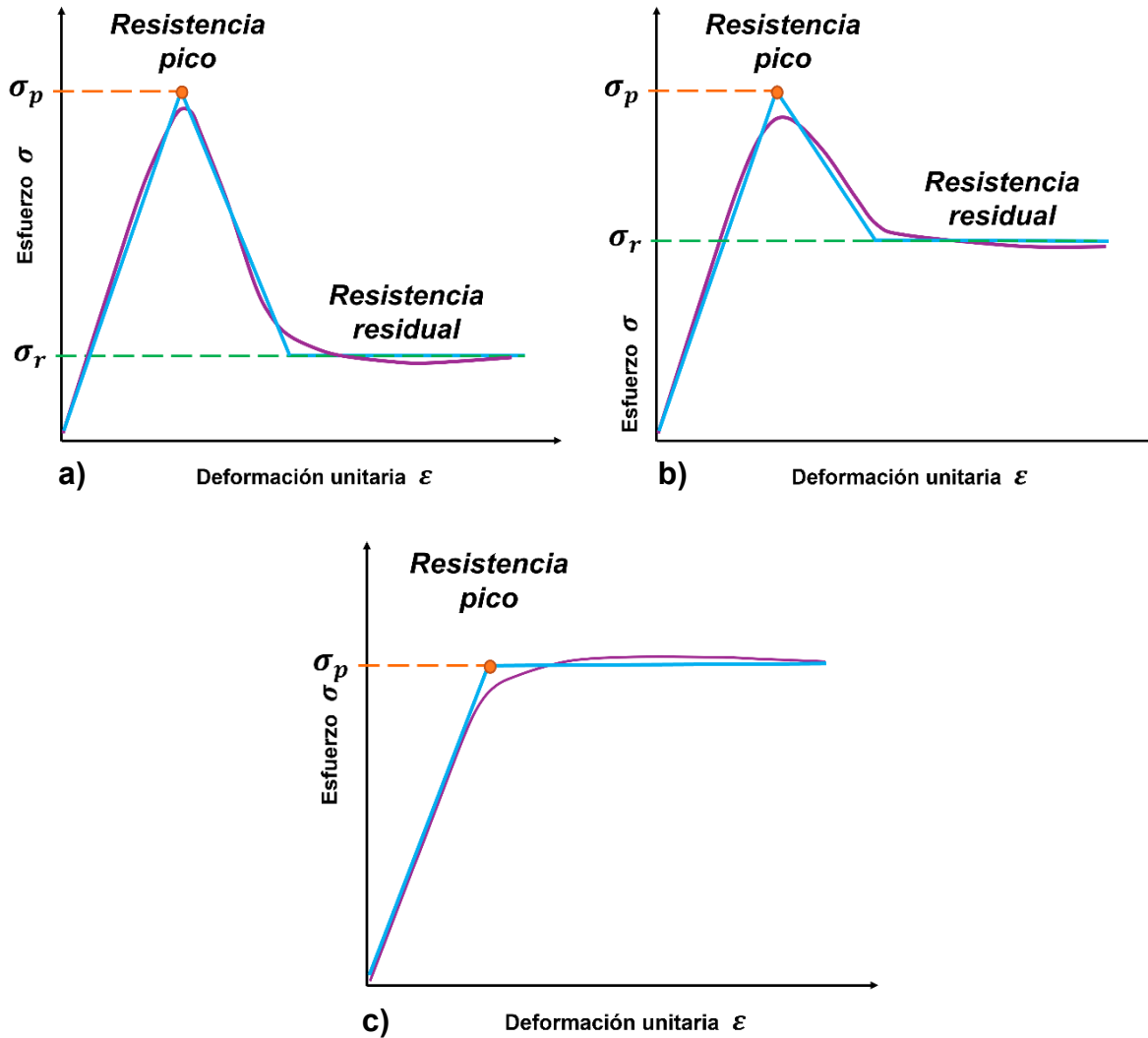


Figura 2.2.2.6 a) Gráfica del comportamiento frágil en rocas. b) Gráfica del comportamiento en la transición frágil – dúctil. c) Gráfica del comportamiento dúctil. Modificado de Trigueros (2018).

2.2.3 Pruebas de laboratorio y de campo

Para comprender el comportamiento mecánico de un macizo rocoso es necesario estudiar tanto las propiedades de la roca intacta como la de sus discontinuidades, ya que ambas influyen de manera directa en su respuesta ante los esfuerzos.

Como menciona Hudson y Harrison (2000), es recomendable determinar las propiedades del macizo rocoso mediante dos caminos:

1. Mediante el **estudio separado de las propiedades de la roca intacta y de las discontinuidades** que, en conjunto, forman el macizo rocoso. Estas propiedades suelen determinarse **en laboratorio**.
2. Mediante la **medición directa *in situ* de las propiedades del macizo rocoso**. Lo que se busca es obtener las mediciones reales en las que se encuentra el macizo, por lo tanto, suelen realizarse **en campo**.

Los ensayos en laboratorio permiten cuantificar de manera controlada, estandarizada y segura las propiedades físicas y mecánicas que definen el comportamiento mecánico del macizo rocoso. Sin embargo, estos ensayos no suelen mostrar los valores reales o representativos, ya que solo se ensaya una pequeña parte del macizo o de la discontinuidad. En contraste, la realización de pruebas directamente en macizos rocosos suele ser más compleja, ya que los esfuerzos a los que el macizo está expuesto son mayores y, además, se requiere el uso de equipos e instrumentación de gran tamaño, lo que incrementa el tiempo y la dificultad de ejecución. A pesar de esto, los ensayos en campo son fundamentales, porque permiten evaluar las propiedades del macizo rocoso en sus condiciones naturales, a escalas representativas, y simular de forma más realista las condiciones a las que se ve sometido durante la construcción y operación de obras de ingeniería.

Pruebas de laboratorio

Prueba de compresión simple o uniaxial

La *prueba de compresión simple* o *uniaxial compression test*, es uno de los métodos fundamentales para evaluar la resistencia mecánica de la roca intacta y su deformabilidad, ya que proporciona una **medida directa de su resistencia sin confinamiento**. La prueba consiste en someter una probeta de roca a una carga axial creciente sin confinamiento radial ($\sigma_1 \neq 0, \sigma_2 = 0$ y $\sigma_3 = 0$) hasta alcanzar la falla. Las muestras utilizadas deben ser de inalteradas, no deben de cruzar discontinuidades a través de ella y pueden obtenerse partir de testigos de sondeos o bloques de roca extraídos cuidadosamente sin empleo de explosivos, ya que pueden generar fracturas que provoquen que la roca pierda resistencia.

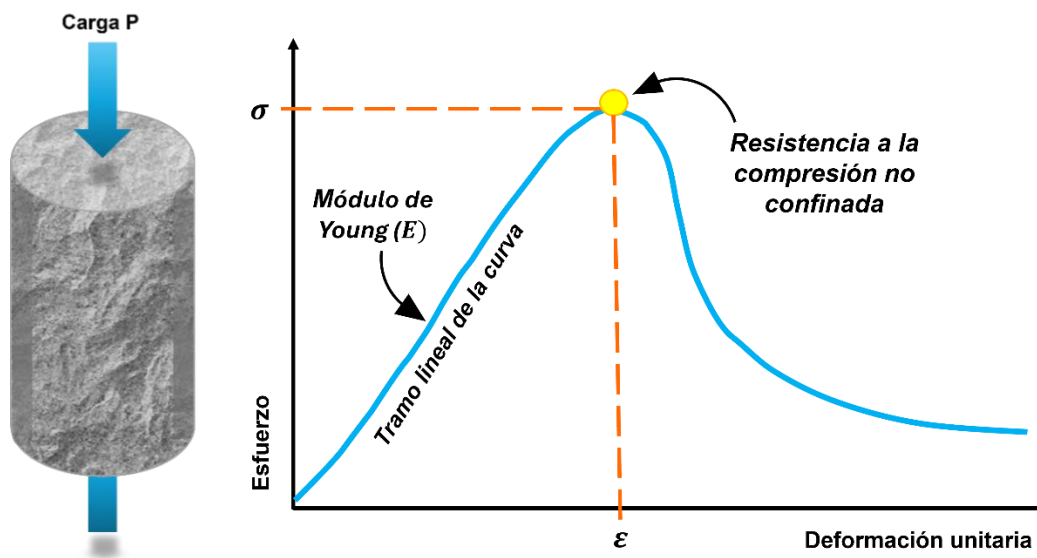


Figura 2.2.3.1 Esquema de la prueba de compresión simple (izquierda) y gráfica obtenida de la prueba (derecha).

A lo largo del ensayo se obtiene una curva esfuerzo-deformación (figura 2.2.3.1), la cual permite identificar el esfuerzo al momento de la falla, conocido como *resistencia a la compresión simple (RCS)* o *resistencia a la compresión no confinada*, también llamada *unconfined compressive strength (UCS)*.

Cuando la prueba se instrumenta con deformímetros longitudinales y radiales se puede calcular el **módulo de Young (E)** y la **relación de Poisson (ν) a partir del tramo lineal de la curva.**

Este ensayo es de gran importancia ya que **proporciona valores representativos de la resistencia de la roca intacta**, los cuales son útiles para estimar parámetros de diseño, correlacionar con ensayos de campo y servir como base para criterios de falla como Mohr – Coulomb o Hoek – Brown.

Ensayo de carga puntual

El *ensayo de carga puntual* o *Point Load Test (PLT)*, es una prueba indirecta derivada del *ensayo brasileño*, y es utilizada para **estimar la resistencia de la roca intacta cuando no es posible obtener una muestra normalizada para realizar una prueba de compresión simple**³¹. Este ensayo y el uso del martillo de Schmidt son pruebas índice que proporcionan una medida de la calidad de roca¹⁷.

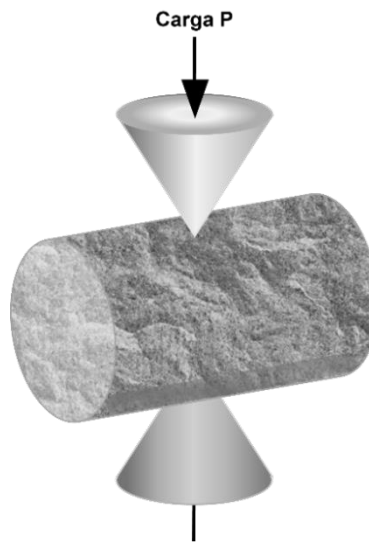


Figura 2.2.3.2 Esquema del ensayo de carga puntual.

El *PLT* se puede realizar en pequeños **discos o núcleos de roca de 50 mm de diámetro** (tamaño estándar) o en **fragmentos irregulares**, como fragmentos angulosos, trozos de voladura, etc. El procedimiento consiste en colocar la muestra entre dos puntas cónicas metálicas y aplicar una carga creciente hasta producir la falla.

El resultado principal es el *índice de carga puntual (I_s)*, el cual es utilizado para obtener una estimación indirecta de la *resistencia a la compresión simple (RCS)* mediante cálculos simples o gráficas para obtener la resistencia de la roca intacta.

Para esta prueba se tienen algunas consideraciones:

1. Para cualquier muestra ya sea de diámetro estándar o irregular, se calcula el I_S de la siguiente manera:

$$I_S = \frac{P}{De^2}$$

Donde:

P = la carga sobre el disco al momento de la falla

De = diámetro equivalente de la probeta

Para **muestras irregulares** (sin forma cilíndrica) es necesario calcular el diámetro equivalente (De):

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

Donde:

W = anchura media de la muestra (promedio entre anchura máxima y mínima)

D = distancia entre los puntales cónicos en el momento de la falla

2. Para las **muestras que no tengan un diámetro de 50 mm** (ya sea irregulares o de núcleos), se normaliza el valor calculando el *índice de carga puntual corregido* ($I_{S(50)}$), que es el valor empleado para correlacionar con el UCS. Si la muestra es estándar, entonces $I_S = I_{S(50)}$. El índice corregido se calcula de la siguiente manera:

$$I_{S(50)} = I_S (F)$$

Donde:

F = factor de corrección basado en la relación entre el diámetro equivalente real y el estándar (se toma de tablas normalizadas en la ISRM)

La utilidad de este ensayo radica en su rapidez, bajo costo y facilidad operativa. Sin embargo, los resultados del ensayo tienen una dispersión muy grande¹⁸, por lo que se requiere realizar muchos para obtener datos fiables, lo cual no es problema, gracias a que este ensayo permite llevar a cabo un gran número de mediciones en un día y evaluar de manera eficiente la variabilidad espacial de la resistencia en un macizo rocoso.

Descripción de la resistencia	Índice de resistencia a la carga puntual (MPa)	Resistencia a la compresión simple aproximado (MPa)
Extremadamente baja	< 0.03	< 0.5
Muy baja	0.03 – 0.1	0.5 – 1.6
Baja	0.1 – 0.3	1.6 – 5.0
Mediana	0.3 – 1.0	5.0 – 16
Alta	1.0 – 3.0	16 – 50
Muy alta	3.0 – 10	50 – 160
Extremadamente alta	> 10	> 160

Tabla 2.2.3.1 Valores de I_S relacionados con valores de UCS para describir la resistencia de la roca. Tomado de MDOC CFE (2017).

