



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**INESTABILIDAD EN
LADERAS Y TALUDES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

ALFREDO COLIENTE TLAXCALTECA



TUTOR:

DR. ALBERTO JAIME PAREDES

2010



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Salvador Marín Córdova
Secretario: M.I. Jorge Efraín Castilla Camacho
Vocal: Dr. Alberto Jaime Paredes
1er. Suplente: M.I. Jaime Antonio Martínez Mier
2do. Suplente: M.I. Roberto Magaña del Toro

Lugar donde se realizó la tesis:

Ciudad Universitaria, UNAM, México D.F.

**TUTOR DE TESIS:
Dr. Alberto Jaime Paredes**

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por ser soporte y guía de vida.

Al Dr. Alberto Jaime Paredes por su valioso tiempo dedicado en la estructura y elaboración de este trabajo; por su apoyo, enseñanza y conocimiento compartido, aporte invaluable para la realización de esta tesis.

Al M.I. Jaime Antonio Martínez Mier por su apreciable tiempo dedicado a la revisión de este trabajo; por los comentarios, observaciones y correcciones que enriquecieron al mismo.

Al M.I. Jorge Efraín Castilla Camacho por su conocimiento compartido en clase; por su importante tiempo ofrecido a la revisión de esta tesis; por los comentarios y correcciones realizadas a la misma.

Al Dr. Salvador Marín Córdova por su conocimiento compartido en clase; por los comentarios y correcciones que mejoraron la elaboración de este trabajo.

Al M.I. Roberto Magaña del Toro por su conocimiento compartido en clase y comentarios realizados en este trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por los conocimientos compartidos de sus catedráticos que integran el personal docente de esta universidad; por el apoyo ofrecido del personal que labora en áreas administrativas, en la biblioteca y en el laboratorio de mecánica de suelos, durante mis estudios de posgrado.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

- 1.1. Antecedentes.....
- 1.2. Objetivos.....
- 1.3. Alcances.....

CAPÍTULO 2

NOMENCLATURA Y CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS

- 2.1 Nomenclatura.....
- 2.2 Factores que contribuyen a la inestabilidad en una ladera o talud.....
- 2.3 Marco geológico de la Republica Mexicana.....
- 2.4 Deterioro en laderas y taludes.....
- 2.5 Tipos de fallas en laderas y taludes.....
- 2.6 Caracterización de los movimientos de laderas y taludes.....

CAPÍTULO 3

INVESTIGACIÓN DE CAMPO

- 3.1 Reconocimiento del sitio.....
- 3.2 Identificación y clasificación de suelos.....
- 3.3 Identificación y clasificación de rocas.....
- 3.4 Métodos geofísicos.....
- 3.5 Tipos de perforación.....
- 3.6 Brocas de perforación.....
- 3.7 Muestreo alterado.....
- 3.8 Muestreo inalterado.....
- 3.9 Pruebas de penetración con cono.....
- 3.10 Otros métodos de pruebas de penetración.....
- 3.11 Tipos de pruebas in situ.....
- 3.12 Instrumentación geotécnica.....

CAPÍTULO 4

INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

- 4.1 Clasificación de suelos, SUCS.....
- 4.2 Ensayo de distribución granulométrica.....
- 4.3 Ensayes para determinación de los límites de consistencia.....
- 4.4 Relaciones volumétricas y gravimétricas.....
- 4.5 Propiedades mecánicas de los suelos.....

4.6 Propiedades índice de las rocas.....

4.7 Propiedades mecánicas de las rocas.....

CAPÍTULO 5

MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES

5.1 Concepto de factor de seguridad.....

5.2 Concepto de superficie de falla.....

5.3 Métodos empíricos.....

5.4 Empleo de tablas o ábacos para el análisis.....

5.5 Métodos de equilibrio límite.....

5.6 Análisis por elementos finitos.....

5.7 Análisis de estabilidad de taludes en roca.....

5.8 Análisis sísmico.....

5.9 Metodología para estabilizar deslizamientos.....

CAPÍTULO 6

EJEMPLO DE ANÁLISIS DE LADERAS Y TALUDES

6.1 Consideraciones para el planteamiento del problema.....

6.2 Consideraciones en la identificación de la superficie de falla.....

6.3 Consideraciones para seleccionar el método de análisis a emplear.....

6.4 Ejemplo 1. Talud infinito.....

6.5 Ejemplo 2. Talud finito.....

6.6 Ejemplo 3. Análisis de estabilidad del deslizamiento La Aurora.....

6.7 Ejemplo 4. Rotura planar en roca.....

6.8 Ejemplo 5. Rotura de cuña en roca.....

6.9 Ejemplo 6. Análisis de una falla en el km 12+300 de la
Ensenada.....

6.10 Ejemplo 7. Taludes de presa.....

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Las laderas naturales y los taludes artificiales pueden encontrarse en condiciones potencialmente inestables, de manera que los deslizamientos se inicien ante el efecto de factores internos que reducen la resistencia de los materiales y de factores externos que ocasionan un incremento en los esfuerzos o en acciones actuantes.

Existen dos tipos de fuerzas que actúan en cualquier tipo de deslizamiento: las motoras y las resistentes. Las fuerzas motoras se originan por el peso del material que conforma el cuerpo de una ladera o talud y por el peso de cualquier sobrecarga que se coloque en la parte alta de ellos, como construcciones y terraplenes. Las fuerzas resistentes son el resultado de la resistencia “in situ” de los materiales que conforman las laderas o los taludes.

La presencia de lluvias excesivas es un mecanismo detonador importante de inestabilidad en el contexto de los desastres naturales. La inestabilidad de laderas y taludes está determinada, tanto en su origen como en su desarrollo, por diferentes mecanismos, como caídos, derrumbes, flujos, deslizamientos, expansiones o desplazamientos laterales; haciendo que mecanismos iniciales del movimiento se transformen en otro u otros mecanismos más complejos, que requieran de un mayor número de estudios de campo, de laboratorio y de modelos matemáticos para evaluar su estabilidad.

En México existen regiones que son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos, debido a que reúnen cuatro de los elementos más importantes que pueden provocar su ocurrencia, como son: el relieve, la sismicidad, la meteorización y las lluvias intensas. En varias zonas del valle de México, en particular en Milpa Alta, Xalostoc y el cerro del Chiquihuite, existen laderas inestables que se presentan flujos de suelos y desprendimientos de rocas. Los desprendimientos de bloques ocurren comúnmente en taludes verticales o casi verticales en suelos débiles a moderadamente fuertes y en macizos rocosos fracturados, donde generalmente, antes de la falla, ocurre un desplazamiento que puede ser identificado por la presencia de grietas de tensión. La importancia de su estudio recae sobre el ingeniero especialistas en mecánica de suelos.

En la práctica profesional, los ingenieros geotecnistas efectúan análisis y cálculos matemáticos para verificar la seguridad y la estabilidad de laderas naturales, de taludes generados por excavación, por cortes y de terraplenes compactados. Este proceso se denomina *análisis de estabilidad de taludes*, e implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie de falla con la resistencia cortante del suelo. El análisis considera la evaluación de distintas variables como son: la estratigrafía, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, la filtración del agua a través de la masa de suelo o roca, la selección de una superficie de falla cinemáticamente posible, entre otras.

1.2. Objetivos

- A. *Objetivo general.* Hacer de éste trabajo una guía que sirva como base para el estudio y análisis de los distintos tipos de deslizamientos que se generan en suelos y en rocas. Considerando los estudios de campo y de laboratorio que son necesarios para determinar las propiedades mecánicas que intervienen en el análisis de estabilidad de una ladera o un talud.
- B. *Objetivos particulares*, se pretende:
 - a. Describir los factores que generan la inestabilidad en laderas y taludes.
 - b. Definir las técnicas de campo que se emplean para clasificar el suelo y las rocas.

- c. Señalar los métodos utilizados en campo y en laboratorio, para obtener los parámetros mecánicos de suelos y rocas, para su posterior análisis de estabilidad de laderas y taludes.
- d. Exponer la instrumentación que se emplea para determinar los movimientos de taludes o laderas potencialmente inestables.
- e. Presentar los métodos de análisis de equilibrio límite que se utilizan para determinar la estabilidad de una ladera o un talud.
- f. Mostrar por medio de ejemplos, el empleo de los métodos de análisis de estabilidad de laderas y taludes, mediante el uso de programas de cómputo comerciales.

1.3. Alcances

Se hace hincapié en los estudios de campo y de laboratorio necesarios para la definición del problema y la obtención de los parámetros mecánicos para la modelación matemática del análisis de estabilidad. El uso de ejemplos permite ilustrar algunos de los métodos de equilibrio límite que se emplean en un análisis de estabilidad. Así, como el empleo de programas de cómputo comerciales.

La nomenclatura empleada cuando se estudia un deslizamiento en una ladera o talud, se describe en el capítulo 2. Citándose los factores de inestabilidad que las afectan, el deterioro que se presenta y los tipos de fallas que ocurren a causa de dichos factores.

Las técnicas de campo empleadas para identificar y clasificar a los suelos y rocas. Así, como las diferentes pruebas que se realizan para determinar sus propiedades mecánicas, se definen en el capítulo 3. Se incluye la descripción de los equipos empleados para identificar los movimientos en laderas y taludes mediante instrumentación geotécnica.

Los ensayos de laboratorio que se realizan para determinar las propiedades mecánicas de los suelos y rocas para su posterior empleo en los análisis de estabilidad de laderas y taludes se tratan en el capítulo 4.

Los métodos de análisis empleados para determinar la estabilidad de una ladera o talud se presentan en el capítulo 5, exponiéndose los métodos de equilibrio límite en suelos y en rocas.

Las consideraciones que deben tomarse en cuenta en el planteamiento del problema, la identificación de la falla, la selección del método de análisis y la estimación de la superficie de falla, se describen en el capítulo 6; planteándose ejemplos de problemas para determinar su estabilidad mediante el empleo de programas de cómputo comerciales.

Finalmente las conclusiones de este trabajo se presentan en el capítulo 7 y la bibliografía y referencias utilizadas en el capítulo 8.

NOMENCLATURA Y CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS

Una ladera o un talud es una masa de suelo, roca o combinación de ambos, con una superficie que posee pendientes o cambios de altura significativos (fig. 2.1). Se define como *ladera* aquella cuya pendiente y conformación tuvo como origen un proceso natural y *talud* aquel cuya pendiente y conformación se debe a una obra de ingeniería (cortes y terraplenes).

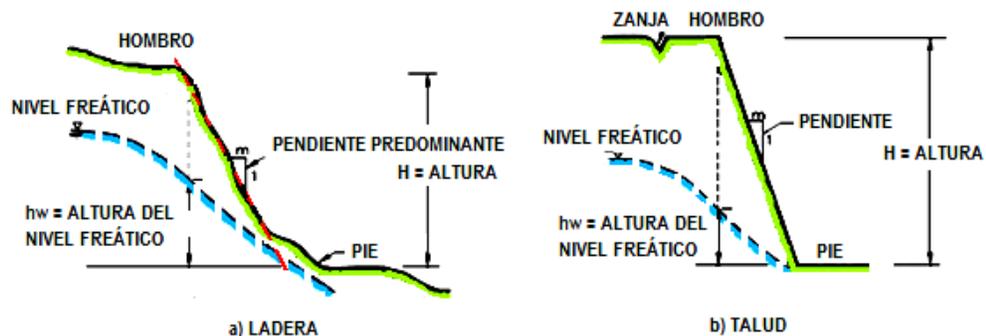


Figura 2.1 Esquema de una ladera y de un talud.

2.1 Nomenclatura.

En una ladera o un talud (fig. 2.1), se definen los siguientes elementos:

- *Altura*. Distancia vertical que existe entre el pie y el hombro. Generalmente está claramente definida en taludes, pero es complicada de establecer en las laderas, debido a la topografía del terreno en su pie y en el hombro.
- *Pie*. Sitio en el que se observa un cambio brusco de pendiente en la parte inferior.
- *Hombro o Corona*. Sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.
- *Pendiente*. Es la medida de la inclinación que presenta la ladera o el talud. Se mide en grados, en porcentaje o en relación $m:1$, siendo m la distancia horizontal

que corresponde a una unidad de distancia vertical. Ejemplo: Pendiente: 45°, 100%, ó 1H:1V.

- *Altura de nivel freático.* Distancia vertical medida desde el pie de la ladera o del talud, hasta el nivel de agua medido debajo del hombro.

La nomenclatura de taludes más utilizada en geotecnia, se basa en los sistemas de clasificación propuestos por Hutchinson en 1968 y por Varnes en 1958 y 1978., siendo de los sistemas más utilizados en el mundo. Cuando se presenta un deslizamiento en una ladera o en un talud, se generan movimientos de masas de roca, residuos o suelos, hacia abajo y hacia afuera de los materiales que lo conforman (fig. 2.2).