Prueba triaxial

La *prueba de compresión triaxial* es uno de los métodos más representativos para evaluar el comportamiento mecánico de la roca bajo estados de esfuerzo similares a los que experimenta el macizo rocoso. En esta prueba, una probeta cilíndrica de roca envuelta en una membrana impermeable se coloca dentro de una cámara triaxial y **se somete a una carga axial al mismo tiempo que se induce una presión confinante** (σ_3) mediante un fluido presurizado dentro una cámara triaxial. La presión del fluido se mantiene constante mientras que el *esfuerzo desviador* ($\sigma_1 - \sigma_3$) incrementa hasta que ocurre la falla. De tal forma, los esfuerzos principales actúan de la siguiente manera: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$.

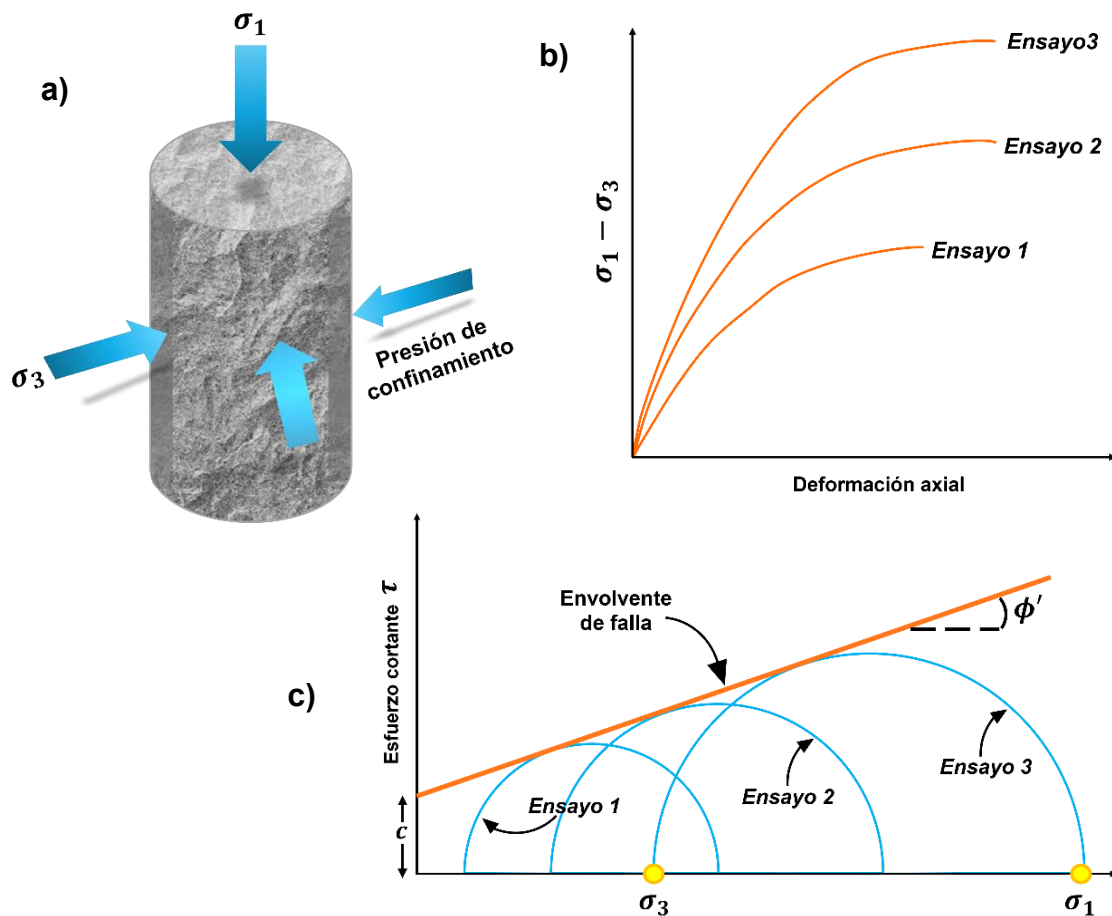


Figura 2.2.3.3 a) Esquema de prueba triaxial. b) Deformación axial vs esfuerzo desviador. c) Círculos de Mohr y envolvente de falla, elaborada con base en la gráfica b).

Durante un ensayo triaxial, el comportamiento de la probeta se registra mediante una curva esfuerzo – deformación (figura 2.2.3.3b) en donde el eje vertical corresponde al esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) y el horizontal a la deformación axial producida (ϵ_{axial}). De esta gráfica se toma el valor de la resistencia pico ($\sigma_p = \sigma_1$) y su correspondiente presión de confinamiento σ_3 para construir los círculos de Mohr de cada ensayo y así obtener la envolvente de falla con los valores de *cohesión* y *ángulo de fricción interna* del material ensayado.

Prueba de resistencia a la tensión indirecta (prueba brasileña)

La *prueba brasileña* consiste en aplicar una carga compresiva sobre un disco o cilindro delgado de roca entre dos placas cóncavas (figura 2.2.3.4b) o planas de carga (figura 2.2.3.4a), de tal forma que se induce un estado de tensión indirecta en el plano vertical. Al aumentar la carga, la probeta se fractura verticalmente, lo que permite estimar su resistencia a la tensión.

La *resistencia a la tensión* se calcula de la siguiente manera:

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

Donde:

P = la carga sobre el disco al momento de la falla

D = diámetro de la probeta

l = el espesor de la probeta

Este procedimiento es ampliamente empleado debido a que es simple, se puede reproducir varias veces y evita dificultades asociadas a preparar probetas para ensayos de tensión directa.

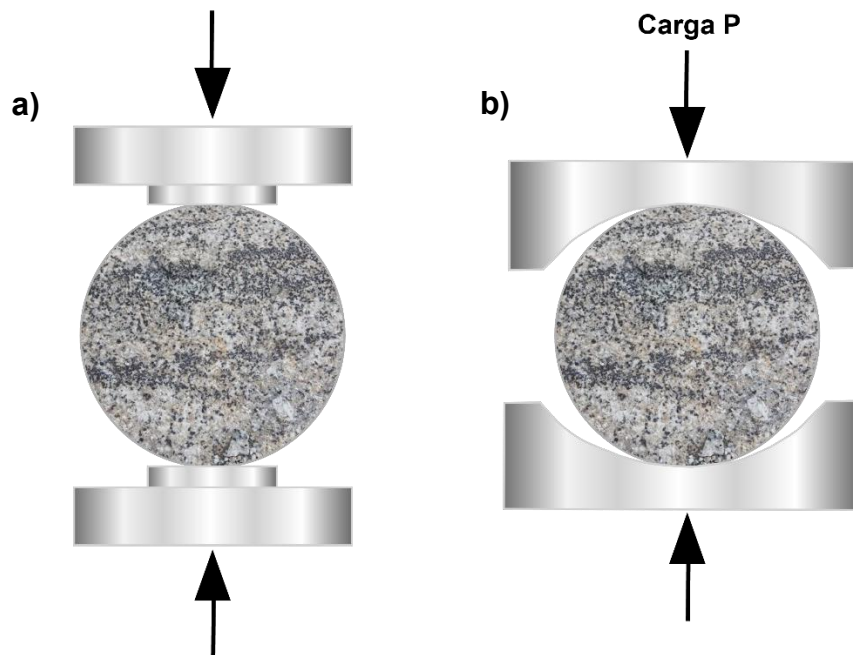


Figura 2.2.3.4 a) Esquema de la prueba brasileña en placas planas de carga. b) Esquema de la prueba brasileña en placas cóncavas de carga.

Medición de velocidades ultrasónicas (V_p y V_s)

El *ensayo de velocidad ultrasónica* es un método no destructivo que permite evaluar las **propiedades elásticas, calidad y resistencia de la roca intacta** mediante la

propagación de ondas elásticas longitudinales (V_p) y transversales o de corte (V_s) a través de una probeta de roca en laboratorio o en macizos rocosos en campo.

El ensayo consiste en generar pulsos ultrasónicos mediante transductores, que inducen ondas elásticas las cuales se propagan a través de la probeta, midiéndose el tiempo que tardan en recorrerla. A partir del tiempo de tránsito medido, se calcula la *velocidad de propagación de la onda* (V) mediante la expresión:

$$V = \frac{L}{t}$$

Donde:

L = longitud recorrida por la onda

t = tiempo de viaje registrado

Las velocidades medidas permiten estimar los *módulos elásticos dinámicos* E_d y v_d de la roca intacta con las siguientes expresiones:

$$E_d = 2\rho V_p^2(1 + v_d) \qquad v_d = \frac{0.5 (V_p/V_s)^2 - 1}{(V_p/V_s)^2 - 1}$$

Donde:

E_d = módulo de Young dinámico

v_d = relación de Poisson dinámico

ρ = densidad del material rocoso [kg/m^3]

V_p = velocidad de ondas longitudinales [m/s]

V_s = velocidad de ondas transversales o de cizalla [m/s]

Los *módulos elásticos dinámicos* obtenidos a partir de velocidades ultrasónicas **suelen presentar valores superiores a los módulos estáticos medidos en ensayos de compresión o triaxiales**, debido a que las ondas elásticas inducen deformaciones extremadamente pequeñas en las que no se desarrolla daño ni microfracturamiento significativo¹⁹.

Pruebas en campo

Tilt test

El *tilt test*, tiene como objetivo principal **estimar el ángulo de fricción entre dos superficies de roca que presentan discontinuidades**, o entre dos superficies de roca cualquiera¹⁷. Esta prueba se aplica exclusivamente para determinar la **resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades** y no de la roca intacta.

Para llevar a cabo la prueba, se colocan dos bloques de roca en contacto a lo largo de la discontinuidad, de modo que el plano de interés coincida con la superficie de deslizamiento (también se puede utilizar un núcleo de roca con discontinuidad). Este procedimiento se realiza con un dispositivo de plano inclinado, y consiste en incrementar progresivamente el ángulo de inclinación del conjunto hasta que se observa el inicio del movimiento relativo entre superficies. El *ángulo de fricción de la discontinuidad* (φ) se obtiene a partir del *ángulo crítico de inclinación* al que se inicia el deslizamiento, el cual se mide con un inclinómetro.

Cabe señalar que el ángulo de fricción de la discontinuidad solo es representativo para rugosidades a pequeña escala y bajos valores de esfuerzo normal²⁵.

Prueba de corte directo

La *prueba de corte directo* es la metodología más utilizada para la determinación rápida de parámetros de resistencia de la discontinuidad. Tanto esta prueba como el *tilt test*, son metodologías utilizadas para **caracterizar las propiedades mecánicas de las discontinuidades**, específicamente su **resistencia al cortante**, por lo que son utilizadas en el análisis de estabilidad de taludes, de cimentaciones en presas, puentes, túneles y demás obras civiles.

Para realizar esta prueba, una muestra de roca con una discontinuidad se moldea en yeso y se coloca en una caja de corte, de manera que la discontinuidad pueda cortarse entre las dos mitades del aparato. Sobre la muestra se aplica una carga vertical y simultáneamente se induce el deslizamiento lateral mediante la aplicación de una fuerza de corte. Durante la prueba se miden los desplazamientos tangenciales y el esfuerzo cortante producidos, con los cuales se obtiene una curva que permite calcular el *ángulo de fricción pico* (φ_p) y *residual* (φ_r), para así obtener la *resistencia al corte pico* (τ_p) y *residual* en función del esfuerzo normal aplicado sobre el plano de la discontinuidad.

La *prueba de corte directo* puede realizarse tanto en laboratorio como en campo. Sin embargo, en laboratorio se evalúa únicamente una porción reducida de la discontinuidad, mientras que en los ensayos **en campo se considera la geometría de la discontinuidad y la rugosidad a mayor escala**. Esta diferencia es relevante, ya que la resistencia al cortante de las discontinuidades está controlada principalmente por la rugosidad y ondulación de los planos, así como del esfuerzo normal aplicado, por lo tanto, el tamaño del área ensayada y el tamaño de la muestra son factores que influyen en los resultados. Generalmente se cumple que entre mayor sea la rugosidad de la superficie, mayor será la resistencia al cortante de la discontinuidad²⁵.

Martillo de Schmidt o esclerómetro

El *martillo de Schmidt* es una herramienta que permite realizar un ensayo no destructivo de campo que permite estimar de manera rápida la dureza de las rocas a partir de la medición del *índice de rebote* (R) de un émbolo accionado por un resorte que impacta la superficie de la roca. El principio de funcionamiento del martillo establece que, a mayor dureza y rigidez superficial, mayor será el rebote. Distintas variedades del martillo difieren en la energía que transmite el resorte, sin embargo, el tipo L suele ser el más satisfactorio para las rocas.

El *índice de rebote no mide directamente la resistencia*. Para ello, se utilizan correlaciones empíricas entre el valor R y la *resistencia a la compresión simple* (RCS) que permiten estimar el valor de la resistencia (figura 2.2.3.5) ya sea de la **superficie de la roca in situ o de un núcleo**. Además de esto, la distancia de rebote se considera una medida de la calidad de la roca¹⁷. Cabe mencionar que el valor del rebote se ve afectado por la posición del martillo, ya sea apuntando verticalmente hacia abajo, hacia arriba, horizontal o inclinado, por ello, siempre se debe tomar en cuenta el momento de hacer la medición.

Cuando el tamaño del bloque *in situ* es grande, el martillo Schmidt mide las propiedades de la roca intacta; cuando la roca está fragmentada, el uso del martillo Schmidt sobre la

superficie expuesta será una medida de la calidad de la masa rocosa más que de la roca intacta en sí. Además, por la naturaleza de la prueba, el estado de la superficie de la roca analizada tendrá un efecto significativo en el resultado, ya sea por irregularidades en la roca o porque la superficie no es representativa de la roca fresca¹⁷. Por esta razón, se recomienda utilizar repetidas veces el martillo en las inmediaciones del punto de medición.

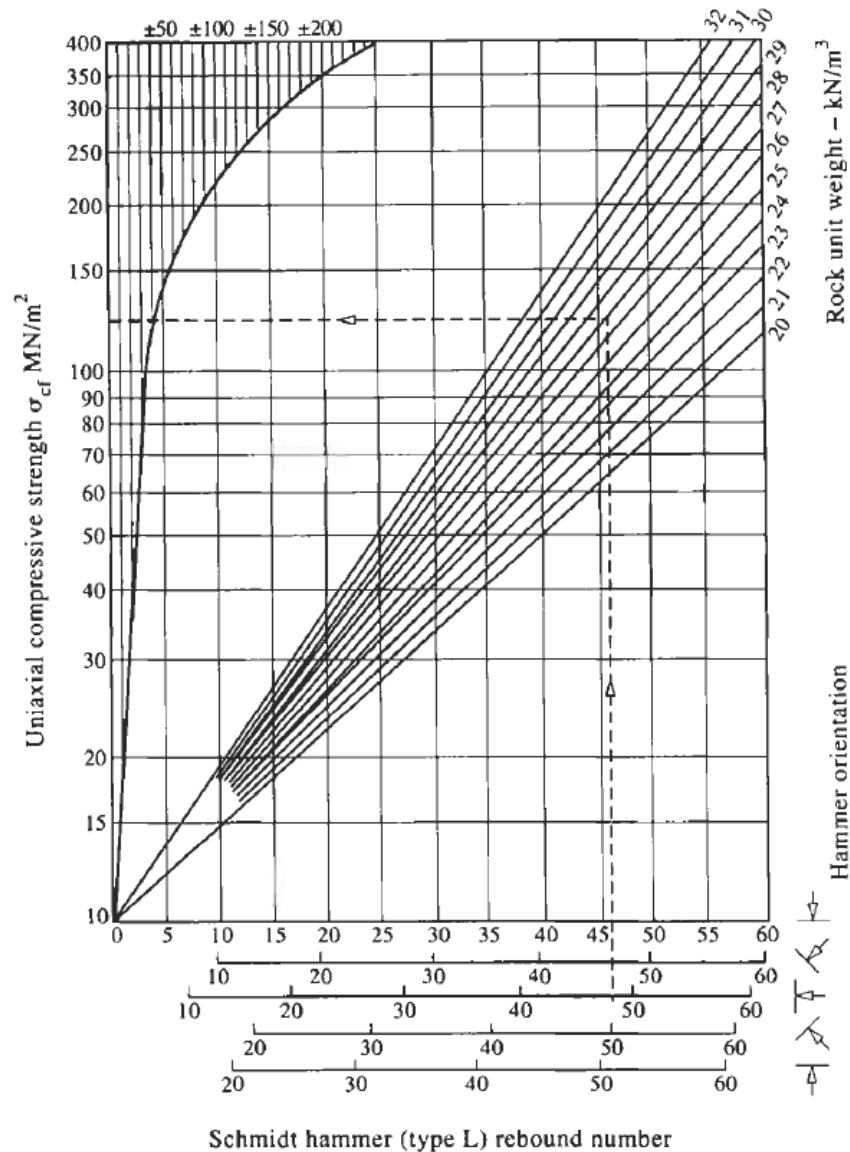


Figura 2.2.3.5 Gráfica que relaciona el número de rebotes del martillo de Schmidt tipo L y la resistencia a la compresión uniaxial. Gráfica original en inglés tomada de Hudson y Harrison (2000).

Prueba de placa de carga en campo

La prueba de placa de carga en campo (*plate jacking test*), consiste en aplicar una carga controlada sobre una superficie plana de roca, ya sea en **zanjas abiertas, túneles, galerías, o en cavidades excavadas en roca**²⁹. Esta prueba se emplea para **evaluar la deformabilidad del macizo rocoso *in situ***, ya que el comportamiento medido está

influenciado tanto por la roca intacta como por la presencia y características de las discontinuidades.

La carga se aplica sobre una superficie de roca previamente pulida y nivelada mediante cilindros hidráulicos o gatos de tornillo que reaccionan contra la pared opuesta de excavación. El desplazamiento se mide bajo la placa o en puntos ubicados a cierta distancia de esta, utilizando relojes comparadores o puntos de anclaje profundos. Las pruebas pueden realizarse de manera horizontal (hastial) o vertical (clave)³¹ y la placa que transmite la carga a la roca puede ser elástica o rígida; la distribución de esfuerzos bajo la placa depende de su forma y elasticidad.

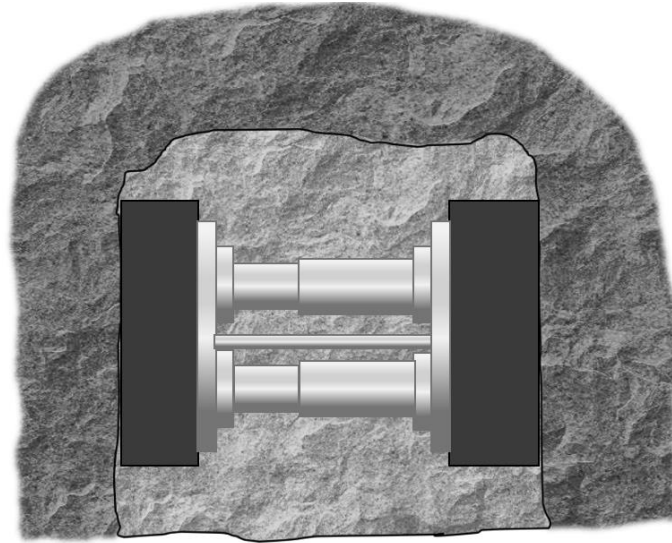


Figura 2.2.3.6 Esquema de la prueba de placa en campo realizada en las paredes de un túnel. Modificado de Jaeger (1979).

El sitio donde se aplique la prueba debe seleccionarse cuidadosamente, evitando zonas localmente muy fracturadas o alteradas y que no sean representativas de la condición promedio del macizo rocoso en estudio²⁸. El volumen de roca afectado por la carga aplicada aumenta con el diámetro de la placa, por lo que, en principio, es deseable utilizar placas de mayor tamaño para involucrar un volumen más representativo del macizo. No obstante, existen limitaciones prácticas para aplicar cargas elevadas (generalmente cargas superiores a 200 toneladas) por lo que puede ser necesario reducir el tamaño de la placa con el fin de alcanzar los niveles de presión de contacto deseados²⁸.

Los resultados de la prueba pueden verse afectados porque la roca real no se comporta de forma ideal debido a que la presencia de fracturas, cambios en la litología y diferencias en sus propiedades, lo cual hace que la superficie se deforme más de lo esperado. Dichos elementos provocan que el módulo de elasticidad obtenido sea menor al real.

Cuando la prueba se realiza de forma vertical en galerías, los valores del módulo de Young (E) suelen ser más bajos, ya que las fracturas del techo tienden a abrirse por el peso propio de la roca, aumentando los desplazamientos medidos²⁸.

Prueba de gato plano

La *prueba de gato plano* (*flat jack test*) o *gato Freyssinet*, se trata de un método semi-destructivo usualmente ejecutado en las paredes de excavaciones, galerías o túneles, utilizado para determinar la **magnitud de los esfuerzos *in situ***, y también para estimar el **módulo de Young** y **coeficiente de Poisson de macizos rocosos** mediante el uso de gatos hidráulicos.

El método consiste en realizar una ranura plana en la roca, lo que provoca una liberación local de esfuerzos normales existentes y genera deformaciones en las paredes de la ranura. Previo al corte, se instalan puntos de medición alineados por encima y por debajo de la ranura. Una vez realizada la ranura, se introduce el gato plano asegurando un contacto uniforme entre sus caras y la roca, y se inyecta un fluido presurizado (agua o aceite). La presión hidráulica se incrementa hasta que los puntos de referencia recuperan su posición original, condición que permite estimar localmente el esfuerzo normal al plano de la ranura. Los desplazamientos promedio de la roca se pueden deducir de los volúmenes de líquido bombeados al gato²⁹.

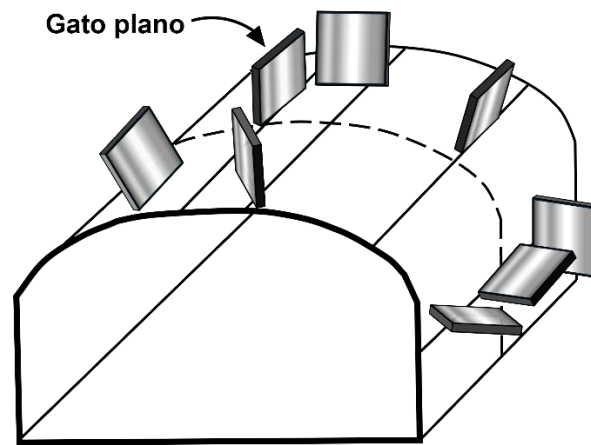


Figura 2.2.3.6 Esquema de las posibilidades de acomodo de los gatos planos en las paredes de un túnel. Modificado de Hudson y Harrison (2000).

Esta prueba provee una buena estimación del esfuerzo normal al plano de la ranura, por ejemplo, si el gato plano se coloca verticalmente, se obtienen los esfuerzos horizontales, y si se coloca de manera horizontal, se conocerán los esfuerzos verticales. Sin embargo, **en cada medición se determina el esfuerzo en una única orientación**, por lo que, para determinar el estado de esfuerzos del macizo rocoso, es necesario realizar **al menos seis ensayos en las seis diferentes orientaciones**, por lo tanto, es necesario distribuirlos a los alrededores de las paredes que delimitan la excavación¹⁷. Es importante tener en consideración que algunas veces, este método brinda valores más altos para el módulo de Young que los determinados por la prueba de la placa en campo²⁹.

La prueba descrita en los párrafos anteriores es llamada *gato simple*; no obstante, también existe la prueba de *gato doble*, en la cual se utilizan dos gatos hidráulicos y distribución distinta de los puntos de control, lo que permite una mejor caracterización del comportamiento deformacional de la roca.

2.2.4 Criterios de falla

Los criterios de falla son herramientas fundamentales en la mecánica de rocas, ya que permiten establecer las **condiciones bajo las cuales el macizo rocoso pierde su estabilidad y desarrolla fracturamiento o falla**. Estos criterios relacionan el estado de esfuerzos actuante con las propiedades resistentes del material, proporcionando una base teórica y práctica para evaluar la resistencia, predecir los modos de falla y analizar problemas de estabilidad en obras de ingeniería como taludes, túneles o cimentaciones.

La correcta selección y aplicación de un criterio de falla es de particular importancia, debido a que el comportamiento del macizo rocoso depende del nivel de confinamiento, grado de fracturamiento y de la presencia de discontinuidades por lo que se han desarrollado distintos criterios para representar de manera adecuada los mecanismos de falla dominantes en cada caso.

Los criterios de falla más utilizados en la ingeniería geotécnica, pero, sobre todo, los que son básicos en este curso de geología aplicada a la ingeniería civil son: **Mohr – Coulomb**, **Barton – Bandis** y **Hoek – Brown**. Cada uno de estos modelos representa de distintas maneras el comportamiento resistente del macizo rocoso y se debe seleccionar adecuadamente con la observación en campo.

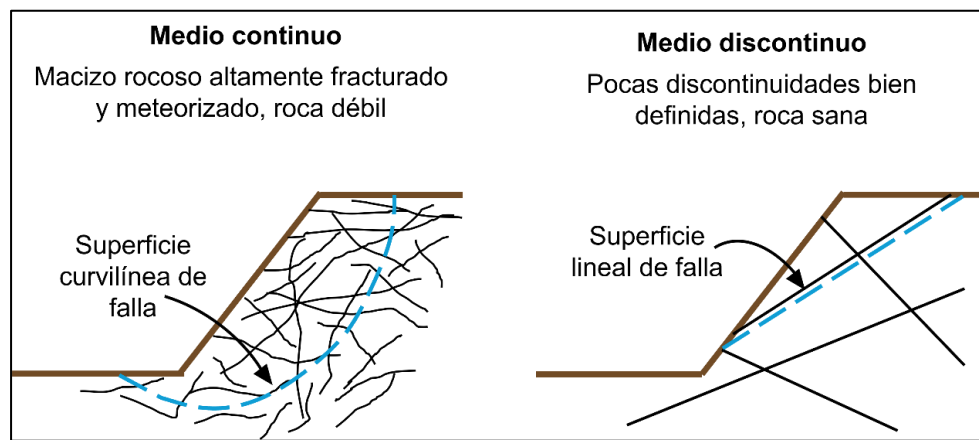


Figura 2.2.4.1 Mecanismos de falla en medio continuo y discontinuo.

Al momento de seleccionar un criterio de falla que sea adecuado, se debe recordar que un macizo rocoso se considera como “DIANE” (discontinuo, heterogéneo, anisótropo y no elástico), sin embargo, debido a las características que condicionan el comportamiento del macizo rocoso, este puede comportarse como:

1. **Medio continuo** cuando se encuentra **muy fracturado y meteorizado**, y por lo tanto fallará a través de la interconexión de los planos de las discontinuidades (matriz rocosa).
2. o como **medio discontinuo**, que es cuando la **roca intacta es resistente** y por lo tanto solo se forman **planos bien definidos de discontinuidades**, a lo largo de los cuales fallará el macizo.