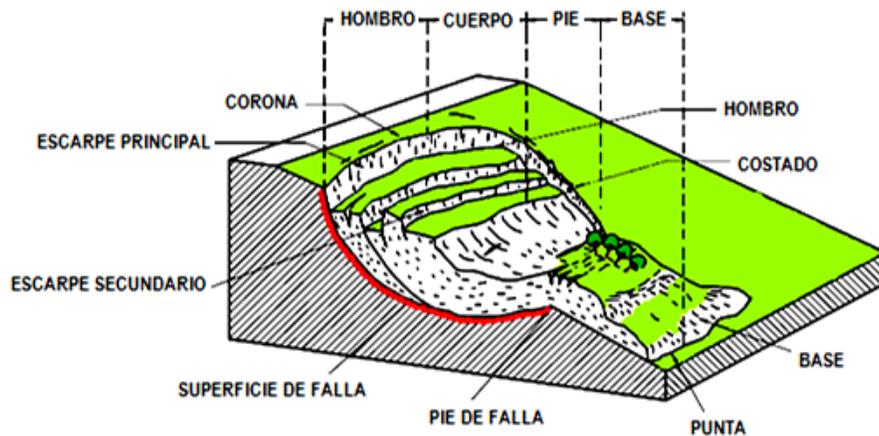


Figura 2.2. Nomenclatura en un deslizamiento.

Las partes que integran un deslizamiento de acuerdo a la Asociación Internacional de Ingeniería Geológica (IAEG, 1990), son:

- *Escarpe principal.* Es la superficie que se encuentra muy inclinada a lo largo de la periferia del área del deslizamiento. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.
- *Escarpe secundario.* Es la superficie inclinada que es producida por los desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se movió.
- *Hombro.* Es la parte superior del material que se movió a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.
- *Corona o Cima.* Es el punto más alto del material en el sitio que prácticamente se encuentra inalterado.

- *Superficie de falla.* Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado.
- *Costado o flanco.* Es el lado del movimiento (visto de perfil lateral).
- *Base.* Es el área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla
- *Pie de la superficie de falla.* Es la línea de intercepción (generalmente tapada), entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- *Punta o uña.* Es el punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.
- *Superficie original del terreno.* Es la superficie que existía antes de presentarse el deslizamiento.
- *Derecha e izquierda.* Se refiere al lado del deslizamiento observado desde la corona, mirando hacia el pie. Generalmente se prefiere usar la orientación geográfica para la descripción del deslizamiento.

La extensión de un deslizamiento se mide por las dimensiones de la masa de suelo desplazada, estas son establecidas por la IAEG (fig. 2.3), y son:

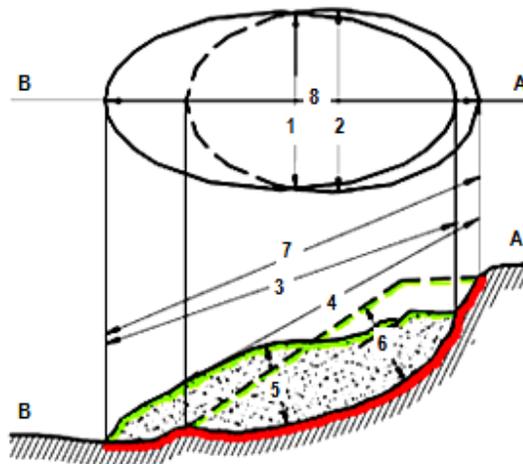


Figura 2.3. Dimensiones de un deslizamiento.

1. *Ancho de la masa desplazada (W_d).* Es el ancho máximo de la masa desplazada perpendicular a la longitud de la masa desplazada.
2. *Ancho de la superficie de falla (W_r).* Es el ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicular a la longitud de la superficie de falla.

3. *Longitud de la masa deslizada* (L_d). Es la distancia mínima entre la punta y el hombro.
4. *Longitud de la superficie de falla* (L_r). Es la distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y el hombro.
5. *Profundidad de la superficie de falla* (D_r). Es la máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por el ancho de la superficie de falla y la longitud de la superficie de falla.
6. *Profundidad de la masa desplazada* (D_d). Es la máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por el ancho de la masa desplazada y la longitud de la masa deslizada.
7. *Profundidad de la superficie de falla* (D_r). Es la máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por el ancho de la superficie de falla y la longitud de la superficie de falla.
8. *Longitud total* (L). Es la distancia máxima desde la punta al hombro del deslizamiento.
9. *Longitud de la línea central* (L_c). Es la distancia de la punta al hombro del deslizamiento, a lo largo de puntos equidistantes sobre la superficie original de los bordes laterales o flancos.

El volumen generado en un deslizamiento después de la falla (Vol_{des}), se puede estimar en metros cúbicos. Por ejemplo, en un deslizamiento del tipo rotacional, puede calcularse aproximadamente con la expresión:

$$Vol_{des} = \left(\frac{1}{6}\pi D_r \cdot W_r \cdot L_r\right) F_{ex} \quad (2.1)$$

donde: F_{ex} es el factor de abundamiento del suelo al ser perturbado (comúnmente entre 1.25 a 1.30) o la roca (hasta de 1.7).

2.2 Factores que contribuyen a la inestabilidad de una ladera o talud.

Son aquellos que modifican las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno. La combinación de ellos determinan la condición de falla a lo largo de una o varias

superficies de falla. Asimismo, hacen que sea posible cinemáticamente el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo o roca.

- A. *Factores condicionantes o pasivos.* Son intrínsecos a los materiales naturales. Dependen de la propia naturaleza, estructura y forma del terreno (estratigrafía, litología y estructuras geológicas). Comprenden a los factores geométricos (altura e inclinación), geológicos (presencia de planos, zonas de debilidad y anisotropía), hidrogeológicos (presencia de agua en la masa de suelo o roca) y geotécnicos (relacionan el comportamiento mecánico del suelo y la roca, como es la resistencia y la deformabilidad).
- B. *Factores desencadenantes o activos.* Son factores externos que provocan o desencadenan la inestabilidad. Son responsables de la generación de la falla, de la magnitud del deslizamiento o desprendimiento y de su velocidad. Actúan sobre los suelos o macizos rocosos modificando sus características, propiedades y condiciones de equilibrio del talud o ladera. Los factores activos más importantes son: los climáticos (precipitaciones), los cambios en las condiciones hidrogeológicas del talud, la modificación de la geometría, la erosión, los sismos, las sobrecargas estáticas, las cargas dinámicas y las acciones antrópicas (aquellas donde interviene el hombre, modificando las condiciones naturales del suelo o la roca).

El relieve juega un papel importante y es necesario para que se produzcan los movimientos gravitacionales. Las regiones montañosas son zonas más propensas a movimientos de laderas, debido a su orografía pero en ocasiones, dependiendo de diversos factores, es suficiente una pendiente reducida, de algunos grados, para que ocurran determinados tipos de deslizamientos, como los flujos de tierra.

Las estructuras geológicas determina la potencialidad de movimientos en los diferentes tipos de materiales, donde la existencia de diversos planos de discontinuidad actúa como superficie de falla. Aspectos como la composición, la resistencia, la deformabilidad, la permeabilidad, el grado de alteración y de fracturación, determinan la posibilidad en el terreno de sufrir fallas y desplazamientos bajo la acción de determinados factores desencadenantes.

El comportamiento hidrogeológico en los materiales, está asociado a sus características estructurales. El grado de alteración y meteorización están íntimamente relacionados con las condiciones climáticas de una zona. En regiones lluviosas es frecuente la presencia de espesores importantes de materiales alterados y meteorizados, generando niveles freáticos elevados que influyen en las condiciones de inestabilidad. Las precipitaciones intensas durante horas o días pueden desencadenar movimientos superficiales como deslizamientos y flujos de tierra, generar desprendimientos de bloques de roca y reactivan antiguos deslizamientos.

El agua juega un doble papel negativo en la resistencia de los materiales, por un lado, reduce la resistencia al corte por la generación de presiones intersticiales y por la reducción de los parámetros resistentes en determinados tipos de suelos; y por otro, aumenta los esfuerzos de corte por el incremento del peso del terreno y por la generación de fuerzas desestabilizadoras en grietas y discontinuidades, generando un aumento de presión de poro que puede desencadenar o acelerar los deslizamientos. Un ejemplo, es el descenso brusco del nivel de agua, al generarse condiciones de desequilibrio por permanecer los materiales de un talud con elevadas presiones de poro que no se disipan con la misma velocidad del descenso del nivel de agua (vaciado rápido).

La falta de vegetación en las laderas, la presencia de materiales sueltos y la existencia previa de inestabilidades, juegan un papel fundamental, generando mayor capacidad de infiltración y movilización de los materiales. En estos procesos, la erosión externa crea socavación al pie de laderas, taludes y en escarpes, dando lugar a una pérdida de resistencia en esa zona, modificándose el estado de esfuerzos que unido a la falta de apoyo del material inferior provoca inestabilidad y la generación de deslizamientos o desprendimientos. De igual manera la erosión interna tiene efectos similares sobre la estabilidad del talud o ladera, generándose procesos de formación y hundimientos de cavidades en regiones kársticas (la kársticidad es un proceso que se origina por disolución indirecta del carbonato de calcio de las rocas calizas, debido a la acción del agua ligeramente ácida).

Los sismos inducen movimientos de todo tipo en las laderas y taludes (dependiendo de las características de los materiales presentes, de su intensidad, magnitud y distancia del epicentro) generando desde “graneo” y desprendimientos de bloques, hasta el deslizamiento de grandes masas de suelo o roca, como flujos de tierra y avalanchas de roca. Pueden activar antiguos deslizamientos que se encontraban en condiciones cercanas al equilibrio límite. En materiales finos y sueltos (areno-limosos), se puede presentar problemas de licuación, donde al encontrarse en estado saturado, experimentan esfuerzos cortantes anómalos y rápidos por causa del sismo, aumentando las presiones intersticiales (por falta de drenaje) hasta valores de la presión total existente, anulándose prácticamente la presión efectiva haciendo que los granos dejan de estar en contacto, desapareciendo la resistencia al corte y comportándose el material como un líquido, dando lugar a movimientos verticales y horizontales de su masa que se traducen en deslizamientos en el caso de laderas y taludes.

Las acciones antrópicas ocupan un lugar importante dentro de los factores que modifican las condiciones y las fuerzas que actúan sobre las laderas y taludes. Las obras de ingeniería como: presas, edificaciones, terraplenes, rellenos, voladuras cercanas al talud, entre otras, modifican los estados de esfuerzo-deformación del terreno y sus propiedades geotécnicas, generando inestabilidad. Las excavaciones varían los perfiles de equilibrio del talud, siendo más desfavorables las realizadas al pie del talud por soportar esta zona los mayores esfuerzos, desencadenando el movimiento para la falla del mismo. En áreas urbanas, las filtraciones de agua por fugas de depósitos, redes de abastecimiento y saneamiento, pueden inducir inestabilidad en los taludes.

Las erupciones volcánicas generan deslizamientos de gran magnitud y velocidad en las laderas de los conos volcánicos. Dependiendo de las características geotécnicas de la zona, de la pendiente y del contenido de agua en la masa que lo conforman, éstos deslizamientos pueden llegar a fluir (flujos de lodo).

2.3 Marco geológico de la República Mexicana.

Cada zona geológica de la Republica Mexicana presenta condiciones litológicas, geológico estructurales, topográficas, de clima y sismicidad distintas, para desarrollar problemas de riesgo geológico (Herrera, 2002).

Sierra Madre Oriental (Tamaulipas, Veracruz, Puebla, Hidalgo). La presencia de rocas sedimentarias estratificadas, con capas débiles, la hacen una zona muy susceptible de presentar problemas geológicos serios, incrementada por la profundidad de alteración de las rocas que generan gruesas capas de suelos residuales. Además, a estos aspectos geológicos se suma la alta precipitación pluvial durante la mayor parte del año, asociada a una topografía en general accidentada. Durante las intensas lluvias de 1999 en esta zona se presentaron varios cientos de deslizamiento, desarrollados en todo tipo de suelos y rocas, en volúmenes que iban desde unos cientos de m³ hasta varios millones.

Sierra Madre del Sur (Guerrero, Oaxaca, Chiapas). Es una de las zonas más problemáticas geológicamente hablando, debido a que reúne todas las características que pueden desarrollar problemas en las obras de ingeniería. Presenta una topografía accidentada, alta sismicidad, precipitación muy variable pero restringida a la época de lluvias, litología y estructuras geológicas complejas. En esta región se tiene potencialmente todo tipo de problemas, atendiendo a cada tipo de suelo o roca que se presenta a lo largo de la sierra.

Sierra Madre Occidental. La orografía de una buena parte de la sierra es accidentada. La presencia de rocas extrusivas, predominante en esta región, en algunos casos, han propiciado grandes deslizamientos naturales. La influencia de las obras de infraestructura puede, desarrollar problemas de inestabilidad en laderas; sin embargo, como en el caso de la autopista Durango-Mazatlán, se considera que la mayor afectación hacia esta estructura no será la proveniente de las modificaciones que la construcción propicie al terreno, sino de las condiciones naturales mismas de la región, debido a que con frecuencia se tendrá la caída y/o deslizamiento de grandes masas de roca, que en la mayoría de los estudios geológicos no se consideran ya que “está fuera del derecho de vía”. Esta característica se presentará a pesar de que la región es en

general asísmica y la precipitación pluvial restringida a la época de lluvias, pero es precisamente en esta época cuando se presentan los principales problemas de caída de bloques.

Eje Neovolcánico. El principal problema geológico en esta región, es debido a su heterogeneidad y anisotropía, clasificándolo a los materiales como “inestables”. Los problemas que se desarrollan en esta región son principalmente del tipo de “largo plazo”.

Altiplano Mexicano, Península de Baja California y Península de Yucatán. En términos generales se presentan problemáticas geológicas menos frecuentes, aunque hay excepciones, ya que, algunas zonas son bien conocidas por su complejidad y magnitud, como la zona de Salsipuedes entre Tijuana y Ensenada, la presencia de kársticidad en la región de Yucatán y de suelos expansivos en la zona del Altiplano.