Entonces, cuando se busca seleccionar un criterio de falla que se adecue al tipo de macizo que se observa en campo, el profesional debe hacerse la pregunta: ¿este macizo fallará

por discontinuidad o por la matriz rocosa? Esta pregunta es una guía para saber qué criterio utilizar, ya que cada uno de los tres criterios describe mejor alguno de los dos comportamientos.

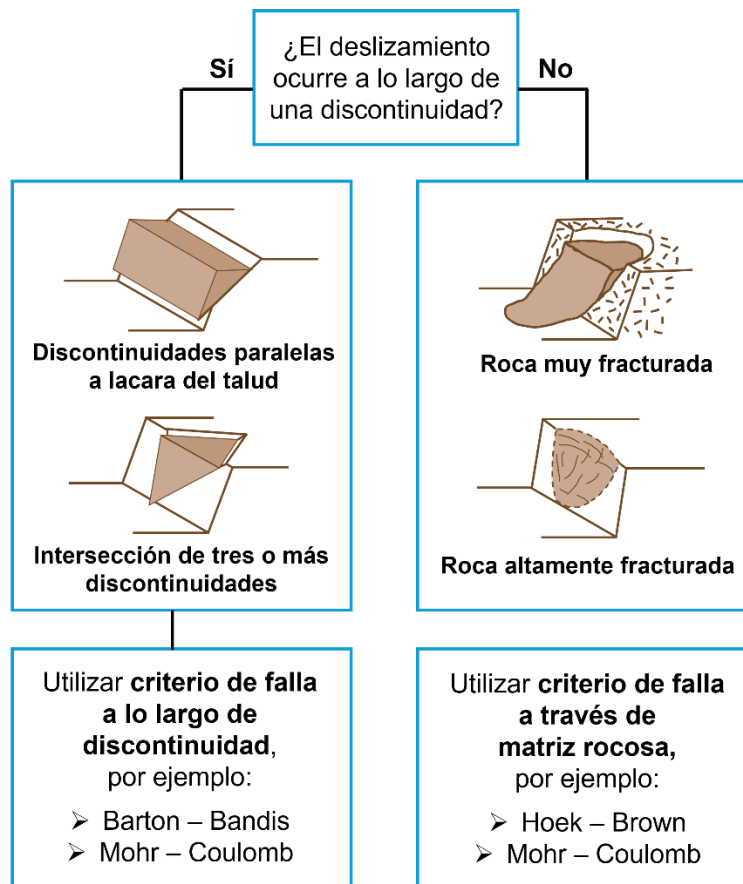


Figura 2.2.4.2 Diagrama para seleccionar el criterio de falla que se adapte a la situación observada en un talud. Modificado de Hoek y Bray (2004).

Criterio de falla de Mohr – Coulomb

El *criterio de falla de Mohr – Coulomb* se basa en la combinación del análisis de esfuerzos mediante el uso del círculo de Mohr y la ecuación de Coulomb. Es un **criterio lineal** que se emplea para calcular la resistencia al cortante en suelos y macizos rocosos isótropos.

Cuando se trata de macizos rocosos, el criterio es adecuado cuando el macizo pueda **fallar por la matriz rocosa** o a lo largo de una **discontinuidad con una superficie suave bien definida**. Específicamente, es aplicable cuando el comportamiento del macizo rocoso pueda representarse mediante parámetros constantes de *cohesión* (c) y *ángulo de fricción interna* (ϕ). Un ejemplo de aplicabilidad es cuando existe relleno de material arcilloso en la discontinuidad, lo que controla su resistencia.

Es importante aclarar que, a pesar de ser un criterio ampliamente utilizado, se trata de un modelo general e idealizado del comportamiento del macizo rocoso, ya que no capta de manera realista la naturaleza de la superficie de la discontinuidad como lo hace el criterio de Barton – Bandis.

La *ecuación Mohr – Coulomb* relaciona el **esfuerzo cortante máximo al momento de la falla** (τ_f) **en el plano de falla o superficie de deslizamiento** con el **esfuerzo normal total** (σ_n) **que actúa en ese plano**, generando una **envolvente de falla lineal** en una gráfica (σ_n, τ). Dicha envolvente delimita el tamaño máximo de los círculos de Mohr y su trazo representa las combinaciones de esfuerzos bajo las cuales la discontinuidad se mantiene en equilibrio.

El *criterio de falla Mohr – Coulomb* es el siguiente:

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

Donde:

c = *cohesión (ordenada al origen)*

σ_n = *esfuerzo normal total aplicado al macizo rocoso*

ϕ = *ángulo de fricción interna*

Existen tres regiones en las que las combinaciones de esfuerzo de cizalla y esfuerzo normal pueden resultar:

1. Las coordenadas (σ_n, τ) **por debajo de la envolvente de falla** representan condiciones de estabilidad. **No ocurrirá la falla.**
2. Las coordenadas (σ_n, τ) **en el trazo de la envolvente de falla** representan las condiciones límite en las que los **esfuerzos se encuentran en equilibrio**. Se encuentra justo en el umbral de la falla.
3. Las coordenadas (σ_n, τ) **por encima de la envolvente** son valores que representan condiciones que **no se pueden obtener bajo cargas estáticas**¹⁷.

Hudson y Harrison (2000) mencionan que es más adecuado utilizar este criterio cuando el material se encuentra a altas presiones de confinamiento, y por lo mismo, falla a través de planos de falla por cortante. En este caso, el plano de falla estará orientado a $\theta = 45 + \frac{\phi'}{2}$. Por otro lado, a bajas presiones de confinamiento y en el caso uniaxial, la falla ocurre por el incremento gradual de las microfisuras subparalelas a σ_1 , y por lo tanto, no se aplica este criterio.

Cabe mencionar que cuando existe influencia de presión de poro en rocas porosas o en macizos saturados, el análisis debe realizarse en términos de esfuerzos normales efectivos, lo que provoca el círculo de Mohr se mueva hacia la izquierda (respecto al valor de esfuerzo normal total) una magnitud igual al valor de la presión de poro. Este desplazamiento puede llevar al círculo de Mohr desde una condición estable hasta el contacto con la envolvente de falla, provocando la falla del macizo rocoso sin necesidad de un incremento en los esfuerzos totales aplicados.

Criterio de falla de Barton Bandis

El *criterio de Barton – Bandis* es un modelo **no lineal** desarrollado para describir la resistencia al cortante de discontinuidades incorporando el efecto de la **rugosidad de las superficies en contacto**, la **resistencia a la compresión simple de las paredes de la discontinuidad** y el **esfuerzo normal aplicado**.

La ecuación del *criterio de falla* de Barton – Bandis es la siguiente:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

Donde:

τ = resistencia al cortante pico

σ_n = esfuerzo normal sobre el plano de la discontinuidad

ϕ_b = ángulo de fricción básico

JRC = coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

JCS = resistencia a la compresión simple de la pared de la discontinuidad

A continuación, se explican cada uno de los elementos de la ecuación.

Ángulo de fricción básico (ϕ_b)

Representa el comportamiento de discontinuidades planas en donde la fricción es la única fuerza resistente. Puede ser obtenido mediante el tilt test o el ensayo de corte directo. Los valores de ϕ_b están en un rango de 25° a 35° para la mayoría de las superficies suaves y no meteorizadas³², en donde los valores más bajos generalmente pertenecen a rocas sedimentarias y los altos a rocas ígneas²⁵.

Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (JRC)

El *coeficiente de rugosidad de la discontinuidad* o *Joint Roughness Coefficient (JRC)* es un parámetro que se determina comparando la **aparición de la rugosidad de la superficie de la discontinuidad** con perfiles estándar de referencia. En campo, el perfil de la rugosidad puede obtenerse utilizando el **peine de Barton**, el cual es un dispositivo con cerdas metálicas flexibles que se amoldan a la forma de la superficie de la discontinuidad.

El perfil resultante se compara con perfiles estándar, como por ejemplo el de Barton y Choubey (1977), que se muestra en la figura 2.2.4.3. Los valores bajos corresponden a superficies planares y suaves, y conforme el valor de JRC aumenta, también aumenta la rugosidad.

Otra manera de calcular el JRC es mediante la ecuación propuesta por Barton y Bandis (1990) que considera el ángulo α al cual las superficies de una discontinuidad se deslizan un sobre otra cuando estas se inclinan obtenido del *tilt test*.

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_b}{\log_{10} \left[\frac{JCS}{\sigma_n} \right]}$$

La rugosidad de una discontinuidad puede observarse a diferentes escalas. A escala milimétrica, la rugosidad se forma principalmente por la presencia de granos o cristales en la roca²⁵. A una escala de 0.01 a 1 m, suele originarse por la deposición de minerales en rocas sedimentarias o por ondulaciones generadas por foliación en rocas metamórficas²⁵. A gran escala, estas ondulaciones pueden ser producidas por plegamiento²⁵.

La rugosidad juega un papel importante en la resistencia de la discontinuidad, ya que, a mayor rugosidad, mayor será su resistencia al cortante. Sin embargo, a medida que el esfuerzo normal aumenta, la rugosidad tendrá menor efecto sobre la resistencia³³.



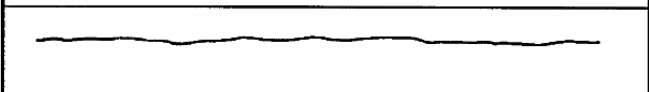
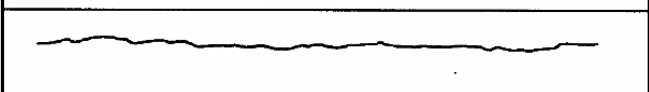
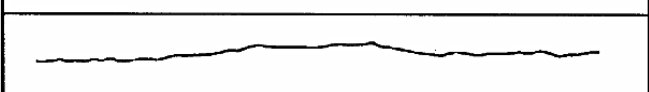
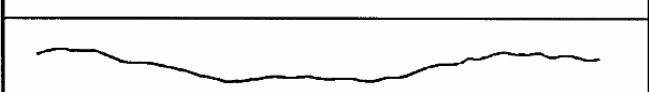
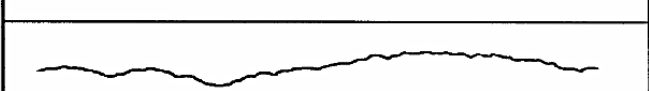
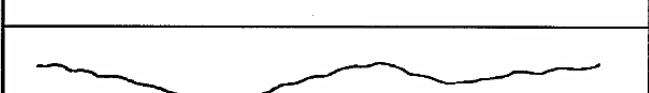
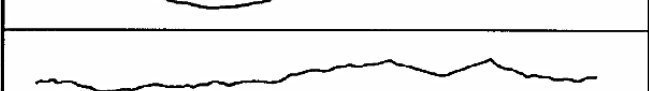
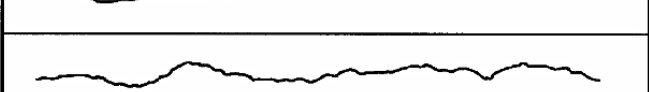
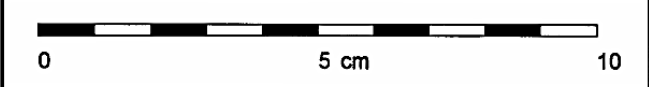
	$JRC = 0 - 2$
	$JRC = 2 - 4$
	$JRC = 4 - 6$
	$JRC = 6 - 8$
	$JRC = 8 - 10$
	$JRC = 10 - 12$
	$JRC = 12 - 14$
	$JRC = 14 - 16$
	$JRC = 16 - 18$
	$JRC = 18 - 20$
	

Figura 2.2.4.3 Perfiles de rugosidad y sus valores de JRC. Tomado de Hoek (2006) después de Barton y Choubey (1977).

Resistencia a la compresión simple de las paredes de la discontinuidad (JCS)

La evaluación completa de la resistencia al cortante de la discontinuidad no solo consiste en obtener su rugosidad, sino también de la *resistencia a la compresión simple de las paredes de la discontinuidad* o *Joint Wall Compressive Strength (JCS)*. Este parámetro es obtenido de tablas de RCS de la roca en cuestión comparándolos con el valor de rebote del martillo de Schmidt utilizado sobre discontinuidades sanas, o también de ensayos de carga puntual en núcleos de roca o fragmentos irregulares³².

Como en el caso del JRC, el JCS disminuye si aumenta la apertura, el espesor del material de relleno o el grado de desplazamiento de la discontinuidad. Por lo tanto, el JCS no debe ser evaluado para discontinuidades rellenas en las que su espesor sea >10 mm³⁴. La razón para excluir a las discontinuidades rellenas se debe a que, cuando hay presencia de relleno,

las propiedades físicas y mineralógicas del material que separa las paredes de la discontinuidad **controlan la resistencia y las propiedades de deformación**³². Por el contrario, si la discontinuidad no está rellena y, por ende, se encuentra en contacto roca-roca, la rugosidad y la resistencia a la compresión simple de las paredes de la discontinuidad toman toda la importancia y son las que controlan la resistencia, además del esfuerzo normal³². Dado lo anterior, si la discontinuidad está completamente sana y limpia (sin relleno), entonces el JCS será igual a la RCS de la roca sana. Sin embargo, como la mayoría de las discontinuidades se encuentran meteorizadas, el valor de JCS será menor que la RCS³².

Los ensayos experimentales realizados por Barton y Choubey (1977) muestran que, cuando el esfuerzo normal aplicado sobre una discontinuidad es bajo a moderado, la resistencia al cortante está fuertemente controlada por la rugosidad de las superficies de contacto. Sin embargo, a medida que el esfuerzo normal aumenta, las asperidades de la superficie tienden a aplastarse (*crushing*) o a pulirse (*smoothing*), lo que reduce su influencia en la resistencia. Este aplastamiento o pulimiento de las superficies depende directamente de la RCS de las paredes de la discontinuidad.

Consideraciones sobre el JRC y JCS

- Los parámetros JRC y JCS están **influenciados por el efecto de la escala**. Conforme aumenta la longitud de la discontinuidad, los valores de JRC y JCS tienden a disminuir, lo que provoca que la resistencia de la discontinuidad también disminuya³⁵. Esto se debe a que la rugosidad de la superficie a pequeña escala pierde relevancia al compararse con discontinuidades de mayor tamaño.
- La resistencia al cortante de una discontinuidad rellena disminuye con el aumento del grosor de relleno, pero siempre permanece superior a la del relleno solo³⁶.

Criterio de falla de Hoek – Brown

El *criterio de Hoek – Brown* es un criterio **no lineal** utilizado para **calcular la resistencia y características de deformación de un macizo rocoso altamente fracturado** con comportamiento frágil e isótropo³⁷. El comportamiento isótropo se refiere a cuando las **discontinuidades no controlan el movimiento**, y esto sucede cuando el macizo rocoso se encuentra altamente fracturado, por ende, la continuidad de las discontinuidades (planos de estratificación, fracturas, fallas, etc.) se ve interrumpida³¹.

Dicho criterio de falla es aplicable cuando **no existe un plano de falla único, continuo y bien definido** a través del cual pueda ocurrir la falla³⁷. Esto significa que la falla se propaga **a través de la combinación de los planos de las múltiples discontinuidades**, provocando una **falla traslacional, no plana**. Este criterio considera tanto las propiedades de la roca intacta como las discontinuidades, las cuales se describen mediante el *índice de resistencia geológico (GSI)*. De esta manera, permite estimar cómo se comporta el macizo rocoso presente en túneles, taludes y cimentaciones.

La ecuación del *criterio de falla generalizado de Hoek – Brown* permite construir una **envolvente de falla curva** en una gráfica σ_1 vs σ_3 , en donde dicha curva representa los esfuerzos máximos que la roca soportará antes de fallar. Este criterio **se puede expresar tanto en esfuerzos totales como en efectivos**.

El criterio general de falla de Hoek – Brown en **esfuerzos totales** se expresa como:

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

En donde σ_{ci} es la resistencia a la compresión simple obtenida de pruebas de laboratorio sobre la roca intacta; σ_1 es el esfuerzo principal mayor; σ_3 es el esfuerzo principal menor; y m_b, s, a son **constantes del material del macizo rocoso**, las cuales se obtienen de la siguiente manera:

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

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

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

Para calcular m_b, s y a de esta expresión se necesitan tres parámetros más que son D, m_i y GSI , los cuales se explican a continuación:

Daño inducido por la excavación (D)

Representa el daño al que macizo rocoso ha sido sometido debido a voladuras o relajación de esfuerzos causado por la remoción de roca en las excavaciones. Se asigna un valor según el criterio ingenieril, por ejemplo: $D = 0$ representa una excavación cuidadosa con daño mínimo, mientras que $D = 1$ representa una excavación muy perturbada. Cabe señalar que es erróneo asignar un solo valor D para todo el macizo rocoso, ya que cada zona puede tener distintas respuestas dependiendo del diseño de la voladura y uso de las herramientas de excavación.

A continuación, se muestra una tabla con valores sugeridos para el factor D según la apariencia del macizo rocoso y su descripción.

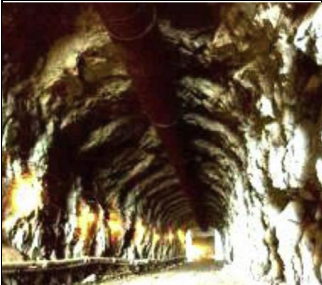

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor sugerido para el factor D
	Voladura o excavación con excelente control de calidad, realizada con rozadora o tuneladora (TBM), que resulta en perturbación mínima en el macizo rocoso confinado que rodea al túnel.	$D = 0$
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de baja calidad (sin voladuras) que produce perturbación mínima en el macizo circundante. Cuando problemas causados por <i>squeezing</i> provocan levamiento significativo del piso durante el avance, la perturbación puede ser grave a menos que se coloque una contrabóveda temporal, como se muestra en la fotografía.	$D = 0$ $D = 0.5$ sin contrabóveda
	Control deficiente de la alineación de la perforación, el diseño de la carga y la secuencia de detonación resultan en una voladura muy deficiente en un túnel de roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.	$D = 1.0$ en la superficie con una disminución lineal de $D = 0$ a ± 2 m en el macizo rocoso circundante
	Voladuras a pequeña escala en taludes de ingeniería civil provocan daños moderados en el macizo rocoso cuando se realizan de manera controlada, como se muestra. Las voladuras de producción sin control pueden causar daños significativos en la pared rocosa.	$D = 0.5$ para voladura de precorte controlada o voladura de contorno controlada $D = 1.0$ para voladura de producción
	En algunos macizos rocosos débiles, la excavación puede realizarse mediante ripeado y empuje con tractores de orugas. El daño en taludes se debe principalmente a la liberación de esfuerzos. Los taludes de minas a cielo abierto de gran tamaño sufren perturbaciones significativas por las voladuras de producción y por la relajación de esfuerzos derivado de la remoción de la sobrecarga.	$D = 0.7$ para los efectos de la excavación mecánica del daño $D = 1.0$ para voladura de producción

Tabla 2.2.4.1 Valores sugeridos para el factor D debido a relajación de esfuerzos y daño por voladura. Traducida y adaptada al español de Hoek y Brown (2018).

Parámetro m_i

Es la constante del material para la roca intacta y depende de la litología, mineralogía, textura y cementación, lo que significa que no tiene influencia de las discontinuidades. Se determina mediante pruebas triaxiales, pero cuando esto no es posible, puede obtenerse de tablas en bibliografía. **Cuando el criterio de falla se aplica a roca intacta, m_b se sustituye por m_i , $s = 1$ y $a = 0.5$.**³⁷

A diferencia de m_i , el parámetro m_b se refiere a la constante del material del macizo rocoso, por tal razón, considera el efecto del fracturamiento, la calidad estructural del macizo (GSI) y en su caso, el daño inducido por la excavación (D).

Índice Geológico de Resistencia (GSI)

El *índice geológico de resistencia*, en inglés *geological strenght index (GSI)*, es un sistema empírico de caracterización de macizos rocosos utilizado para relacionar el criterio de falla con las observaciones de la geología en campo. Su propósito principal es **proporcionar una estimación inicial de las propiedades mecánicas del macizo rocoso**.

Este sistema considera los dos factores principales que controlan el comportamiento mecánico del macizo rocoso: **la estructura del macizo y la condición de las discontinuidades**. Es importante señalar que el GSI no debe interpretarse como un valor exacto, sino como un **rango representativo del comportamiento del macizo**, por lo que siempre debe complementarse con observaciones directas, otros métodos de caracterización de macizos rocosos y otros ensayos.

La versión más utilizada del GSI para macizos rocosos fracturados es la propuesta por Hoek y Marinos (2000), la cual se basa en describir **cuantitativamente** el grado de trabazón o *interlocking* de los bloques de roca, que se refiere al nivel de entrelazamiento entre bloques angulares. Sin embargo, al ser esta versión subjetiva para cada ingeniero o ingeniera debido a su expertiz en la observación geológica de campo, se recomienda utilizar la versión de Hoek, Carter y Diedricks (2013) que utiliza la *condición de las discontinuidades (JCond)* y el *Rock Quality Designation (RQD)* para determinar de **manera cuantitativa** el rango de valores del GSI.

Cabe mencionar que existen más versiones de tablas de GSI para distintos tipos de rocas, por ejemplo, la versión de Marinos y Hoek (2001) para rocas sedimentarias heterogéneas deformadas tectónicamente, entre otras.







<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p>SURFACE CONDITIONS</p> <p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p> <p>STRUCTURE DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
<p>STRUCTURE</p> <p> INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p> <p> BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p> <p> VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p> <p> BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p> <p> DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p> <p> LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p> <p>← DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES</p>		<p>← DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES</p> <p>90 N/A N/A</p> <p>80 N/A N/A</p> <p>70 N/A N/A</p> <p>60 N/A N/A</p> <p>50 N/A N/A</p> <p>40 N/A N/A</p> <p>30 N/A N/A</p> <p>20 N/A N/A</p> <p>10 N/A N/A</p> <p>→</p>				
		90			N/A	N/A
		80				
		70				
		60				
		50				
		40				
		30				
		20				
		10				
		N/A	N/A			

Tabla 2.2.4.2 Versión básica del GSI en su idioma original publicada por Hoek & Marinos (2000).

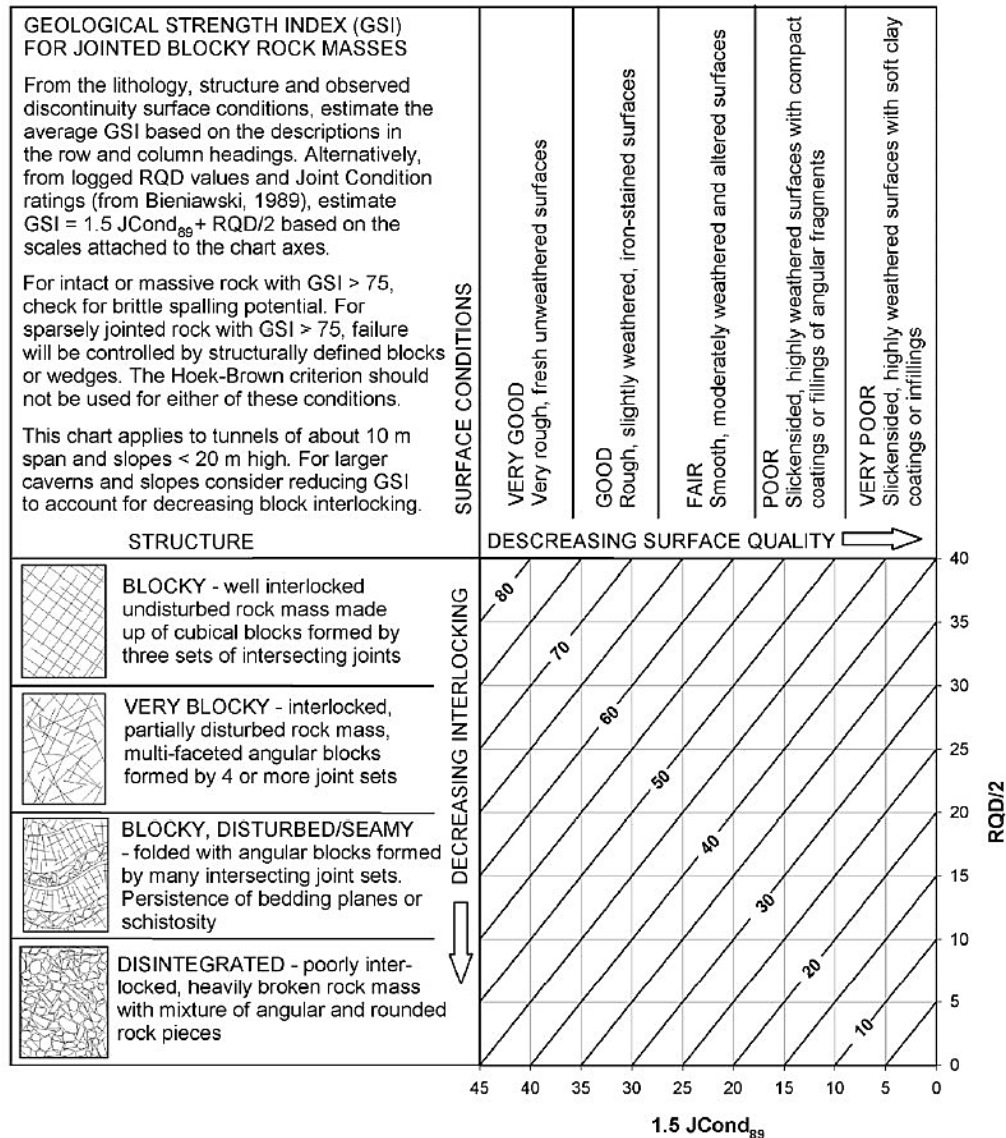


Tabla 2.2.4.3 Versión cuantitativa de Hoek, Carter y Diedericks (2013) en su idioma original, que considera la condición de las discontinuidades ($JCond$) y el RQD para calcular el rango de valores de GSI.

La ecuación general del *criterio de falla de Hoek – Brown* términos de **esfuerzos efectivos** es la siguiente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

En donde el GSI, m_b , s y a pueden obtenerse con la tabla 2.2.4.4, la cual solo se utiliza para **macizos rocosos no perturbados**, lo que quiere decir que el **daño inducido por la excavación no se toma en cuenta**. Un **macizo rocoso no perturbado** se refiere a aquellos que **no han sido afectados por procesos de excavación o relajación de esfuerzos** (no han presentado movimientos o deslizamientos), aun cuando presente fracturamiento natural.