2.4 Deterioro en laderas y taludes.

Cuando se realizan cortes en una ladera para la construcción de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiando la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado. Este proceso comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento, que incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la fricción entre los materiales. La iniciación y propagación de las fracturas es significativa en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o al colapso del talud.

Los modos comunes de deterioro (Suarez, 1998), son:

1. *Caída de granos o graneos.* Se presenta por el desprendimiento de granos individuales de la masa de roca con desintegración física. Dependen de la resistencia de las uniones intergranulares y las microgrietas relacionadas con los granos. Causa un debilitamiento general del material, conduciendo a la pérdida de soporte y al subsecuente colapso en pequeña escala. (fig. 2.4).

2. *Caídos de roca*. Consiste en el desprendimiento de numerosos bloques de roca en un solo evento, por debilitamiento de la masa de roca, por fragmentación y ausencia de soporte lateral (fig. 2.4).
3. *Desconchamiento*. Son caídos de fracciones del material que conforman el talud o ladera, generalmente en forma de láminas con dimensiones significativamente menores a las otras dos dimensiones. Representan la depositación de sedimentos al pie del talud y reflejan la litología o la penetración de la meteorización de la zona (fig. 2.4).



Figura 2.4 Proceso de caída de granos, de rocas y desconchamiento.

4. *Inclinación y caída de losas de roca*. Se presentan en forma de prismas o pequeñas placas, con dimensión mínima de 50 mm, debido generalmente a fracturas de tensión paralelas a la superficie del talud seguidas por la pérdida de soporte; puede existir deslizamiento, rotación y pandeo (fig. 2.5).
5. *Caídos de bloques*. Son bloques individuales de roca de cualquier dimensión, que caen por acción de la gravedad, debido a la falta de soporte entre sus discontinuidades, ya sea rodando o saltando (por rebote), haciendo que los bloques grandes dañen la estructura de la cara del propio talud (fig. 2.5).
6. *Desmoronamiento general del talud*. Ocurre por la caída de bloques de diversas dimensiones en forma semicontinua, acumulándose al pie de la ladera o talud. Conocidos comúnmente como depósitos de piemonte o piedemonte (fig. 2.5).

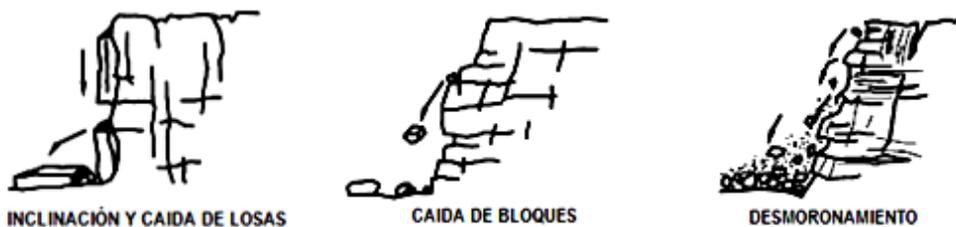


Figura 2.5 Proceso de inclinación y caída de losas, de bloques y desmoronamiento.

7. *Erosión en cárcavas.* Se presenta en suelos residuales poco cementados y en suelos aluviales compuestos por limos y arenas finas. Cuando la cobertura vegetal ha sido removida, el agua fluye sobre la superficie de un talud, levantando y arrastrando partículas de suelo, formándose surcos (rills), los cuales a su vez se profundizan formando “cárcavas” que inicialmente tienen una sección en forma de “V” pero al encontrar un material más resistente o al interceptar el nivel freático se extienden lateralmente tomando una forma en “U” (fig. 2.6).

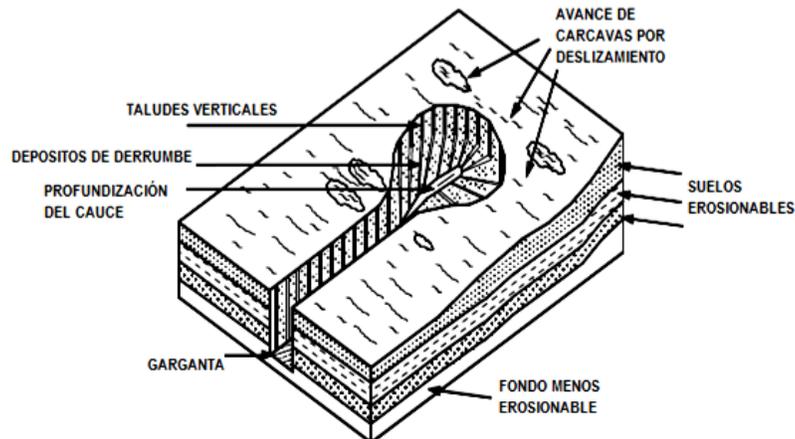


Figura 2.6 Esquema general de cárcava por erosión.

8. *Expansión y contracción.* Ocurren en suelos arcillosos, produciéndose cambios volumétricos por modificación de su humedad. Las expansiones y contracciones generan agrietamientos y cambios en la estructura del suelo, generalmente con pérdida de la resistencia al cortante.
9. *Deformaciones por concentración de esfuerzos y fatiga.* Los materiales al estar sometidos a esfuerzos de compresión o cortante sufren deformaciones, las cuales aumentan con el tiempo en una especie de fatiga de los materiales.
10. *Colapso.* Se produce en bloques independientes de gran tamaño (más de 500 mm), los cuales colapsan debido a la falta de soporte vertical. Representan una escala grande de amenaza de acuerdo a su tamaño, con bloques de grandes dimensiones. (fig. 2.7).
11. *Disolución.* Se presenta en materiales que por acción del agua, aceleran las condiciones locales, produciéndose cavidades internas, como cárcavas en suelos y calizas kársticas en rocas, que pueden colapsarse por falta de soporte (fig. 2.7).



Figura 2.7 Esquema de procesos de colapso y disolución.

12. *Agrietamiento por tensión.* Ocurre en suelos y en rocas, por la baja resistencia que tienen a la tensión, generándose grietas principalmente en la corona, las cuales facilitan la infiltración de agua y debilitan la estructura de la masa de suelo o roca permitiendo la formación de superficies de falla (fig. 2.8).

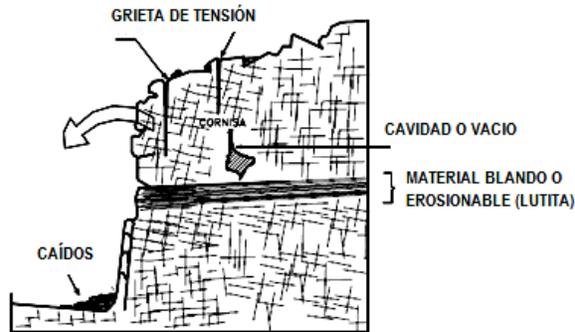


Figura 2.8 Esquema del agrietamiento por tensión.

2.5 Tipos de fallas en laderas y taludes.

Los tipos de fallas que se generan dependen principalmente de los tipos de materiales involucrados, del mecanismo de falla que se desarrolla, del contenido de agua presente, de la velocidad del movimiento y de la magnitud del deslizamiento.

Fallas en suelos. Los principales tipos de fallas que se generan, son:

1. *Falla por deslizamiento superficial (Creep).* Se genera por la acción de las fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen, debido al aumento de las cargas actuantes en la corona del talud y la disminución de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Este fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud debido a la ausencia de esfuerzo normal confinante (fig. 2.9).

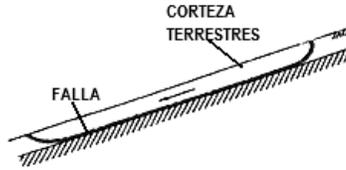


Figura 2.9 Falla por deslizamiento superficial.

Se manifiesta con una serie de efectos notorios como inclinación de árboles y postes, ruptura de muros colindantes, acumulación de suelos en las depresiones y falta de los mismos en las zonas altas. Terzaghi, 1948, distingue dos tipos de deslizamientos superficiales: el *estacional*, que afecta sólo la capa superficial y que soporta los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones; y el *masivo*, que afecta a las capas más profundas, no afectadas por el clima y que es atribuido al efecto gravitacional.

2. *Falla por superficies de fallas preexistentes*. Este mecanismo de falla envuelve una cantidad importante de material, por lo que se trata de un deslizamiento más profundo. Es un tipo de movimiento lento por lo que puede llegar a ser inadvertido. Está asociado a ciertas estratigrafías favorables al movimiento (como laderas formadas por depósito de material sobre otras estratificaciones firmes), y al mismo tiempo a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera, generando superficies de falla prácticamente planas.
3. *Falla por deslizamiento del cuerpo del talud*. Se caracteriza porque el deslizamiento es generalmente súbito, afectando una masa considerable de suelo. Se genera cuando en el interior de la masa existe un estado de esfuerzos que vence en forma rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Dentro de este tipo de falla, se consideran dos tipos de deslizamientos:
 - A. *Rotacional*. Define una superficie de falla curva (generalmente asumida como circular) a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Si la superficie de falla pasa el pie del talud se origina la llamada *falla de base*; cuando pasa justo por el pie del talud será *falla al pie del talud* y cuando la falla ocurre en el cuerpo del talud se produce una *falla local* (fig. 2.10).

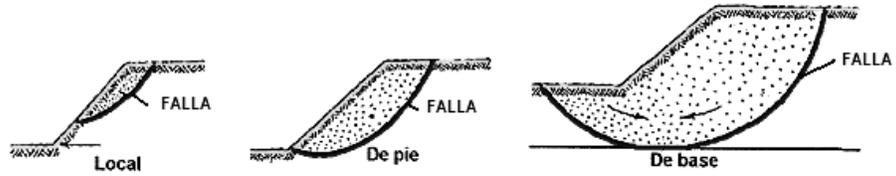


Figura 2.10 Falla por rotación.

- B. *Traslacional*. Ocurre a lo largo de planos débiles que suelen ser horizontales o poco inclinados respecto a la horizontal. Se desarrolla en forma paralela a los estratos débiles, generalmente, arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos sueltos. Frecuentemente, la debilidad del estrato superior está ligada a elevadas presiones de poro por el agua contenida en las arcillas, a fenómenos de elevación de la presión del agua en los estratos de arena (acuíferos) y a las temporadas de lluvia por la recarga de agua en los suelos, absorbiendo más rápidamente de lo que se drena, generándose aumento de peso (fig. 2.11).

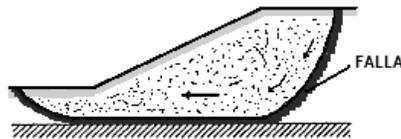


Figura 2.11 Falla por traslación.

Los desplazamientos rotacionales generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (fig. 2.12). En cambio, los movimientos traslacionales tienen usualmente una relación D_r/L_r menor de 0.1 (Simons et al, 2001). En muchos desplazamientos de traslación la masa se deforma o se rompe y puede convertirse en flujo, especialmente en las zonas de pendiente fuerte. La diferencia más importante entre los movimientos de rotación y traslación se relaciona con la aplicabilidad o no, de los diversos sistemas de estabilización; ya que algunos sistemas de estabilización no son efectivos en los deslizamientos de rotación o de traslación.

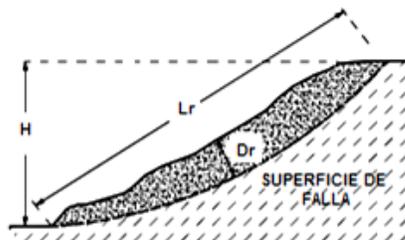


Figura 2.12 Relación D_r/L_r para deslizamientos de traslación y rotación (Simons et al, 2001).

4. *Fallas por flujos.* Son movimientos generalmente rápidos, donde los desplazamientos asemejan el flujo de un líquido viscoso, sin existir una superficie de falla definida. Este tipo de falla puede presentarse en cualquier formación no consolidada, en fragmentos de roca, en depósitos de material sueltos, en suelos granulares finos, en arcillas y limos (fig. 2.13).

**Figura 2.13** Flujos de diferentes velocidades.

Por su contenido de agua, este tipo de fallas se dividen en dos grupos:

- A. *Flujo de materiales relativamente secos (con poco contenido de agua):* En éste grupo, los flujos se asocian al fenómeno de presión de aire que queda atrapado entre los fragmentos de suelo, semeja al efecto de la presión de poro del agua. Puede darse el caso, que debido a movimientos sísmicos, se genera una destrucción de la estructura del material formándose una licuación, donde el aire juega el papel que generalmente desempeña el agua.
- B. *Flujos de materiales parcialmente saturados:* Llamados también flujos de tierra. Se desarrollan típicamente al pie de los deslizamientos del tipo rotacional, en el cuerpo del talud y pueden ocurrir con cierta independencia de cualquier otro deslizamiento anterior. Si el material se encuentra saturado se denomina “flujo de lodo”, donde la falla produce una perturbación completa de la estructura, deslizándose y arrastrando todo a su paso.
5. *Fallas por erosión.* Provocadas por la acción erosiva del viento y el agua sobre el talud. Se manifiestan en irregularidades, socavaciones y canalizaciones en el plano del talud. Las cárcavas constituyen el estado más avanzado de erosión y se caracterizan por su profundidad que facilita el avance lateral y frontal por medio de

desprendimientos de masas de material en los taludes con pendiente alta que conforman el perímetro de la cárcava.