Los parámetros m_b , s y a para esta expresión y específicamente para *macizos rocosos no perturbados*, pueden ser obtenidos como sigue:

- Para $GSI > 25$ (*macizo rocoso no perturbado*):

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

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

$$a = 0.5$$

- Para $GSI < 25$ (*macizo rocoso no perturbado*):

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

$$s = 0$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$




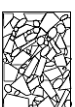
GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION		STRUCTURE	SURFACE CONDITION					
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p>σ_1' = major principal effective stress at failure σ_3' = minor principal effective stress at failure σ_c = uniaxial compressive strength of <i>intact</i> pieces of rock m_b, s and a are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass</p>				VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slack-sided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slack-sided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	m_b/m_i s a E_m ν 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	
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	m_b/m_i s a E_m ν 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	
	BLOCKY/SEAMY - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks	m_b/m_i s a E_m ν 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	
	CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks	m_b/m_i s a E_m ν 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	

Tabla 2.2.4.4 Estimación de las constantes m_b , s , a , módulo de deformación (E), y relación de Poisson (ν) para el criterio generalizado de Hoek – Brown en términos de esfuerzos efectivos. Los valores mostrados deberán ser usados para macizos rocosos no perturbados. Versión original tomado de Hoek, Kaiser y Bawden (1993).

Adicional a esto, Hoek, Kaiser y Bawden (1993), mencionan dos formas modificadas en las que la ecuación del *criterio de falla de Hoek – Brown* puede ser aplicada:

1. Para la mayoría de las **rocas de buena calidad** en las que la resistencia del macizo rocoso es controlada por un **interlocking muy apretado**.
2. Para **rocas de mala calidad** en las que el **interlocking** se ha **meteorizado**.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right)^{0.5}$$

Condiciones para aplicar el criterio de falla Hoek – Brown

Según Hoek, Kaiser y Bawden (1993), existen condiciones para poder aplicar o no este criterio de falla, mismas que se enlistan a continuación:

- Solo es aplicable a roca intacta o a macizos rocosos altamente fracturados.
- No puede ser aplicado a macizos rocosos en los que sus propiedades están controladas por una familia clara de discontinuidades, por ejemplo, la estratificación.
- Este criterio debe ser utilizado con extremo cuidado cuando dos o más familias de fracturas están presentes en el macizo rocoso, y se debe verificar que ninguna de las familias presentes tenga una influencia dominante en el comportamiento del macizo rocoso.
- En otra situación, si estas dos familias de fracturas se encuentran sanas, ásperas, no meteorizadas, y su orientación es tal que no permite que se generen fallas por cuña, se puede utilizar la tabla 2.2.4.4 para macizos rocosos no perturbados para estimar los parámetros del criterio.

2.2.5 Principales Tipos de Inestabilidad

La *inestabilidad* de un macizo rocoso se define como la condición en la cual, bajo un determinado estado de esfuerzos y la influencia de factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos²¹, el macizo pierde su equilibrio mecánico y alcanza la falla. Desde el punto de vista del análisis de estabilidad, esto ocurre cuando las fuerzas resistentes del macizo resultan insuficientes para contrarrestar las fuerzas actuantes o desestabilizantes que actúan sobre él. En general, en cualquier obra de ingeniería, la inestabilidad se genera cuando se perturba el estado natural de la roca, por lo que esta tiende a encontrar el equilibrio mediante distintos mecanismos.

Las *fuerzas resistentes* comprenden los mecanismos que se oponen a que el movimiento se genera, tales como la fricción, la cohesión y la trabazón entre bloques. Por el contrario, las *fuerzas actuantes* o *desestabilizantes* son las favorecen el movimiento, por ejemplo, el el peso propio, las sobrecargas, el efecto del agua, los sismos, tamaño de bloques, entre otros.

De acuerdo con Gonzales de Vallejo (2002), los elementos que influyen en la inestabilidad del macizo rocoso pueden clasificarse en *factores condicionantes* y *factores desencadenantes*²¹.

Factores condicionantes

- ✓ Estratigrafía y litología.
- ✓ Estructura geológica.
- ✓ Condiciones y comportamiento hidrogeológicos de los materiales.
- ✓ Propiedades físicas, resistentes y deformacionales.
- ✓ Esfuerzos naturales y estado tenso-deformacional.

Factores desencadenantes

- ✓ Sobrecargas estáticas (peso de estructuras o edificios, escombreras, vehículos pesados, etc.).
- ✓ Cargas dinámicas (movimientos sísmicos naturales o inducidos y vibraciones producidas por voladuras cercanas).
- ✓ Cambios en las condiciones hidrogeológicas.
- ✓ Factores climáticos.
- ✓ Variaciones en la geometría.
- ✓ Reducción de parámetros resistentes.

Inestabilidad controlada por discontinuidades

La *inestabilidad controlada por discontinuidades* también denominada *falla estructuralmente controlada*, ocurre cuando la inestabilidad en taludes o excavaciones subterráneas es controlada por el deslizamiento o desprendimiento de bloques de roca delimitados por discontinuidades preexistentes, cuya orientación condiciona el mecanismo de falla¹⁷. En estos casos, la **ruptura ocurre preferentemente a lo largo de las superficies de discontinuidad** por la acción de la gravedad o de esfuerzos inducidos.

Los mecanismos de falla que ocurren por este tipo de inestabilidad son: **falla plana**, **falla por generación de cuña** y **falla por volteo**, cuyas especificaciones se detallan en el capítulo 5.

Los esfuerzos en excavaciones de poca profundidad no son de gran magnitud, por lo que no tienen un efecto significativo en su inestabilidad²³. Por ello, la posibilidad de que se genere movimiento en excavaciones someras depende principalmente de la **geometría de la excavación y de la estructura de la roca con sus discontinuidades**; en taludes depende principalmente de la **relación geométrica entre la orientación de las discontinuidades y la cara del talud**.

Mientras que en taludes se pueden dar los tres tipos de fallas, en excavaciones subterráneas es distinto. En estas, la caída de bloques proviene de las paredes y del techo. Usualmente, esta caída de bloques se da por la generación de cuñas y de bloques de roca que deslizan sobre un solo plano, ya sea por ser una roca estratificada o por sus discontinuidades. Para que un bloque de roca o cuña pueda caerse, necesita estar delimitado por al menos tres discontinuidades estructurales que se intersecten²³.

La manera más práctica de identificar la existencia de algún tipo de falla antes de que ocurra, es mediante análisis cinemáticos, los cuales se explican en el capítulo 5. Por otro lado, la inestabilidad controlada por discontinuidades, también es posible analizarla con software de como por ejemplo RocPlane, RocTopple, Swedge y Unwedge de la suite ROCSIENCE.

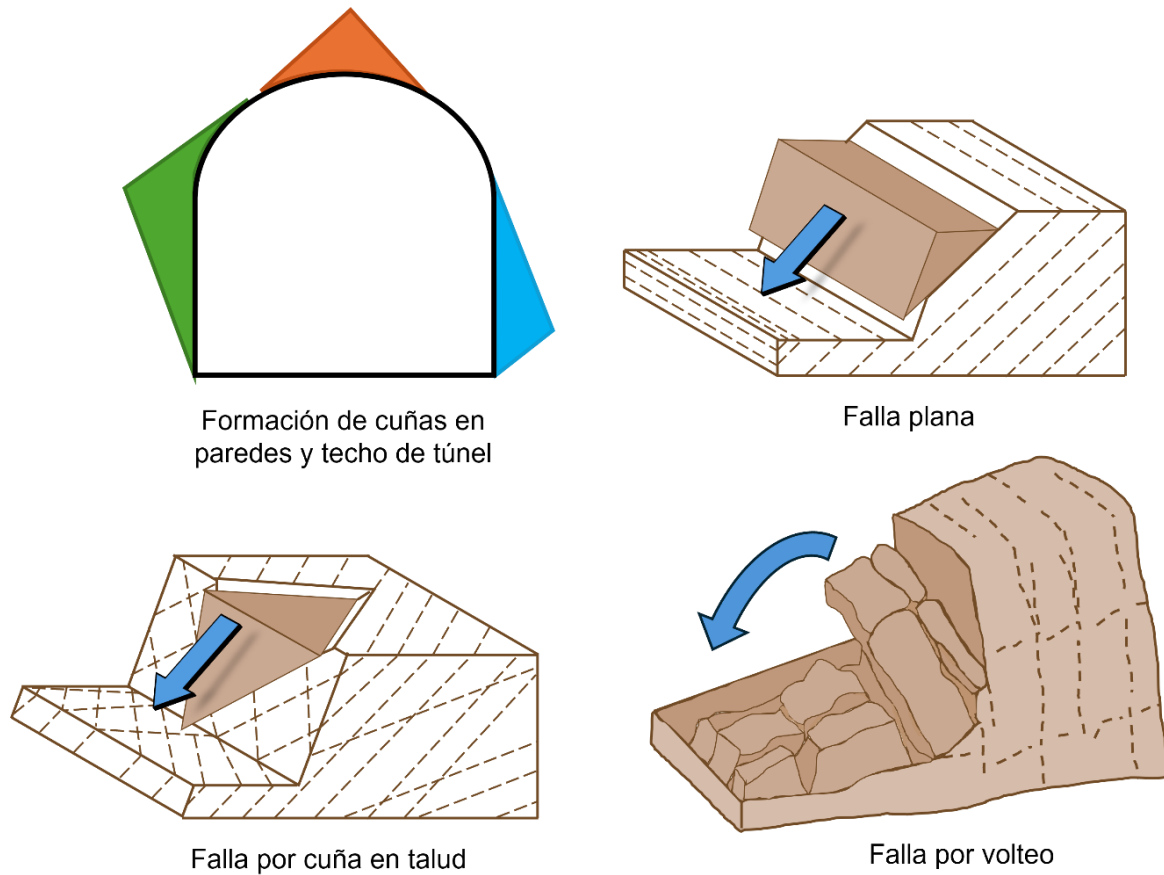


Figura 2.2.5.1 Tipos de fallas estructuralmente controladas.

Inestabilidad en excavaciones subterráneas

La excavación del subsuelo para la construcción de infraestructura subterránea como túneles o galerías produce una perturbación del estado de esfuerzos *in situ* y del equilibrio mecánico previo en el macizo rocoso. La remoción del material genera un espacio vacío, lo que provoca que los esfuerzos se redistribuyan a los alrededores de la excavación, provocando una nueva configuración en la deformación de la roca circundante.

En condiciones naturales, el estado de esfuerzos a profundidad está dominado por el peso de la cobertura de roca y la profundidad a la que se encuentran, lo que genera esfuerzos verticales crecientes con la profundidad, además de esfuerzos horizontales asociados al confinamiento.

Conforme pasa el tiempo, la roca tiende a deformarse con el fin de reducir los esfuerzos cortantes dentro de ella. La tasa de deformación dependiente del tiempo está controlada por factores como la litología, la cantidad de discontinuidades, la temperatura y la magnitud de los esfuerzos de confinamiento²⁵. Mientras que a algunas rocas les toma millones de años deformarse, a otras solo les toma algunos años, meses o incluso días.

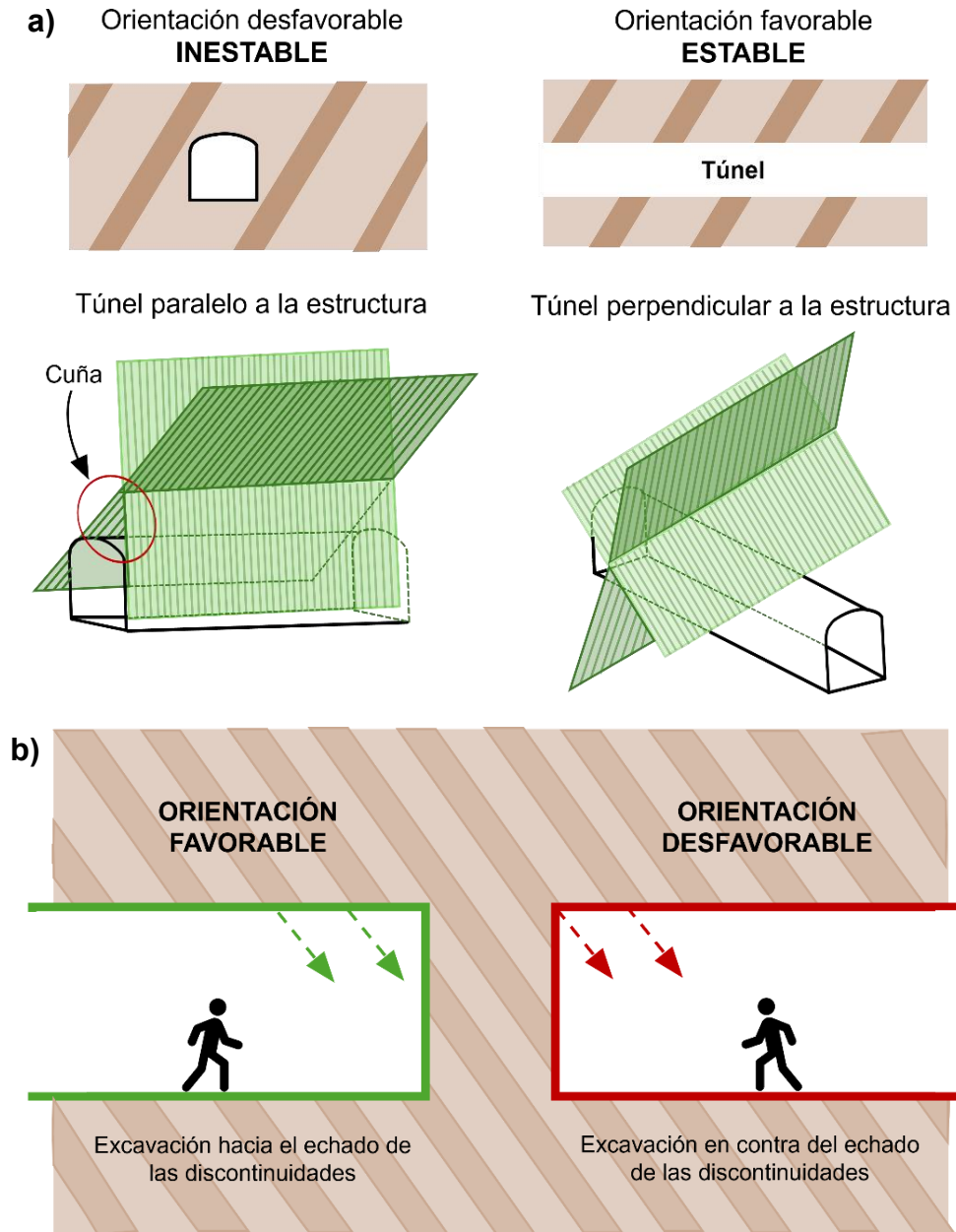


Figura 2.2.5.2 a) Influencia del rumbo de la excavación en la estabilidad respecto a discontinuidades estructurales importantes. b) Orientación favorable y desfavorable en el rumbo de un túnel con presencia de discontinuidades importantes.

El estado de esfuerzos del macizo rocoso en una excavación subterránea también puede verse influenciado por otras excavaciones preexistentes, cimentaciones o edificaciones de gran altura en las cercanías de esta. La existencia de otras obras de infraestructura puede modificar tanto la magnitud como la orientación del estado de esfuerzos a esa profundidad, condicionando la estabilidad del proyecto planificado en la zona²⁵.

De acuerdo con Hudson y Harrison (2000), ocurren tres efectos principales cuando se realizan excavaciones en roca:

- **Ocurren desplazamientos del material sobre las discontinuidades preexistentes** o se pueden generar nuevas cuando los esfuerzos exceden la resistencia del material intacto.
- **Los esfuerzos normales y cortantes se vuelven cero en la superficie del límite de la excavación sin soporte**, por lo tanto, el límite de la excavación se convertirá en el plano donde los esfuerzos principales actúan. En consecuencia, uno de los esfuerzos principales es igual a cero y actúa perpendicularmente al contorno de la excavación, mientras que los demás esfuerzos principales se redistribuyen alrededor de dicha superficie.
- **En el contorno de la excavación expuesto a la atmósfera, la presión de poro se iguala a la presión atmosférica.** Esto provoca que cualquier fluido dentro del macizo rocoso circundante tenderá a fluir hacia la cavidad de la excavación.

Además de las fallas estructuralmente controladas, que usualmente se manifiestan como la caída de bloques y cuñas inestables de las paredes y techo de la excavación, también se desarrollan otros fenómenos que provocan inestabilidad, estos son: *estallidos de roca*, *squeezing* y *swelling*.

El *estallamiento de roca* o *spalling*, se produce en el **perímetro de la excavación** cuando las **concentraciones de esfuerzos cortantes** son tan grandes que **superan la resistencia a la compresión del material intacto**, generando fracturamiento y desprendimiento de lajas paralelas a la superficie excavada²³.

El fenómeno de *squeezing* o “rocas exprimibles”, sucede cuando la **resistencia del macizo rocoso** es considerablemente **más baja** que los **esfuerzos que induce el peso de la cobertura de roca**, lo que provoca una deformación radial de las paredes de la excavación, haciendo que la cavidad se cierre por sobretensión del contorno. El *squeezing* se da en rocas suaves y cohesivas, como las arcillas o lutitas²⁵.

El *swelling* o *hinchamiento* ocurre cuando ciertos **materiales expansivos interactúan con el agua**, lo que provoca que cambien su forma y volumen, y en consecuencia se generan **esfuerzos extremadamente altos sobre las superficies de la excavación**. Este fenómeno se da en presencia de **arcillas expansivas** (particularmente **montmorillonita**), en rocas como lutitas, limolitas, lodolitas, esquistos arcillosos, anhidritas (se convierte a yeso y tiene mayor volumen molar) y en depósitos piroclásticos alterados y brecha de falla²⁵.

Inestabilidad de pequeña y gran escala

Inestabilidad a pequeña escala

La *inestabilidad de pequeña escala* se manifiesta mediante la caída o desprendimiento de bloques de roca individuales delimitados por planos de discontinuidad preexistentes desde las caras de un macizo rocoso, principalmente por efecto de la gravedad. Es característico en laderas de zonas montañosas escarpadas, en acantilados, en taludes y en general, en paredes rocosas muy inclinadas o verticales²¹. Estos desprendimientos suelen ser de poco volumen, pero aun así no dejan de representar un riesgo grave.

Inestabilidad a gran escala

La *inestabilidad de gran escala*, por su parte, implica el desplazamiento de grandes volúmenes de roca o suelo cuando la atracción de la gravedad sobrepasa la resistencia de la fricción del material que es susceptible a moverse ladera abajo. Pueden ser causados por la mano del hombre (cortes en carreteras, excavaciones subterráneas para presas y cimentaciones o minas a cielo abierto) o por causas naturales (sismos, lluvias intensas, etc.). Existen distintos tipos de deslizamientos, pero este tema se centrará en explicar aquellos que se clasifican por el movimiento que sigue el material inestable: *traslacionales* y *rotacionales*.

Los *deslizamientos traslacionales* se caracterizan por el **movimiento del material a lo largo de superficies preexistentes** como estratos, fallas, fracturas y foliación³⁸. En contraste, los *deslizamientos rotacionales* suelen generarse en **macizos rocosos muy meteorizados y altamente fracturados**, rocas débiles o en suelos, y lo que los caracteriza es que **el cuerpo inestable sigue una trayectoria circular** o en “forma de cuchara”.

Este tipo de deslizamiento se presenta en macizos rocosos en donde los planos de discontinuidad no controlan el comportamiento mecánico. El análisis de estabilidad de este tipo de deslizamiento se realiza habitualmente con el **método de equilibrio límite**, el cual se explicará más adelante.

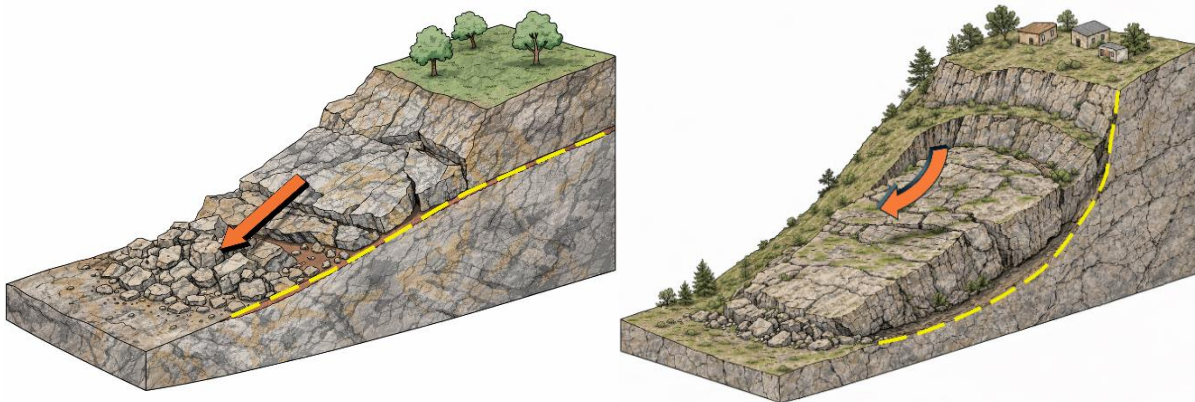


Figura 2.2.5.3 Deslizamiento traslacional (izquierda) y rotacional (derecha). Imagen generada con inteligencia artificial Chat GPT (OpenAI, GPT-5) a partir de descripción técnica del autor 2026.

Además de clasificar los deslizamientos mediante su cinemática, también pueden clasificarse según la geometría de la superficie de falla, por lo que son llamados *deslizamientos curvilíneos*. Esta clasificación engloba a los **deslizamientos que ocurren a lo largo de una superficie curva que no necesariamente es circular**.

Métodos de análisis de estabilidad

La evaluación de la estabilidad en macizos rocosos requiere la aplicación de métodos de análisis que permitan **determinar si un macizo rocoso es estable o puede presentar inestabilidad comparando las condiciones reales de su capacidad resistente**.

El análisis de estabilidad es fundamental en el diseño de obras en macizos rocosos porque dependiendo del tipo de método, permite observar por ejemplo, la ocurrencia y el

mecanismo de falla, distribución de esfuerzos y deformaciones y comportamiento del macizo rocoso ante una obra de infraestructura planeada.

Los macizos rocosos al ser medios complejos que son afectados por factores como la hidrogeología, la presencia de discontinuidades, la meteorización, las cargas externas que modifican los esfuerzos *in situ* de la roca, etc., necesitan ser evaluados mediante distintos enfoques, por lo que su estabilidad requiere ser analizada por diferentes metodologías.

Existen distintos tipos de enfoques para realizar esta evaluación los cuales varían en complejidad y enfoque. Este capítulo abordará lo esencial de los métodos de equilibrio límite, y en menor extensión los métodos numéricos y el análisis cinemático.

Métodos de equilibrio límite

Los *métodos de equilibrio límite* constituyen una de las herramientas más utilizadas para evaluar la **estabilidad de un cuerpo de roca potencialmente inestable**. Estos métodos se fundamentan en analizar las *fuerzas actuantes* (provocan el movimiento) y *fuerzas resistentes* (se oponen al movimiento) necesarias para producir el equilibrio en un cuerpo libre, para después comparar su fuerza resistente con la fuerza resistente disponible del macizo rocoso a lo largo de una superficie de falla.

La aplicación de los *métodos de equilibrio límite* es apropiada cuando el mecanismo de falla puede representarse como el **deslizamiento de un bloque o de una masa delimitada por una superficie definida**, ya sea plana, en cuña, circular o no circular. El resultado principal de este análisis es la estimación del *factor de seguridad (FS)* para la superficie analizada.

El *factor de seguridad* es utilizado en la ingeniería para conocer cuál es el factor de amenaza para que el macizo rocoso falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña³⁹. Es una relación entre las *fuerzas resistentes* (fuerzas cohesivas y friccionales) y las *fuerzas actuantes* (peso propio, cargas externas, presión de poro, esfuerzos inducidos).

Los métodos de equilibrio límite suponen que, cuando ocurre la falla, las **fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla**, por lo que el FS sería 1.0.

En general, el FS se expresa como:

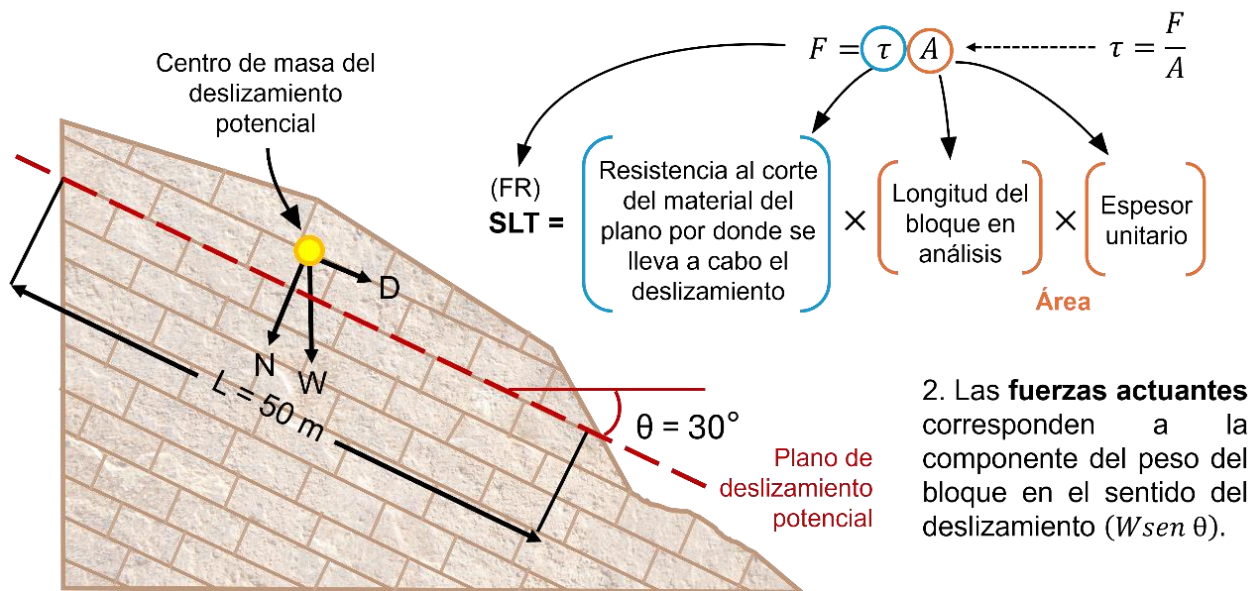
$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes (FR)}}{\text{Fuerzas actuantes (FA)}}$$

❖ Si la inestabilidad se produce por una **superficie supuesta de falla**³⁹:

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cortante (FR)}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante (FA)}}$$

Ejemplo:

1. En este caso, las **fuerzas resistentes** están dadas por SLT:



2. Las **fuerzas actuantes** corresponden a la componente del peso del bloque en el sentido del deslizamiento ($W \sin \theta$).

3. Para este caso, se considerará el área por encima del plano de deslizamiento multiplicado por el peso unitario del mismo y un espesor unitario.