6. *Falla por licuación.* Se presentan en arenas sueltas, poco compactas y saturada. Las cuales al ser perturbadas por movimientos sísmicos o explosiones, pasan rápidamente de una condición más o menos estable o una de suspensión, con la pérdida casi-total de la resistencia al esfuerzo cortante, debido al incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y al desarrollo de la presión de poro correspondiente por el desarrollo de presiones elevadas en el agua intersticial.

Fallas en macizos rocosos. Engloba a varios tipos de fenómenos que conjuntamente intervienen en la generación de la falla. Están condicionados por el grado de fracturación del macizo rocoso y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto al talud. La estabilidad está definida por los parámetros de resistencia de las discontinuidades y de la matriz rocosa.

Los distintos mecanismos de rotura presentes en macizos rocosos, son:

- A. *Rotura por esfuerzo cortante.* Se produce cuando una determinada superficie de roca, está sometida a esfuerzos de cortante suficientemente altos como para que una cara de la superficie deslice con respecto a la otra (Fig. 2.14).
- B. *Rotura por flexión.* Se presenta cuando una sección de la roca está sometida a momentos flexionantes, en la que la sección está sometida a esfuerzos normales variables, rompiéndose por la zona en la que se acumulan estos (Fig. 2.14).
- C. *Rotura por tensión.* Ocurre cuando la disposición y estructura del macizo rocoso hace que una cierta sección de la roca esté sometida a tensión (Fig. 2.14).



Figura 2.14 Tipos de roturas en macizos rocosos.

- D. *Rotura por compresión*. Se presenta cuando la roca sufre esfuerzos a compresión. Microscópicamente se generan grietas de tensión y planos de corte que progresan en el interior de la roca.
- E. *Rotura por colapso*. Se produce bajo condiciones de compresión isotrópica, es decir cuando el material recibe compresiones en todas las direcciones del espacio. La estructura de la roca se rompe, transformándose en un material pulverulento, tipo suelo. Es un caso particular de la rotura por compresión.

Fenómenos como desprendimientos de caídos de bloques o masas rocosas, tectonismo, superficies de estratificación y grietas de tensión, provocados por la erosión, la pérdida de apoyo de bloques, la acción de cuña del agua en grietas y movimientos sísmicos; generan los cuatro tipos de fallas comunes en macizos rocosos (Hoek and Bray, 1981):

1. *Falla planar*. Producida a favor de una superficie preexistente. La condición básica es la presencia de discontinuidades buzando a favor del talud y con su misma dirección, cumpliéndose la condición de que la discontinuidad debe estar separada del talud y su buzamiento debe ser mayor que su ángulo de fricción interno (fig. 2.15).
2. *Falla por volteamiento*. Se produce en taludes donde los estratos presentan buzamiento contrario a la inclinación del talud y con dirección paralela o semiparalela al mismo. Los estratos aparecen fracturados en bloques a favor de sistemas de discontinuidades ortogonales entre sí (fig. 2.15).
3. *Falla en cuña*. Formada por dos planos de discontinuidades a favor de su línea de intersección. La orientación, el espaciamiento y la continuidad, determinan la forma y el volumen de la cuña desplazada (fig. 2.15).
4. *Falla por pandeo*. Se presenta a favor de planos de estratificación paralelos al talud, con buzamiento mayor que el ángulo de fricción interna. La falla puede

ocurrir con o sin flexión del estrato. La condición es que los estratos sean suficientemente esbeltos, en relación con la altura del talud (fig. 2.15).

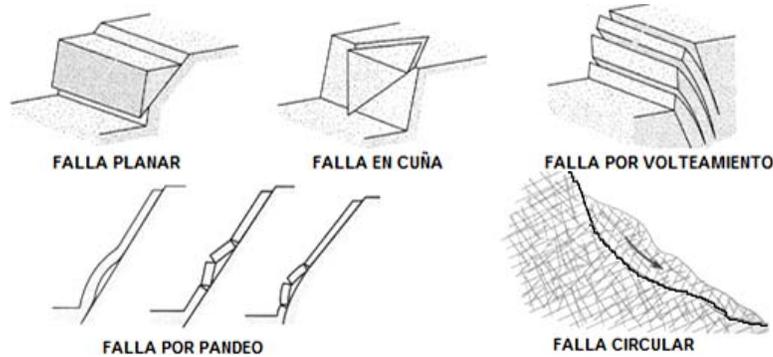


Figura 2.15 Tipos de fallas en macizos rocosos.

También pueden presentarse *fallas de tipo circular*, que ocurren en macizos rocosos blandos, muy alterados o intensamente fracturados, los cuales presentan un comportamiento isótropo, donde los planos de las discontinuidades no controlan el comportamiento mecánico, comportándose el macizo rocoso y su mecanismo de falla como si fuera un material granular (fig. 2.15); y *fallas de avalanchas rocosas*, las cuales son el resultado del deslizamiento de material rocoso de gran magnitud debido a la topografía, a pendiente y a la falta de estructura y cohesión de los materiales; se presenta generalmente en fallas circulares, descendiendo el material a gran velocidad ladera abajo en zonas abruptas, pudiendo superar los 100 km/hora.

2.6 Caracterización de los movimientos de una ladera o talud.

Con frecuencia, la generación de desplazamientos de una ladera o talud incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de fallas en suelos o roca descritas anteriormente. Este tipo de movimiento combinado se les denomina “complejos”, en el cual un tipo de proceso activo puede convertirse en otro a medida que progresa el fenómeno de degradación y desintegración. Es así como una inclinación puede terminar en un caído, o un deslizamiento en un flujo. Adicionalmente al tipo de movimiento, es importante definir las características que posee en cuanto a secuencia, estado de actividad, estilo, velocidad, humedad y tipo de material (tabla 2.1).

Tabla 2.1 Glosario de nombres para la caracterización de movimientos en masa (Suarez, 1998).

Tipo	Secuencia	Estado	Estilo	Velocidad	Humedad	Material
Caído	Progresivo	Activo	Complejo	Extremadamente	Seco	Roca

Inclinación	Retrogresivo	Reactivado	Compuesto	rápido	Húmedo	Suelo
Deslizamiento	Ampliado	Suspendido	Múltiple	Muy rápido	Mojado	Residuo
Esparcimiento	Alargado	Inactivo	Sucesivo	Rápido	Muy	
Flujo	Confinado	Dormido	Sencillo	Moderado	mojado	
	Disminuido	Abandonado		Lento		
		Estabilizado		Muy lento		
		Relicto		Extremadamente lento		

La tabla 2.1, ha sido adoptada para la descripción de los materiales en la caracterización de los movimientos en laderas y taludes (Suarez, 1998), donde:

1. *Secuencia*. Se refiere a movimientos que inician en un área local y progresan o se repiten en una determinada dirección. Pueden ser del tipo:
 - a. *Progresivo*. La superficie de falla se extiende en la misma dirección del movimiento.
 - b. *Retrogresivo*. La superficie de falla se extiende en dirección opuesta al movimiento.
 - c. *Ampliado*. La superficie de falla se extiende hacia una u otra de las márgenes laterales.
 - d. *Alargado*. La superficie de falla se alarga, en una o más direcciones agregando continuamente volumen de material desplazado.
 - e. *Confinado*. Se refiere a movimientos que tienen un escarpe visible pero no tienen superficie de falla visible en el pie de la masa desplazada.
 - f. *Disminuido*. El volumen de material que es desplazado, disminuye con el tiempo.

2. *Estado de actividad*. Se pueden caracterizar como:
 - a. *Activo*. Deslizamiento que se está moviendo en el momento actual.
 - b. *Reactivado*. Movimiento que está nuevamente activo después de haber estado inactivo.
 - c. *Suspendido*. Deslizamiento que ha estado activo durante los últimos ciclos estacionales pero que no está moviéndose en la actualidad.
 - d. *Inactivo*. Deslizamiento que lleva varios ciclos estacionales sin actividad.
 - e. *Dormido*. Deslizamiento inactivo pero que las causas del movimiento aparentemente permanecen.

- f. *Abandonado*. Es el caso de un río que cambió de curso y que estaba produciendo un deslizamiento.
 - g. *Estabilizado*. Movimiento suspendido por obras de remediación artificiales.
 - h. *Relicto*. Deslizamiento que ocurrieron posiblemente hace varios miles de años.
3. *Estilo*. Se refiere a la actividad del deslizamiento cuando aparecen conjuntamente diferentes tipos de movimiento. Puede ser:
- a. *Complejo*. Aquel que tiene al menos dos tipos de movimiento, por ejemplo, inclinación y deslizamiento.
 - b. *Compuesto*. Corresponde al caso en el cual ocurren simultáneamente varios tipos de movimiento en diferentes áreas de la masa desplazada.
 - c. *Múltiple*. Es un deslizamiento que muestra movimientos repetidos del mismo tipo, generalmente, ampliando la superficie de falla.
 - d. *Sucesivo*. Corresponde a movimientos repetidos pero que no comparten la misma superficie de falla.
 - e. *Sencillo*. Corresponde a un solo tipo de movimiento.
4. *Velocidad del movimiento*. Tiene gran influencia sobre el poder destructivo de un deslizamiento. Los deslizamientos extremadamente rápidos están ligados a catástrofes de gran violencia; en cambio los movimientos extremadamente lentos son lo opuesto debido a que son imperceptibles sin instrumentación. En la tabla 2.2 se indica la escala de velocidades de movimientos propuestas por el Transportation Research Board de los Estados Unidos (1996), la cual se puede considerar como escala única de velocidades de movimiento.

Tabla 2.2 Escala de velocidades de deslizamientos en laderas.

Clase	Descripción	Valores típicos
7	Extremadamente rápido	5m/seg
6	Muy rápido	3m/min
5	Rápido	1.8m/hora
4	Moderado	13m/mes
3	Lento	1.6m/año
2	Muy lento	16mm/año
1	Extremadamente lento	----

5. *Humedad*. Suarez, 1998, propone cuatro términos para definir las condiciones de humedad, siendo estos:

- a) *Seco*. No contiene humedad “visible”.
- b) *Húmedo*. Contiene algo de agua pero no posee agua (corriente) libre y puede comportarse como un sólido plástico pero no como un líquido.
- c) *Mojado*. Contiene suficiente agua para comportarse en parte como un líquido y posee cantidades visibles de agua que pueden salir del material.
- d) *Muy mojado*. Contiene agua suficiente para fluir como líquido, aún en pendientes bajas.

Para llevar a cabo la investigación de los deslizamientos y los mecanismos de falla que se generan en las laderas y los taludes, se debe de realizar un estudio de los parámetros y propiedades de los materiales que lo conforman, con el objetivo de determinar su estabilidad mediante análisis matemáticos y numéricos, para su posterior diseño y construcción de obras de estabilización.

Dicho estudio, debe de incluir:

1. El análisis de la información existente.
2. El reconocimiento e identificación del sitio.
3. El estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.
4. La investigación de campo que incluya sondeos, toma de muestras y ensayos “in situ”.
5. La instalación de instrumentación para determinar los movimientos (horizontales y verticales) existentes.
6. La investigación de laboratorio.
7. El análisis de la información obtenida y modelación matemática.
8. El análisis de estabilidad y diseño de obras de estabilización.

La sociedad de deslizamientos del Japón en 1996 (Japan Landslide Society) propuso un diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamientos en laderas y en taludes, representado en la figura 2.16. El cual, es útil en la identificación de cada etapa que comprende el proceso de análisis de la estabilidad en el estudio de laderas y taludes.

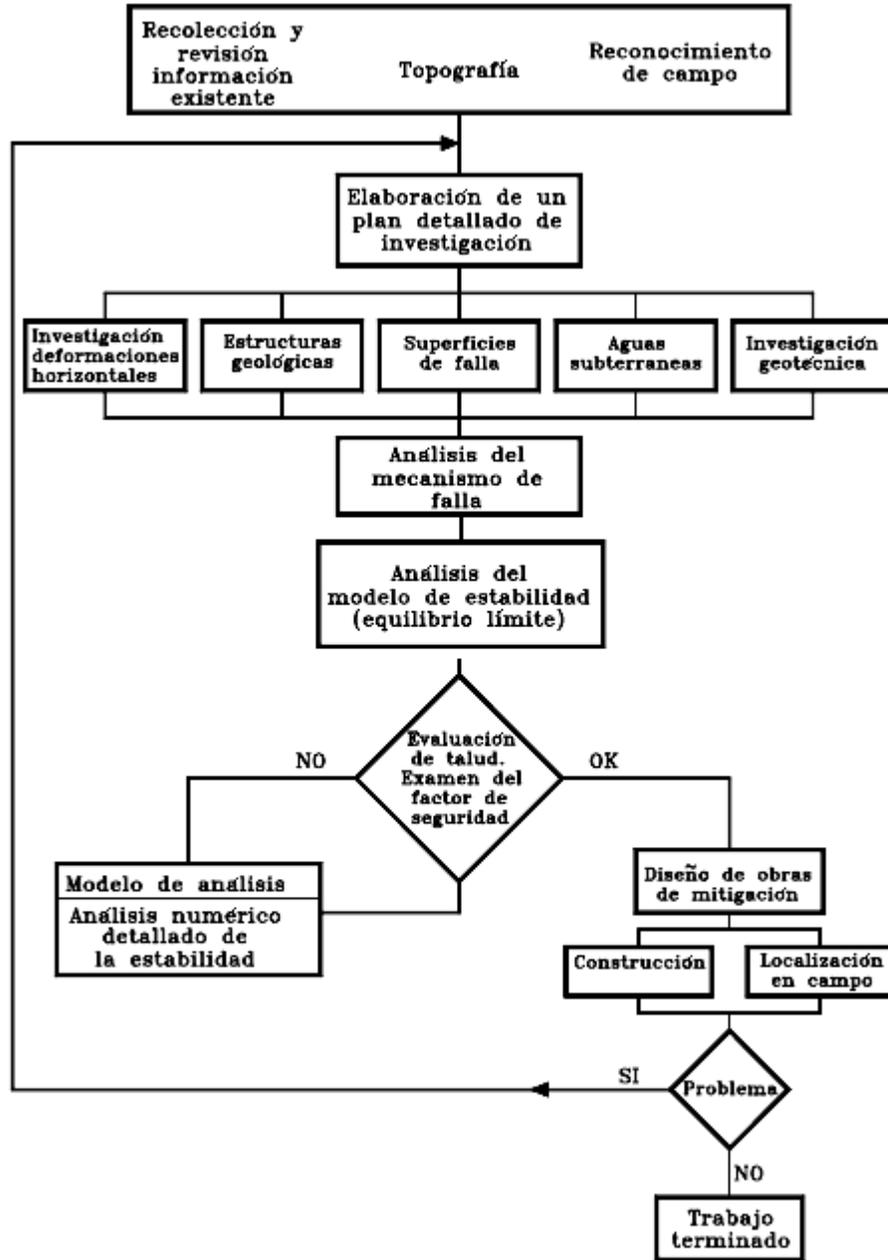


Figura 2.16 Diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamientos de laderas y taludes.

INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Esta investigación se realiza con base en un programa de exploración, tomando en cuenta: a) tipo, características y alcances de la investigación, b) localización, espaciamiento y profundidad de los sondeos, c) tipos de muestreo.

La investigación de campo tiene como objetivos:

- A. Determinar los datos geométricos y topográficos de la zona en estudio.
- B. Identificar y clasificar a los suelos y las rocas que conforman la ladera o talud, en muestras obtenidas en reconocimientos del sitio, pozos a cielo abierto, zanjas o trincheras y sondeos con equipo.
- C. Obtención de muestras alteradas e inalteradas y definir la estratigrafía del sitio de estudio.
- D. Determinar mediante métodos directos e indirectos, las propiedades índice y los parámetros mecánicos de los materiales, necesarios para la modelación y el análisis de estabilidad.
- E. Identificar los movimientos que presente la masa de suelo o roca, mediante medición topográfica, sondeos detallados e instalación de instrumentación.
- F. Estimar la superficie de falla, mediante la observación de movimientos presentes en la masa de suelo y sus alrededores.
- G. Estimar la velocidad del movimiento mediante medición de grietas y escarpes, instalación de estacas y bancos de nivel, mediciones topográficas convención, inclinómetros y extensómetros.

Previo al reconocimiento geotécnico del lugar, es importante recopilar y analizar toda la información disponible de la zona en estudio, considerando los diversos tipos de mapas topográficos, geológicos, edafológicos, hidrogeológicos; así como fotografías aéreas e imágenes de satélite. Es importante considerar datos meteorológicos, sísmicos, registros pluviométricos y de temperaturas, así como documentos e informes de proyectos de trazos de vías de comunicación y obras hidráulicas, construcciones y servicios existentes, que se tengan de la zona de estudio, incluyendo usos de suelo, planes de ordenamiento y registros mineros.

Se debe revisar la información existente publicada en libros, revistas, tesis, informes, artículos y sitios de Internet. Asimismo la de diferentes sociedades técnicas e institutos como la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG), el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), el Instituto de Ingeniería UNAM, el Instituto de Geología UNAM, el Instituto de Geografía UNAM, dependencias gubernamentales como Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), Petróleos Mexicanos (PEMEX), Comisión Federal de Electricidad (CFE), Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Puede ser útil la búsqueda de información en compañías constructoras que estén efectuando o hayan realizado proyectos cercanos al área de estudio. Asimismo, es de mucha ayuda el uso del Internet (Google Earth), entre otras páginas, que contengan información relacionada con el sitio a investigar.

3.1 Reconocimiento del sitio.

En los reconocimientos in situ, se obtiene información de parámetros geotécnicos básicos, como relieve, geomorfología, pendientes, litología, disposición estratigráfica del terreno, estructura de los materiales rocosos, orientación de los planos de discontinuidad, tipos de suelos presentes, aspectos hidrogeológicos, cursos de agua natural, etc. Se pueden detectar movimientos en la ladera o talud con base en la presencia de escarpes, grietas de tensión existentes, inclinación de árboles y postes, esquemas no-simétricos de depresiones en zonas de deslizamientos que han ocurrido o están ocurriendo. Es conveniente ver el área de estudio a una cierta distancia, por

ejemplo desde una montaña cercana, para obtener una visión global regional del área de estudio.

El reconocimiento in situ puede complementarse con un *reconocimiento aéreo*, permitiendo tener una perspectiva global para entender las relaciones entre los deslizamientos y los materiales que lo componen, observando el tipo de suelo o roca y su homogeneidad, la geomorfología existente, vegetación, pendientes del terreno, accidentes topográficos, corrientes de aguas superficiales (ríos, manantiales y lagunas), sistemas de drenaje y procesos de erosión que afectan a la zona. Algunos detalles como las fallas geológicas, son fácilmente detectables desde el aire. Este tipo de reconocimiento permite identificar los accesos a sitios, localización de carreteras, caminos, canales, ductos, así como los cambios de dirección en vías de ferrocarril, en líneas de transmisión eléctrica y canales o cuerpos de agua que pueden coincidir con deslizamientos activos que estén presentándose en el sitio.

3.2 Identificación y clasificación de suelos.

Durante la investigación de campo es importante identificar los tipos de suelos presentes en el área de estudio. En forma general, se define a los *suelos* como agregados naturales de granos minerales, resultado de la descomposición de la roca madre (por factores climáticos, procesos mecánicos y químicos, y acción de seres vivos), unidos por fuerzas de contactos normales y tangenciales a las superficies de las partículas adyacentes, separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación en agua.

Por su origen, los suelos se clasifican en dos grupos:

- A. *Suelos residuales*. Son aquellos generados del producto de la desintegración y alteración de los componentes minerales de la roca madre por efectos climáticos (humedad, congelación del agua entre las grietas y exposición solar), los cuales permanecen donde se generan y cubren la superficie rocosa que les dio origen.
- B. *Suelos transportados*. Son producto de la acción de agentes de transporte que actúan sobre la roca madre o el suelo original como viento, corrientes de agua, fuerzas de gravedad, depósitos en lagos, acción de glaciales, generando a su vez

depósitos: eólicos, aluviales, lacustres y marinos, de piemonte, volcánicos y glaciares.

Depósitos eólicos. Son materiales transportados por el viento a un lugar donde se acumulan, formando dunas, loess, playas eólicas y grandes depósitos de polvo volcánico (durante erupciones volcánicas). Estos depósitos son característicos de regiones áridas, donde el nivel de aguas freáticas se encuentra a gran profundidad.

Depósitos aluviales. Son materiales arrastrados y depositados por el agua en movimiento. Debido al cambio de velocidad del agua a lo largo del cauce, se van depositando los tamaños de los granos en el lecho del río en forma gradual desde los grandes fragmentos de roca (para velocidades elevadas del agua), hasta los de menor tamaño de granos como gravas, arenas, limos y arcilla. En general son materiales bien graduados y medianamente compactos a compactos.

Depósitos lacustres y marinos. Están formados por sedimentos finos a muy finos como limos y arcillas, los cuales se depositan cuando las corrientes de agua tienen una disminución de velocidad, como en los lagos, lagunas marginales, estuarios y deltas. Pueden contener materia orgánica coloidal o pueden estar compuestos totalmente por material orgánico como la turba. Su compresibilidad puede ser mediana a muy alta y la resistencia al esfuerzo cortante es media a muy baja.

Depósitos de piemonte o coluviales. Son sedimentos acumulados al pie de las laderas en su pendiente final debido a caídos, avalanchas y deslizamientos. Contienen materiales de todos tipos y tamaño de partículas, incluyendo vegetación, troncos y materia orgánica fina. Son suelos sumamente erráticos, haciendo que su compresibilidad y su resistencia al esfuerzo cortante sea muy variable y se tengan que determinar con gran detalle.

Depósitos volcánicos. Forman un grupo muy especial debido a su gran variedad, como grandes fragmentos de roca, lahares, cenizas volcánicas, detritus y vidrio volcánico. Pueden clasificarse como sedimentos eólicos, aluviales o lacustres, dependiendo del ambiente donde se sedimentan.

Depósitos glaciares. Se forman cuando el hielo desliza lentamente en los glaciares, arrastrando con ello en su parte inferior suelo y rocas de diferentes tamaño.

Los problemas geológicos y geotécnicos más importantes que se presentan en los suelos, ya sean transportados o residuales, son la presencia de suelos sensitivos, colapsables, con baja resistencia al esfuerzo cortante, expansivos, de alta compresibilidad, y tubificables (Herrera, 2002).

Durante los recorridos del área en estudio, pueden observarse e identificarse a simple vista en la superficie del terreno, en pozos a cielo abierto o en paredes verticales de cortes naturales, si los suelos están conformados por materiales finos o gruesos. En los materiales gruesos para distinguir entre gravas y arenas, medio centímetro es la frontera; y en materiales finos (limos o arcillas), se tomará el tamaño más pequeño que se pueda distinguir a simple vista. Cuando el grano es más fino que el de la arena fina, se pueden realizar pruebas manuales para su identificación, para lo cual basta con eliminar las partículas gruesas que dificultan la realización de las pruebas, siendo lo más conveniente utilizar partículas que pasan la malla No. 40 (aproximadamente 0.4 mm).

Dentro de las pruebas manuales, se encuentran:

1. *Prueba de sedimentación.* Se realiza tomando una muestra pequeña de material con la mano y colocándose en un envase transparente o en una probeta graduada de 100 c.c., con agua; se agita, y se deja sedimentar. Las partículas gruesas tienden a colocarse en la parte baja del recipiente y las más finas arriba. La arena se empieza a asentar inmediatamente, el limo permanece en suspensión cuando menos 1 minuto, la arcilla 1 hora o más y los coloides por tiempo indefinido.
2. *Prueba de dilatación o movilidad del agua (reacción al agitado).* Se prepara una pastilla de suelo húmedo, con volumen aproximado de 10 cm³, añadiendo agua suficiente para dejar el suelo blando pero no pegajoso. Se coloca la pastilla en la palma de la mano y se agita horizontalmente, golpeándose vigorosamente varias

veces contra la otra mano. Si aparece agua en la superficie de la pastilla indica una reacción positiva al agitado, adquiriendo una consistencia gelatinosa y aspecto brillante (como hígado). Cuando la pastilla se aprieta con los dedos, el agua y el brillo desaparecen de la superficie y la pastilla se vuelve dura o se desmorona. La rapidez de aparición del agua en la agitación y de desaparición al apretarla permiten identificar el carácter de los finos presentes en un suelo (véase tabla 3.1).

Tabla 3.1 Reacción al agitado.

Dilatancia	Características de:
Rápida	Arenas finas, arcilla limosa, limo arenoso o limo poco plástico.
Rápida a lenta	Suelos con pocos finos plásticos o limos de baja a media plasticidad.
Lenta	Suelos orgánicos de baja a media plasticidad o limos arcillosos de media plasticidad.
Muy lenta a nula	Arcillas arenosas, arcillas limosas, limos inorgánicos de alta plasticidad, arcilla de baja a media plasticidad o suelos orgánicos altamente plásticos.
Nula	Arcillas de alta y muy alta plasticidad, o suelos arcillosos orgánicos de media a alta plasticidad.

3. *Prueba de resistencia en estado seco.* En esta prueba se remoldea una muestra de suelo hasta alcanzar la consistencia de una masilla, añadiendo agua si es necesario, para formar una muestra de 1 cm³. Se deja secar al sol y al aire, probándose después su resistencia, rompiéndola o desmoronándola con los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y proporción de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad (tabla 3.2).

Tabla 3.2 Resistencia en estado seco.

Descripción	Cualidad	Características de:
Nula a muy baja	Se desmorona con los dedos	Limo arenoso o limo de muy baja plasticidad
Baja a media	Se requiere algo de presión para desmoronar	Limo de plasticidad media, limo orgánico, o limo arcilloso de baja a media plasticidad.
Media a alta	Difícil de desmoronar con la sola presencia de los dedos.	Arcilla limosa, arcilla de baja a media plasticidad, arcilla arenosa, o arcilla orgánica.
Alta a muy alta	Muy difícil de romper manualmente	Arcilla de alta plasticidad o arcillas orgánicas.

4. *Prueba de tenacidad en el límite plástico.* Se moldea una muestra aproximadamente de 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla; si el suelo

está muy seco se debe agregar agua, pero si esta pegajoso debe extenderse formándose una capa delgada que permita una cierta pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente, se enrolla con la mano sobre una superficie lisa o entre las palmas de las manos formando un cilindro de 3 mm de diámetro, amasándolo y volviéndolo a rolar varias veces. Con estas operaciones, el contenido de humedad se reduce gradualmente y la muestra adquiere una consistencia dura, acaba perdiendo su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de desmoronarse el cilindro se vuelve a agrupar los trozos, continuando el amasado ligeramente hasta que se vuelva a desmoronar. Cuando más tenaz es el rollito se encuentra cerca del límite plástico y cuanto más duro son los trozos al desmoronarse, más importante es la fracción arcillosa coloidal del suelo (tabla 3.3).