4. Si se considera una resistencia al cortante de $\tau = 9 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ del material del plano de falla, un peso unitario del bloque superior de $1.6 \times 10^4 \text{ N/m}^3$, y un área de 500 m^2 por encima de la superficie de falla, se tiene:

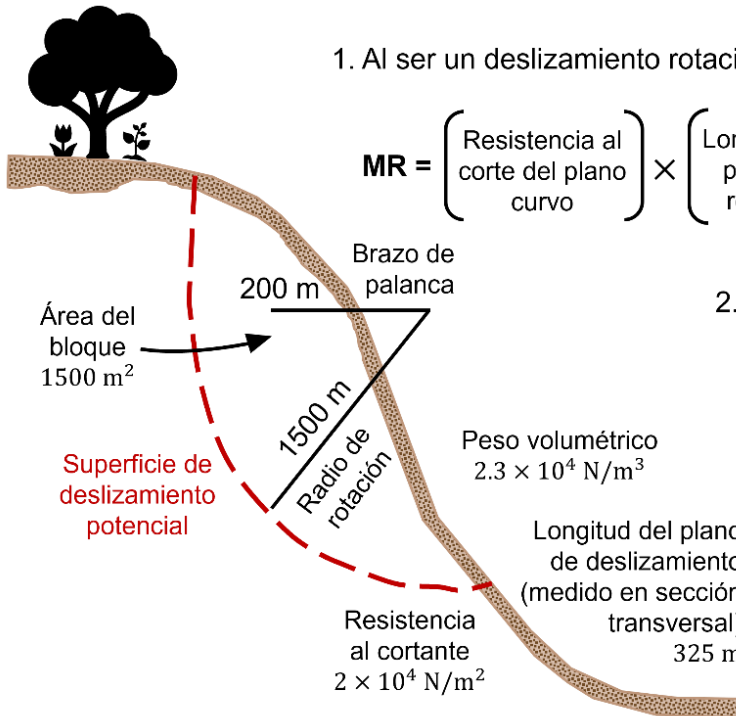
$$FS = \frac{\overset{\text{S}}{(9 \times 10^4 \text{ N/m}^2)} \overset{\text{L}}{(50 \text{ m})} \overset{\text{T}}{(1 \text{ m})}}{\underbrace{(500 \text{ m}^2)(1 \text{ m})}_{\text{Peso del bloque } W} \underbrace{(1.6 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(0.5)}_{\text{sen } \theta = \text{sen } 30^\circ}} = 1.125$$

- Queda a criterio del analista si $FS = 1.125$ es suficiente para asegurar las condiciones del movimiento del bloque o si no fuera así.
- Este valor de FS es calculado en condiciones estáticas

❖ Si la inestabilidad se produce en una **superficie circular donde existe un centro de giro y momentos** (producto de una fuerza por su brazo de palanca) resistentes y actuantes³⁹:

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

Ejemplo:



1. Al ser un deslizamiento rotacional, el **momento resistente** está dado por:

$$MR = \left(\text{Resistencia al corte del plano curvo} \right) \times \left(\text{Longitud del plano de rotación} \right) \times \left(\text{Espesor unitario del plano} \right) \times \left(\text{Radio de rotación} \right)$$

2. El **momento actuante** está dado por:

$$MA = \left(\text{Peso de la masa a deslizar (W)} \right) \times \left(\text{Brazo de palanca} \right)$$

* NOTA

$$\text{Momento} = \text{fuerza} \times \text{brazo de palanca}$$

3. Calculando el peso de la masa a deslizar (W):

$$W = \left(\text{Área del bloque} \right) \times \left(\text{Peso volumétrico} \right) \times \left(\text{Espesor unitario del plano} \right)$$

$$W = (1500 \text{ m}^2)(2.3 \times 10^4 \text{ N/m}^3)(1 \text{ m}) = 0.345 \times 10^8 \text{ N}$$

4. Calculando el FS:

$$FS = \frac{(2 \times 10^4 \text{ N/m}^2)(325 \text{ m})(1 \text{ m})(1500 \text{ m})}{\underbrace{(0.345 \times 10^8 \text{ N})(200 \text{ m})}_W} = 1.41$$

W
Peso de la masa

- Queda a criterio del analista si FS = 1.41 es suficiente para asegurar las condiciones del movimiento de la masa inestable o si no fuera así.
- Este valor de FS es calculado en condiciones estáticas.

Para que haya estabilidad en la obra, por ejemplo, en un talud, el FS debe ser mayor a 1 (FS > 1), de lo contrario, si FS < 1 se ha alcanzado o superado la condición de falla. Para ello, se evalúa el FS de la superficie supuesta y se analizan otras superficies de falla cinemáticamente posibles hasta que se encuentre aquella que tenga el menor FS para

conocer la superficie por la cual ocurrirá la falla, llamada *superficie crítica de falla*. En los métodos de equilibrio límite se asume que el FS es el mismo para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla, por lo que este valor representa el promedio del valor total en toda la superficie³⁹.

En la práctica del diseño geotécnico, no basta con que el FS sea ligeramente mayor que 1. El valor de qué tan mayor a 1 se necesita que sea el FS, depende de la finalidad de la excavación, el carácter temporal o definitivo de la obra, aspectos de seguridad, costes de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar su falla, etc.⁴⁰ En general, los factores de seguridad se establecen con base en las experiencias previas en las que los diseños de los proyectos fueron exitosos⁴⁰.

De manera general, los *métodos de equilibrio límite* se pueden clasificar en dos:

- Métodos que consideran el **análisis del bloque o masa total**.
- Métodos de **dovelas**.

Los *métodos que consideran el análisis del bloque o masa total* se aplican cuando el mecanismo de falla puede representarse como el **movimiento de un bloque delimitado por discontinuidades claramente definidas**. El análisis utiliza ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas actuantes, establecidas con base en la geometría concreta de cada tipo de falla.

Una complicación en este método es que la forma del bloque inestable no tiene una forma perfectamente rectangular, sino que tiene una forma irregular, por lo que su peso es difícil de calcular²⁵. En taludes, donde los problemas de estabilidad suelen desarrollarse a lo largo de discontinuidades, el diseño puede realizarse considerando la resistencia de esas discontinuidades.

Los *métodos de dovelas* se basan en **dividir la masa inestable en una serie de rebanadas o dovelas verticales o inclinadas**. Para cada rebanada se considera su peso, las fuerzas normales y cortantes en su base, la presión de poros y, según el método empleado, si las fuerzas actuantes entre dovelas son horizontales y cortantes, o solo horizontales. Dentro de los métodos clásicos destacan: Ordinario o de Fellenius, Bishop simplificado, Janbú y Morgensten – Price.

Aunque algunos métodos se aplican a fallas circulares ya que suponen una superficie de falla circular (como el método de Fellenius), no todos se limitan a esta suposición y se aplican también a superficies no circulares (como el método de Janbú). La elección del método depende del grado de precisión requerido, la complejidad geométrica del problema y la información disponible³⁵.

El procedimiento del análisis consiste en plantear ecuaciones de equilibrio para el conjunto de rebanadas, y dependiendo del método, se satisfacen total o parcialmente las condiciones de equilibrio de fuerzas y/o momentos. Estos métodos permiten incorporar de manera más detallada la geometría del talud, la presión de poro y las interacciones entre las porciones del macizo.

Para el análisis computacional del equilibrio límite con software y la obtención de factores de seguridad, existen varios programas de la suite ROCSCIENCE, estos son: Slide2, Slide3, UnWedge, SWedge, Rocplane, Roctopple y RocSlope.

Métodos numéricos

La mayoría de las fallas en taludes no ocurren de manera repentina, sino que se desarrollan de forma progresiva. Esto significa que, antes del colapso, el macizo experimenta redistribución de esfuerzos y acumulación gradual de deformaciones hasta alcanzar un estado crítico³⁹. Los *métodos de equilibrio límite* no reproducen este proceso, ya que se basan únicamente en verificar si sobre una superficie de falla supuesta, las fuerzas resistentes superan o no a las fuerzas desestabilizadoras. En consecuencia, estos métodos **no consideran explícitamente las deformaciones ni describen cómo evoluciona la falla con el tiempo**.

Para representar de manera más realista el comportamiento del macizo rocoso, se emplean métodos numéricos. Estas técnicas computacionales permiten **simular simultáneamente esfuerzos y deformaciones en todo el dominio analizado**, resolviendo de manera aproximada las ecuaciones que describen el comportamiento mecánico del material. A diferencia del equilibrio límite, no es necesario asumir desde el inicio una única superficie de falla, ya que **el modelo puede mostrar cómo y dónde se concreta la deformación hasta que se genera el mecanismo de colapso**.

Entre los métodos numéricos más utilizados se encuentran:

- **Método de Elementos Finitos (MEF):** Divide al macizo rocoso en pequeños elementos interconectados y calcula los desplazamientos y esfuerzos en cada uno de ellos. Es ampliamente utilizado para analizar materiales con comportamiento no lineal y condiciones complejas de carga y presión de poros.
- **Método de Diferencias Finitas (MDF):** Aproxima las ecuaciones diferenciales del equilibrio mediante expresiones numéricas aplicadas sobre una malla, lo que permite simular excavaciones, redistribución de esfuerzos y comportamiento elasto – plástico.
- **Método de Elementos Discretos (MED):** Representa el macizo rocoso como un conjunto de bloques o partículas circulares que interactúan entre sí. Es útil en macizos rocosos fracturados o cuando el comportamiento está controlado por discontinuidades.

Los programas de la suite ROCSCIENCE que pueden ser utilizados para modelado numérico son RS2, RS3 y EX3.

Análisis cinemático

El *análisis cinemático* se trata de una etapa fundamental en el análisis de estabilidad de macizos rocosos, ya que **ayuda a identificar los posibles mecanismos de falla controlados por discontinuidades**.

A diferencia de los métodos anteriores, el análisis cinemático no considera el equilibrio de fuerzas, ni el comportamiento esfuerzo-deformación del material y tampoco evalúa si las fuerzas actuantes son suficientes para movilizarlos, sino que, mediante la **proyección estereográfica**, se limita a **verificar la posibilidad geométrica del movimiento a partir de la orientación de las discontinuidades y su relación con la geometría de la excavación o del talud**.

Por esta razón, el análisis cinemático debe considerarse como una **herramienta preliminar y complementaria dentro del estudio de estabilidad**, ya que permite delimitar los modos de falla posibles antes de proceder a los análisis más detallados.

El uso de esta herramienta se explica a mayor profundidad en el capítulo 5, en donde se detallan los mecanismos de falla y su representación estereográfica, además del uso del software DIPS.

2.2.6 Referencias

16. Chávez Aguirre, J.M. (2006). *Geotecnia*. (1.^a Ed.). Comisión Federal de Electricidad.
17. Hudson, J.A., & Harrison, J.P. (2000). *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles*. (Vol. 1). Pergamon.
18. Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge L. (2004). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Red DESIR.
19. Jaeger, J.C., Cook, N.G.W., & Zimmerman R.W. (2007). *Fundamentals of Rock Mechanics*. (4.^a Ed.). Blackwell Publishing.
20. Zhang, L. (2017). *Engineering Properties of Rocks* (Segunda Edición) ELSEVIER.
21. González de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación.
22. Fossen, H. (2010). *Structural Geology*. Cambridge University Press.
23. Hoek, E., & Brown, E.T. (1985). *Excavaciones Subterráneas en Roca*. McGraw Hill.
24. Vázquez Cordero, P.D. (2019). *Manual de prácticas de laboratorio de Mecánica de Rocas (Parte I)* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio Institucional UNAM. <https://repositorio.unam.mx/>
25. Price, D.G. (2009). *Engineering Geology: Principles and Practice*. Springer.
26. Trigueros Salazar, L.C. (2018). *Apuntes de Geología Estructural con Ejercicios* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio Institucional UNAM. <https://repositorio.unam.mx/>
27. Acevedo Aguirre, O.D. (2009). *Determinación de la Magnitud de Esfuerzos In Situ* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio Institucional UNAM. <https://repositorio.unam.mx/>
28. Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics* (2.^a Ed.). John Wiley & Sons.
29. Jaeger, C. (1979). *Rock Mechanics and Engineering* (1.^a Ed.). Cambridge University Press.
30. Ranalli, G. (1995). *Rheology of the Earth* (2.^a Ed.). Chapman & Hall.
31. Jiménez López, J.S. (2020). *Apuntes Complementarios de Mecánica de Rocas, Suelos y Clasificación Ingenieril de Macizos Rocosos* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio Institucional UNAM. <https://repositorio.unam.mx/>
32. Barton, N., & Choubey, V. (1977). The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics*, ELSEVIER, 10(1-2), 1-54.
33. Iakovlev, D. (2015). *Comparison of Barton–Bandis and Mohr–Coulomb models for use in discontinuity shear stability analysis* [Tesis de maestría, Aalto University]. Repositorio Institucional Aalto University. <https://aaltodoc.aalto.fi>
34. Singh, B., & Goel R.K. (1999). *Rock Mass Classification: A practical approach in civil engineering* (1.^a Ed.). ELSEVIER.
35. Wyllie D.C., & Mah C.W. (2004). *Rock Slope Engineering: Civil and Mining* (4.^a Ed.). Spon Press.
36. Brady, B.H.G., & Brown E.T. (2005). *Rock Mechanics for Underground Mining* (3.^a Ed.). Springer.

37. Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). *The Hoek–Brown failure criterion and GSI–2018 edition*. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445–463. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
38. Dávila Serrano, M., & Arvizu Lara, G. (2014). *Geología Ambiental*. Fundación Prociencias de la Tierra FECIT, A.C.
39. Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico* (1.^a Ed.). Universidad Industrial de Santander UIS. www.erosion.com.co
40. Hoek, E., Kaiser, P.K., & Bawden W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A.A. Balkema.