Tabla 3.3 Tenacidad en el límite plástico.

Tenacidad	Características de:
Nula	Suelos con pocos finos plásticos. Materiales con plasticidad nula a baja: arenas limosas, limos arenosos, o limos de baja plasticidad.
Ligera	Suelos con materia orgánica de baja plasticidad.
Ligera a media	Limos inorgánicos de alta plasticidad. Suelos con materia orgánica de plasticidad media a alta.
Media	Suelos de baja a media plasticidad: arcilla arenosa, arcilla limosa, limo arcilloso o arcilla orgánica de alta plasticidad.
Alta	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

En el reconocimiento del sitio es importante identificar a los suelos con base a las propiedades físicas que presentan, considerando las siguientes características:

1. *Tamaño y graduación de partículas.* Los granos de un material se identifican por su “nombre” de acuerdo con su tamaño. Una granulometría burda se hace comparando el tamaño de los granos con otros objetos de tamaño conocido (tabla 3.4). para lo cual, se toma una muestra representativa, lo más pequeña posible, separando manualmente sus componentes, clasificándolos por tamaños y definiendo a simple vista su porcentaje. Cuando un suelo está constituido por partículas de una gran variedad de tamaños se dice que el suelo es de “buena graduación”.

Tabla 3.4 Tamaño comparativo de granos que constituyen un suelo (En Ruiz y González, 2002.

Nombre del grano y propiedad	Tamaño (mm)	Tamaño comparativo aproximado
------------------------------	-------------	-------------------------------

Fragmento de roca	Boleo	> 305	Una pelota de baloncesto o mayor
	Canto rodado	305 a 76	De una sandía a una naranja
Grava	Gruesa	76 a 30	De una naranja a un limón
	Media	30 a 19	De un limón a una uva
	Fina	19 a 4.76	De una uva a un chícharo
Arena	Gruesa	4.76 a 2	A la sal gruesa
	Mediana	2 a 0.42	A la azúcar
	Fina	0.42 a 0.074	A la azúcar en polvo

2. *Forma de los granos.* Es aplicable a suelos gruesos y hace referencia a la agudeza de los bordes y cantos de una partícula, ya que a simple vista, se pueden identificar las siguientes formas: redondas, semiredondas, semiesférica, semiangulosa, angulosa y lajeada (tabla 3.5). La forma influye en las propiedades mecánicas, existiendo mayor trabazón entre sus partículas un suelo conformado de granos de formas angulosas, que uno de granos redondos.

Tabla 3.5 Tipo de redondez en partículas (De Norma ASTM D2488-90).

Redondez	Descripción
Muy angular	Partículas con superficies de fractura recientes, múltiples aristas y bordes cortantes.
Angular	Partículas con esquinas agudas y formas aproximadamente prismáticas o tetragonales.
Subangular	Partículas con esquinas y bordes claramente perceptibles pero devastados o ligeramente redondeada.
Subredondeada	Partículas con bordes y esquinas que se distinguen por estar muy bien redondeadas.
Redondeada	No se distinguen bordes o aristas.
Bien redondeada	Partículas con superficie llana o pulida. Aproximadamente esféricas o elipsoidales.

3. *Textura superficial.* Se describe con base a la sensación al tacto. Pueden ser: a) *rugosa*, que es característica de las arenas finas, arenas limosas, limo arenoso; b) *harinosa*, característica de los limos; c) *jabonosa*, característica de las arcillas y turbas amorfas; y d) *fibrosa*, característica de turbas fibrosa o pseudofibrosa.
4. *Color e intensidad luminosa.* La coloración, es útil para reconocer el tipo y constituyentes minerales del suelo (tabla 3.6). Por ejemplo, el negro y tonos oscuros pueden ser indicativos de materia orgánica, el rojo la presencia de óxidos y el blanco de la caolinita es el resultado de la alteración del feldespato de los granitos. Las descripciones de colores deben utilizarse con cuidado, ya que el color de una masa de suelo puede variar con la humedad y con la composición química (tabla 3.7).

Tabla 3.6 Características de coloración (De Norma ASTM D2488-90).

Color	Descripción
Uniforme	-----
Manchas	Un color discordante, de tamaño apreciable sobre fondo uniforme.
Moteado	Manchas pequeñas (pecas) sobre un mismo fondo.
Marmoleado	Dos o más colores que ocurren con igual frecuencia. No hay predominio de color
Bandeado	Colores distintos dispuestos en bandas.

Tabla 3.7 Materiales que pueden dar diferente coloración al suelo (De Norma ASTM D2488-90).

Color	Material	Color observado	Color en el suelo
Blanco	Caolín		Gris en diferentes tonos
	Granos de calcita, Carbonatos, Vidrio volcánico		
	Materia orgánica animal, Cuarzo		
Negro	Minerales ferromagnesianos (biotita, hornablenda, magnetita, etc.)		Gris en diferentes tonos
	Evaporación de algunos óxidos de hierro		
	Materia orgánica, Ceniza volcánica		
Café amarillento (ocre)	De limolita	Blanco	Ocre claro
		Negro, Café oscuro	Café olivo (en general orgánico)
Café	Óxido de hierro	Blanco	Café claro
		Negro	Café grisáceo
		Rojo (hematita)	Café oscuro (minerales de materia orgánica)
Rojo	Feldespatos rojos, hematita	Blanco	Café rojizo
		Negro	Rosa
Verde olivo	Reducción óxidos de Fe por gases sulfúricos, materia orgánica	Blanco	Rojo oscuro (mineral, materia orgánica)
		Negro	Verde olivo claro Verde olivo grisáceo Verde olivo oscuro

5. *Presencia de materia orgánica.* Se puede identificar al tipo de turbas según la textura que presente, pudiendo ser:
 - a. *Fibrosa.* Se observan claramente restos de materia vegetal parcialmente descompuesta. Presentan consistencia media a rígida, plasticidad baja a moderada y baja contracción por secado.
 - b. *Pseudofibrosa.* Presentan una apariencia fibrosa (una estructura fibrosa original sólo es visible en superficies frescas), con plasticidad media a alta, y alta contracción por secado.
 - c. *Amorfa.* No hay rastros visibles de estructura fibrosa, tienen fuerte contracción por secado y pueden producirse fragmentos angulosos.

En general las turbas, pueden presentarse además del color negro, colores verde olivo y amarillos o combinaciones de ambos colores.

6. *Estructura*. Es también un factor importante en las propiedades mecánicas. Se distinguen tres tipos de estructura: “*la granular*”, que es propia de materiales formados principalmente por granos mayores que los de limo; “*la apanalada*”, que es típica de suelos limosos, uniformes, de estructura suelta; y “*la floculenta*”, típica de arcillas coloidales floculadas depositadas en agua.

El suelo presenta diferente estructura en función a su formación geológica, pudiendo ser:

- a. *Estratificada*. Cuando presenta estratos alternados de diferentes materiales o color; si el espesor de los estratos es menor de 0.60 cm (1/4"), se dice que la estructura es “laminada”.
- b. *Fisurada*. Cuando presenta fracturas; si la separación excede de 0.20 mm se considera agrietada y si los planos de fractura muestran superficies prismáticas con apariencia pulida o lustrosa, se dice que la muestra presenta rompimiento prismático.
- c. *Con lentes*. Cuando se identifican pequeños bolsones con forma lenticular de material con diferente textura, generalmente orientados en dirección horizontal.
- d. *Con vetas*. Presencia de bolsas de material extraño, generalmente más grueso, dispuestas en dirección normal al plano de estratificación.
- e. *Con nódulos*. Presencia de inclusiones con forma redondeada, con óxidos y carbonatos.
- f. *Con ductos de disolución*. Presencia de cavidades o restos de raíces.

Asimismo, se considera una *estructura heterogénea* cuando se observa una mezcla desordenada de materiales, y *estructura homogénea* cuando no presenta características relevantes.

7. *Cementantes*. Son sustancias que unen a las partículas del suelo, proporcionándoles cierta cohesión. Dentro de los cementantes comunes se

encuentran: el limo, la arcilla, el sílice, los sesquióxidos, la alúmina, los compuestos orgánicos, los carbonatos (calcita Ca, dolomita Mg, siderita Fe, ankerita Ca, Mg, Fe). En campo, el grado de cementación se puede considerar como *débil*, cuando se disgrega el suelo fácilmente con los dedos, o *fuerte*, cuando no se disgrega con los dedos, aunque se pueden separar unas cuantas partículas. Generalmente la forma de conocer el porcentaje de carbonatos presentes en el suelo es observando la reacción que presenta el suelo con unas gotas de ácido clorhídrico diluido, elaborado con 20 ml de HCl puro por 100 ml de H₂O, (tabla 3.8).

Tabla 3.8 Reacción del suelo al HCl (De Norma ASTM D2488-90).

Reacción con HCl	% aproximado de carbonatos
Nula	< 1
Débil pero no permanente	1 – 2
Media pero no permanente	2 – 3
	> 5
Fuerte y permanente	10 – 50 material calcáreo
	> 50 material carbonatado

8. *Mineralogía predominante.* Por ser el suelo producto de la roca madre, los minerales más comunes que lo originaron, son los silicatos (feldespatos de potasio, sodio o calcio, micas, olivino, serpentina), los óxidos (cuarzo, limonita, magnetita, corindón), los carbonatos (calcita, dolomita) y los sulfatos (anhidrita, yeso).
9. *Compacidad relativa (C_r).* Se emplea este término para indicar la compacidad o la flojedad in situ del suelo granular. Entre más compacto se encuentre, mejores son sus características de resistencia y deformabilidad (tabla 3.9). Se define como:

$$C_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{min}} \times 100 \quad (3.1)$$

donde: $e_{m\acute{a}x}$ = relación de vacíos del suelo en la condición más suelta, e = relación de vacíos in situ del suelo y e_{min} = relación de vacíos del suelo en la condición más densa.

Tabla 3.9 Descripción cualitativa de depósitos de suelo granular.

Descripción de depósitos de suelo	Compacidad relativa (%)
-----------------------------------	-------------------------

Muy suelto	0 - 15
Suelto	15 - 50
Medio	50 - 70
Denso	70 - 85
Muy denso	85 - 100

En campo, se puede estimar la compacidad relativa mediante una prueba que consiste en introducir una barra de acero de 12.5 mm de diámetro (tabla 3.10).

Tabla 3.10 Ensaye de campo para estimar la compacidad relativa.

Ensaye	Densidad	Compacidad relativa %
Si una barra de acero de 12.5 mm de diámetro penetra fácilmente a mano en el suelo.	Suelta	0-50
Si la barra de acero penetra fácilmente con un martillo de 2 a 3 kg.	Firme	50-70
Si la barra de acero penetra 30 cm con el martillo.	Densa	70-90
Si la barra de acero penetra sólo unos centímetros con el martillo.	Muy densa	90-100

10. *Consistencia natural.* Se emplea este término para representar la resistencia que presenta el suelo fino en su estado natural. Puede estimarse, midiendo la presión que se requiere para introducir el dedo pulgar en el material (tabla 3.11).

Tabla 3.11 Ensaye de campo para estimar la consistencia natural.

Descripción	Consistencia a natural	Resis. a la compresión simple (kg/cm ²)
Se escurre al apretar con la mano.	Muy blanda	0 - 0.25
El pulgar se hunde fácilmente. Se puede moldear fácilmente con los dedos.	Blanda	0.25 - 0.50
Se requiere algo de presión para que penetre el pulgar. Se requiere algo de presión para moldear con los dedos.	Media o semirígida	0.50 - 1.0
Se requiere mucha presión para que el pulgar penetre o deje huella. Oponer resistencia a la deformación.	Firme o rígida	1.0 - 2.0
El pulgar no penetra. Oponer mucha resistencia a la deformación. Se puede marcar con la uña.	Muy rígida	2.0 - 4.0
La uña penetra con dificultad. Se puede marcar o rayar. Quebradiza	Dura	> 4.0

Cualitativamente los suelos se clasifican en:

- A. *Gravas.* Material cuyas partículas son mayor de 2 mm. Se identifican visualmente en campo por ser acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas, dado su origen presentan aristas con algún grado de desgaste.

- B. *Arenas*. Es el material menor de 2 mm y mayor de 0.06 mm. Su origen es similar al de las gravas, existiendo en formas como: arena de río, arena de playa, arena volcánica, vidrio volcánico. Cuando tiene un pequeño porcentaje de materia orgánica o partículas inorgánicas menores de 2 mm, se denomina arena sucia.
- C. *Limo inorgánico*. Es un material de grano fino (pasa la malla 200) con diámetros están comprendidos entre 0.06 y 0.002 mm. Presenta las siguientes características:
- En estado húmedo se siente suave y sedoso sin ser pegajoso, pudiéndose moldear para formar cilindros delgados sin que se rompan, pero apenas empieza a secarse se agrieta.
 - Cuando se seca sobre la mano es fácil despegarlo, ya en estado seco forma granos que pueden desmoronarse fácilmente con los dedos (confundiéndolo con arcilla).
 - Si el polvo que se genera durante el desmoronamiento se frota sobre la mano se siente ligeramente arenoso; si el material es arcilla no es posible sentir los granos individuales, dando una sensación sedosa.
- Cuando tiene materia orgánica o coloides orgánicos, el material es limo orgánico.
- D. *Arcilla inorgánica*. Es un material de grano muy fino, que tiene las siguientes propiedades:
- Apariencia lisa, suave y homogénea, con gran cohesión y que pueden moldearse en cilindros muy delgados sin que se agriete; aún variando grandemente el contenido de agua los cilindros tienen la suficiente cohesión para soportar su propio peso cuando se sostienen por un extremo.
 - En estado húmedo es más pegajoso que los limos, pero cuando se seca en la mano no se hace polvo, sino que se agrita y se desprende en pedazos gruesos; además, seca mucho más lento que el limo y en estado seco forma terrones que no pueden ser rotos con facilidad con los dedos.
 - Se considerará: *arcilla dura* cuando no puede moldearse con los dedos, *arcilla media* cuando se puede moldear con la presión de los dedos y *arcilla suave* cuando puede moldearse fácilmente con las manos.

- d. Si la superficie del material, poco húmedo o seco, se frota con una navaja, se pone lustrosa (esto no sucede en las arcillas muy poco plásticas o en los limos).
 - e. La *arcilla coloidal* es un material formado por partículas de un diámetro menor de 0.2 micras, cuando tiene muy alto contenido de agua da una sensación jabonosa, es muy pegajosa y difícil de quitar de las manos, y cuando está seca forma gruesos pedazos con una fuerte cohesión, que no pueden ser quebrados fácilmente con las manos.
- E. *Limos y arcillas orgánicos*. En este tipo de suelos la materia orgánica hace que el material sea más plástico, más compresible y más impermeable. Se identifican por el color gris oscuro o negro, donde el color oscuro con un olor más o menos perceptible de descomposición. Cuando se moldea este tipo de material presenta muy poca resistencia, dando una sensación de suavidad, diferente de la que se presenta en los limos y arcillas inorgánicos.
- F. *Turba*. Es un material con un alto porcentaje de materia orgánica, parcialmente carbonizada. Consiste de fibra y materia orgánica finamente dividida, mezclada por lo general con arena fina y limo, y algunas veces arcilla. Es más permeable que el limo y muy compresible. No es plástica y se siente muy suave y migajosa cuando se moldea con los dedos; por lo general tiene un olor a descomposición. En estado seco pesa menos que el suelo inorgánico.

3.3 Identificación y clasificación de rocas.

Las *rocas* son agregados naturales duros y compactos de partículas minerales con fuertes uniones cohesivas, permanentes, que habitualmente se consideran un sistema continuo. La proporción de diferentes minerales, la estructura granular, la textura y el origen de la roca sirven para su clasificación geológica y para su identificación en campo.

Un criterio para distinguir los límites entre suelo y roca, es el valor de la resistencia a la compresión simple de 10 kg/cm² (1 MPa) donde en la zona de transición se encuentran

los suelos duros y las rocas blandas (tabla 3.12), y fue establecido por la International Society of Rock Mechanics en 1981 (siglas ISRM).

Cuando un talud está formado por varios tipos de roca, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material por separado; por lo tanto, se deben de estudiar las propiedades de cada tipo de roca, las características de sus discontinuidades y a su vez la interacción de las propiedades y discontinuidades dentro del conjunto.

Tabla 3.12 Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo establecidos por el ISRM, (González de Vallejo, 1998).

Clase	Descripción	Identificación en campo	Resis. a la compresión simple (kg/cm ²)
S1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0.25
S2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0.25 – 0.5
S3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0.5 – 1.0
S4	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	1.0 – 2.5
S5	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	2.5 – 5.0
S6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar la uña.	> 5.0
R0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	2.5 – 10
R1	Roca muy blanda	La roca se desmorona al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	10 – 50
R2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	50 – 250
R3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte de martillo.	250 – 500
R4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla.	500 – 1000
R5	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla.	1000 – 2500
R6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo solo salen esquirlas.	> 2500

Por su origen las rocas están afectadas por procesos geológicos y ambientales que dan lugar a su fracturación, alteración y meteorización. De una forma simplificada, las rocas se pueden clasificar con base en su composición, relaciones geométricas de las partículas, textura y características geológicas, en los siguientes grupos: rocas sedimentarias, rocas ígneas, y rocas metamórficas (tabla 3.13).

Tabla 3.13 Clasificación geológica general de las rocas (González de Vallejo, 1998).

Clasificación de las rocas por su origen		
Rocas sedimentarias	Detriticas:	Arenisca, Lutita, Limolita, Conglomerado.

	Químicas:	Evaporitas, Caliza Dolomítica.
	Orgánicas:	Caliza, Carbón, Rocas coralífera.
Rocas ígneas	Plutónicas:	Granito, Gabro, Diorita.
	Volcánicas:	Basalto, Andesita, Riolita.
Rocas metamórficas	Masivas:	Cuarcita, Mármol.
	Foliadas o con Esquistosidad	Pizarra, Filita, Esquistos, Gneis.

Rocas ígneas. Este tipo de rocas, se forma cuando el magma se enfría y se solidifica. Se clasifican generalmente por su textura y su composición mineral. Las rocas ígneas extrusivas o volcánicas se forman cuando una lava se enfría sobre la superficie. Se identifican por que presentan grano fino. El magma que se solidifica en zonas profundas produce rocas ígneas intrusivas o plutónicas, que se identifican por que presentan grano grueso. Las rocas ultramáficas son oscuras y densas, compuestas casi en su totalidad por minerales que contienen hierro y magnesio. En todos los tipos de roca se pueden identificar por su porcentaje de minerales oscuros (fig. 3.1).

Composición química		Granítica (félsica)	Andesítica (intermedia)	Basáltica (máfica)	Ultramáfica	
Minerales dominantes		Cuarzo, Feldespato potásico. Plagioclasa rica en sodio y calcio	Anfíbol Plagioclasa rica en sodio y calcio	Piroxeno Plagioclasa rica en calcio	Olivino piroxeno	
Minerales accesorios		Anfíbol, Moscovita Biotita	Piroxeno, Biotita	Anfíbol, Olivino	Plagioclasa rica en calcio	
TEXTURA	Fanerítica (grano grueso)		Granito	Diorita	Gabro	Peridotita
	Afanítica (grano fino)		Riolita	Andesita	Basalto	Komatita (poco común)
	Porfídica		"Porfídico", procede cualquiera de los nombres anteriores siempre que haya fenocristales apreciables.			Poco comunes
	Vítrea		Obsidiana (vidrio compacto) Pumita (vidrio vacuolar)			
	Piroclástica (fragmentaria)		Toba (fragmentos de menos de 2 mm) Brecha volcánica (fragmentos de más de 2 mm)			
Color de la roca (basado en el % de minerales oscuro)		0% a 25%	25% a 45%	45% a 85%	85% a 100%	

Figura 3.1 Clasificación de los principales grupos de rocas ígneas (Tarbuck et al, 2005).

La clasificación de las rocas ígneas corresponde estrechamente con la serie de reacción de Bowen, el cual descubrió que, conforme se enfría un magma en el laboratorio, los minerales con puntos de fusión más altos cristalizan antes que los minerales con puntos de fusión más bajos. Donde las rocas *félsicas* (por ejemplo, el granito y la riolita) se forman a partir de los últimos minerales que cristalizan, como el feldespato potásico y el cuarzo, y son de colores claros. Las rocas de composición *intermedia* (por ejemplo, la andesita y la diorita) están formadas por los minerales plagioclasa y anfíbol. Las rocas *máficas* (por ejemplo, el basalto y el gabro) se forman

con los primeros minerales que cristalizan (olivino, piroxeno y plagioclasas cálcicas), tienen elevado contenido de hierro, magnesio y calcio, y bajo en silicio; son de color gris oscuro a negro.

Los problemas geológicos y geotécnicos más importantes que presentan las rocas ígneas (Herrera, 2002), son:

- A. En las rocas intrusivas, como en granitos, monzonitas, diabasas, gabros: a) la profundidad de meteorización es importante en zonas tropicales, b) la alteración hidrotermal a cualquier profundidad, c) la exfoliación y lajeamiento por relajación de esfuerzos, y d) el alto grado de fracturamiento y argilitización por intemperismo e hidrotermalismo.
- B. En rocas extrusivas, como depósitos volcánicos recientes (lavas y piroclásticos), son: a) la presencia de capas débiles y/o expansivas (tobas alteradas), b) la secuencias heterogéneas e anisotrópicas (alternancia de tobas, brechas y lavas), c) las diaclasas de enfriamiento y planos de pseudoestratificación en derrames de lava, d) la foliación (orientación del flujo), e) la ausencia de consolidación, f) el espesor variable y presencia de superficies antiguas de erosión e intemperismo (paleosuelos), y g) las capas de alta permeabilidad intercaladas con otras de baja permeabilidad. Y en depósitos volcánicos antiguos, son: a) fracturamiento, b) alteración meteórica, y c) alta permeabilidad asociada a fracturamiento intenso.

Rocas metamórficas. El metamorfismo es la transformación de un tipo de roca a otro. Las rocas metamórficas se forman a partir de rocas preexistentes (ya sean rocas ígneas, sedimentarias u otras rocas metamórficas) que han sido alteradas por los agentes del metamorfismo, entre los que se encuentran el calor, la presión y los fluidos químicamente activos.

Durante el metamorfismo el material permanece esencialmente sólido. Los cambios que se producen en las rocas son texturales, así como mineralógicos. Cuando una roca está en contacto con un magma, se produce metamorfismo de contacto térmico; cuando el agua caliente rica en iones circula a través de la roca, se produce alteración química por un proceso llamado metamorfismo hidrotermal; durante la formación de montañas,

en la que grandes volúmenes de rocas experimentan metamorfismo regional. El mayor volumen de rocas metamórficas se produce mediante el metamorfismo regional, durante este proceso las rocas desarrollan una orientación preferente denominada *foliación* en la que sus minerales planares y alargados se alinean (fig. 3.2).

Nombre de la roca	Textura	Tamaño de grano	Observaciones	Protolito
Pizarra	Foliada	Muy fino	Pizarrosidad excelente, superficies lisas sin brillo	Lutitas, pelitas
Filita		Fino	Se rompe a lo largo de superficies onduladas, brillo satinado.	Pizarra
Esquisto		Medio a grueso	Predominan los minerales micáceos, foliación escamosa.	Filita
Gneis		Medio a grueso	Bandeado composicional debido a la segregación de los minerales.	Esquisto, granito o rocas volcánicas
Magmatita		Medio a grueso	Roca bandeada con zonas de minerales cristalinos claros.	Gneis, esquisto
Milonita	Poco foliada	Fino	Cuando el grano es muy fino, parece sílex, suele romperse en láminas.	Cualquier tipo de roca
Metaconglomerato		De grano grueso	Cantos alargados con orientación preferente.	Conglomerado rico en cuarzo
Mármol	No foliada	Medio a grueso	Granos de calcita o dolomita entrelazados.	Caliza, dolomía
Cuarcita		Medio a grueso	Granos de cuarzo fundidos, masiva, muy dura.	Cuarzoarenita
Corneana		Fino	Normalmente, roca masiva oscura con brillo mate.	Cualquier tipo de roca
Antracita		Fino	Roca negra brillante que puede mostrar fractura concoide.	Carbón bituminoso
Brecha de falla		Medio a muy grueso	Fragmentos rotos con una disposición aleatoria.	Cualquier tipo de roca

Figura 3.2 Clasificación de rocas metamórficas (Tarbuck et al, 2005).

Las rocas metamórficas foliadas comúnmente son las pizarras, las filitas, varios tipos de esquistos (por ejemplo los micaesquistos granatíferos) y los gneis. Las rocas metamórficas compuestas por un solo mineral que forman cristales equidimensionales presentan un aspecto *no foliado*. Las rocas no foliadas son el mármol y la cuarcita (casi siempre formada a partir de areniscas ricas en cuarzo).

Los problemas geológicos y geotécnicos más importantes que presentan las rocas metamórficas (Herrera, 2002), son:

- A. En rocas foliadas como las pizarras, filitas y esquistos: a) planos de foliación y esquistosidad, b) baja resistencia por planos constituidas de minerales laminares

(mica, grafito), c) alteración meteórica e hidrotermal y d) baja resistencia por alto fracturamiento tectónico y deformación.

- B. En rocas bandeadas como los gneises: a) alteración meteórica profunda en zonas tropicales, b) bandas de minerales laminares o de baja resistencia al esfuerzo cortante (mica), y c) fracturamiento tectónico sistemático.

Rocas sedimentarias. Consisten en sedimentos que, en la mayoría de los casos, se han *litificado* para formar rocas sólidas mediante los procesos de compactación y cementación. El sedimento tiene dos orígenes principales: 1) como material detrítico, que se origina y es transportado en forma de clastos a partir de la meteorización mecánica y química, que cuando se litifican, forman las rocas sedimentarias detríticas, y 2) a partir de material soluble producido fundamentalmente por meteorización química, que cuando precipita, forma las rocas sedimentarias químicas. El principal criterio para identificar las rocas sedimentarias detríticas es el tamaño de los clastos (fig. 3.3), Mientras que la distinción entre las rocas sedimentarias químicas se basa, primordialmente en su composición mineral (fig. 3.4).

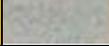
Rocas sedimentarias detríticas			
Textura clástica		Nombre del sedimento	Nombre de la roca
Grueso (más de 2mm)		Grava (clastos redondeados)	Conglomerado
		Grava (clastos angulosos)	Brecha
Medio (de 1/16 a 2mm)		Arena (si el feldespato es abundante la roca se denomina arcosa)	Arenisca
Fino (de 1/16 a 1/256mm)		Limo	Limolita
Muy fino (menos de 1/256mm)		Arcilla	Lutita

Figura 3.3 Clasificación de rocas sedimentarias detríticas (Tarbuck et al, 2005).

Rocas sedimentarias químicas			
Composición	Textura	Nombre de la roca	
Calcita, CaCO ₃	No clástica: cristalino de fino a grueso	Caliza cristalina	
	Clástica: caparazones y fragmentos de caparazón visibles, cementados débilmente	Travertino	
		Coquina	Caliza bioquímica
		Caliza fosilífera	
Creta			
Cuarzo, SiO ₂	No clástica: cristalino muy fino.	Rocas silíceas (silex) (color claro) Pedernal (color oscuro)	
Yeso, CaSO ₄ +2H ₂ O	No clástica: cristalino de fino a grueso	Yeso	
Halita, NaCl	No clástica: cristalino de fino a grueso	Salgema	

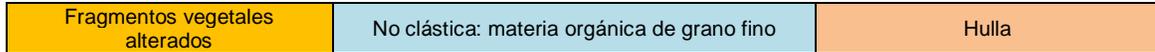


Figura 3.4 Clasificación de rocas sedimentarias químicas (Tarbuck et al, 2005).

Los problemas geológicos y geotécnicos más importantes que presentan las rocas sedimentarias clásticas (Herrera, 2002), son:

- A. En lutitas: a) la baja resistencia al esfuerzo cortante (lutitas blandas y no cementadas), b) la fisilidad, c) la baja resistencia por estratificación delgada, alto fracturamiento tectónico y plegamiento, d) la fluencia plástica (creep), e) la alteración meteórica relativamente rápida, f) la expansión, y g) la pérdida de resistencia a través del tiempo bajo esfuerzo constante.
- B. En areniscas: a) la baja resistencia con alto contenido de mica o arcillosas, b) la baja resistencia por estratificación delgada, alto fracturamiento tectónico y plegamiento, c) la alteración meteórica profunda en zonas tropicales, y d) al ser deleznable cuando no están cementadas.
- C. En rocas sedimentarias químicas como las calizas y dolomías: a) la baja resistencia al corte en presencia de yeso o lutitas interestratificadas, b) la baja resistencia por estratificación delgada, alto fracturamiento tectónico y plegamiento, y c) la presencia de minerales solubles.

Macizos rocosos. Representan la configuración de los tipos de rocas (ígneas, metamórficas y sedimentarias). Se presentan en la naturaleza afectadas por una serie de planos de discontinuidades o debilidad que separan bloques de matriz rocosa, formando los macizos rocosos. La presencia de discontinuidades (superficies de estratificación, juntas, fallas, diques, etc.) rompe la continuidad de las propiedades mecánicas de los bloques rocosos, confiriendo al macizo un comportamiento geomecánico e hidráulico discontinuo, condicionado por la naturaleza, frecuencia y orientación de los planos de discontinuidad.

Una *discontinuidad* es una interrupción física de la continuidad de la masa rocosa, los principales tipos de discontinuidades son:

1. *Fractura*. Término general para cualquier rotura en una roca, sea esto o no causa de desplazamiento generadas por altos niveles de esfuerzos de tensión.

2. *Fractura inducida*. Discontinuidad de origen no geológico, ocasionada por voladuras.
3. *Fractura incipiente*. Discontinuidad que retiene esfuerzos de tensión que no pueden ser desarrollados totalmente.
4. *Falla*. Estructura geológica en la que existen rompimiento y desplazamiento de las rocas. Pueden tener diferentes longitudes y ser o no activas.
5. *Contacto litológico*. Planos de separación entre diferentes litologías de una masa rocosa; en el caso de las rocas ígneas se presentan en los diques.
6. *Juntas o diaclasas*. Fracturas en una roca generalmente transversales a la estratificación, a lo largo de las cuales no ha ocurrido un movimiento apreciable. La superficie de fracturamiento es plana y ocurre en grupos paralelos.
7. *Estratificación*. Disposición de las capas representadas por planos o superficies de discontinuidad, los cuales pueden ser abiertos o solo estar definidos por un cambio de coloración de la roca depositada.

Los factores geológicos que dominan el comportamiento de las propiedades mecánicas de las masas rocosas son: la litología y las propiedades de la matriz rocosa, la estructura geológica y sus discontinuidades, el estado de esfuerzos a la que está sometida, el grado de alteración, y las condiciones hidrogeológicas.

Las principales características geométricas de las discontinuidades que se presentan en un macizo rocoso (fig. 3.5), son:

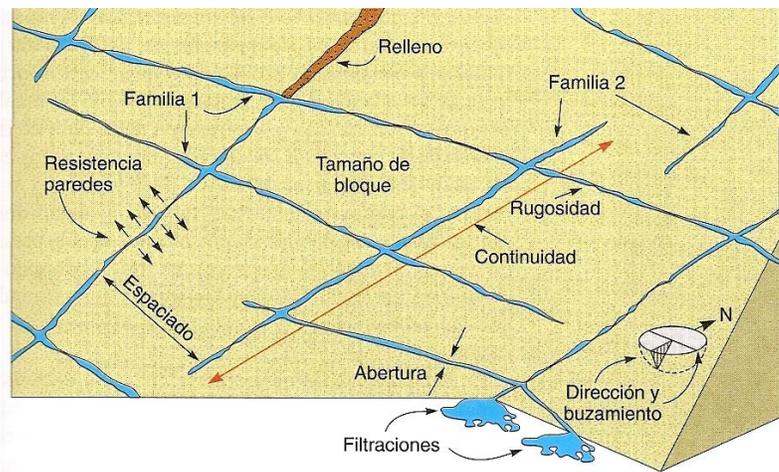


Figura 3.5 Características que se presentan en un macizo rocoso (González, 1998).

1. *La orientación.* Define a las discontinuidades por la dirección del rumbo y del echado (buzamiento) que presenten. Así por ejemplo, 130°/45° indica que la dirección del rumbo de la capa son 130° y el buzamiento es de 45°; ambos siempre se expresan en grados. El rumbo de una capa es la intersección con respecto a la horizontal, y el echado la inclinación de la línea de máxima pendiente medida desde la horizontal. Se mide mediante brújula y clinómetro. La dirección del rumbo de una capa se mide desde el norte verdadero, en el sentido de las manecillas del reloj (fig. 3.6). Mediante la orientación se determinan los mecanismos de falla y es usado en los análisis cinemáticos.

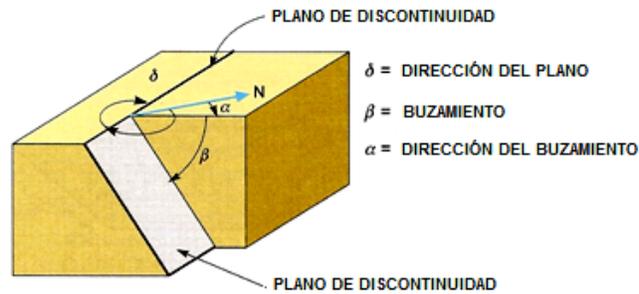


Figura 3.6 Medida de la orientación de las discontinuidades (González, 1998).

2. *El espaciado.* Es la distancia entre dos planos de una misma familia de discontinuidades medida en la dirección perpendicular a dichos planos (tabla 3.14). Condiciona el tamaño de los bloques de la matriz rocosa. Puede ser medido con cinta métrica en cada familia de juntas, en sentido perpendicular a los planos. El espaciado es usado para deducir el grado estructural de anisotropía y el tamaño de los bloques.

Tabla 3.14 Descripción del espaciado con base al ISRM (González de Vallejo, 1998).

Descripción	Espaciado (mm)
Extremadamente junto	< 20
Muy junto	20 – 60
Junto	60 – 200
Moderadamente junto	200 – 600
Separado	600 – 2000
Muy separado	2000- 6000
Extremadamente separado	> 6000

3. *La resistencia entre los planos.* Influye en la resistencia al esfuerzo cortante y en su deformabilidad. Dicha resistencia depende del tipo de matriz rocosa, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. El ensaye se recomienda realizarlo con el martillo Schmidt, estimando el valor inicial de la resistencia a compresión

simple de la roca. Una segunda alternativa es con los índices de campo (ver tabla 3.12, identificación y clasificación de rocas), en la que los grados S_1 al S_6 aplican a suelos cohesivos, combinaciones de arcillas con arena, en general de bajo drenaje; los planos de las discontinuidades están caracterizados por los grados R_0 al R_6 .

4. *La continuidad o persistencia.* Es la extensión de la junta o fractura en el espacio, de utilidad para la configuración geométrica. Si la continuidad no es muy alta, puede significar un incremento en la resistencia al corte en la discontinuidad por efecto de trabazón. Si la continuidad es tal que en vez de trabazón hay un intenso fracturamiento, entonces se reduce la resistencia. Esta consideración debe ser tomada en cuenta por el ingeniero en su análisis del macizo rocoso. El mejor método para medir la continuidad es la observación directa, siguiendo las discontinuidades en los cortes, usando cinta métrica (tabla 3.15). Este parámetro auxilia a la interpretación de las discontinuidades, ya que es más importante una familia con alta continuidad que una de baja continuidad.

Tabla 3.15 Descripción de la continuidad con base al ISRM (González de Vallejo, 1998).

Continuidad (m)	Descripción
< 1	Muy baja continuidad
1 – 3	Baja continuidad
3 – 10	Continuidad media
10 – 20	Alta continuidad
> 20	Muy alta continuidad

5. *La rugosidad.* Se caracteriza por la ondulación y la aspereza de una discontinuidad. Es el factor determinante de la resistencia al corte entre los planos. Las ondulaciones son rugosidades a gran escala que están en contacto entre ambos labios, provocan expansión cuando tiene lugar un desplazamiento cortante. La aspereza es una rugosidad a pequeña escala, que varía cuando se produce un desplazamiento al romperse los pequeños picos de la roca. Es de utilidad en la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante entre las discontinuidades y sobre la estabilidad de taludes. Se mide en campo empleando cinta métrica o con regla graduada, directamente en los afloramientos de la roca y debe de compararse con los perfiles estándar de rugosidad para obtener el coeficiente de junta de la rugosidad JRC, propuesta por Barton en 1975 (fig. 3.7).

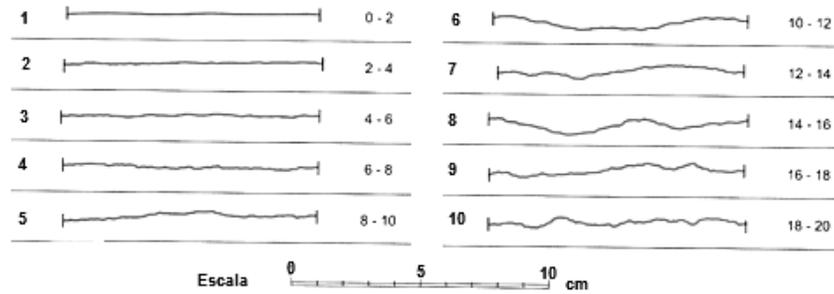


Figura 3.7 Perfiles estándar de rugosidad entre las discontinuidades (González de Vallejo, 1998).

6. *La abertura.* Se define como la distancia perpendicular que separa las paredes de la roca de una discontinuidad abierta, en la que el espacio intermedio, tiene agua, aire u otro material de relleno. Con respecto a la resistencia al corte, en las aberturas delgadas, el grado de separación apenas tiene influencia; esta separación toma mayor relevancia cuando hay agua en la junta, ya que cambian los esfuerzos efectivos y, por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante. En la medida que la abertura aumenta, el beneficio de la rugosidad disminuye al grado de nulificar toda contribución de la rugosidad (tabla 3.16). Su medición es mediante una regla graduada.

Tabla 3.16 Descripción de la abertura con base al ISRM (González de Vallejo, 1998).

Abertura (mm)	Descripción	
< 0.1	Muy cerrada	CERRADAS
0.1 – 0.25	Cerrada	
0.25 – 0.5	Parcialmente abierta	
0.5 – 2.5	Abierta	ANCHAS
2.5 – 10	Moderadamente ancha	
> 10cm	Ancha	
1 – 10cm	Muy ancha	ABIERTAS
10 – 100cm	Extremadamente ancha	
> 1m	Cavernosa	

7. *El relleno.* Es el material que separa las paredes de la roca. Puede estar compuesto por una amplia gama de combinaciones, desde suelo arcilloso hasta gravas y arenas y también por material producto de la misma desintegración de la roca. El efecto en la resistencia de la discontinuidad puede ser directo, en el caso de que el intemperismo provoque pérdida de cementación del relleno. La descripción del relleno incluye la identificación del material y tamaño de grano. Para caracterizar el relleno de una discontinuidad se requiere, por una parte, equipo para la recolección de muestras, y por otra, el correspondiente a la clasificación de suelos y rocas en laboratorio. Cuando se analiza la fracción más

fina del relleno, debe determinarse: la fracción arcillosa, el porcentaje que pasa por el tamiz No. 200 y los límites de consistencia. Para su medición se emplea una regla graduada.

8. *Las filtraciones.* La circulación de agua en macizos rocosos se realiza principalmente a lo largo de las fracturas y discontinuidades (permeabilidad secundaria). En rocas sedimentarias se efectúa también por los poros de la roca (permeabilidad primaria). Hay que tener en cuenta que la permeabilidad primaria tiene relevancia en los macizos rocosos sedimentarios, en la que los planos de estratificación y los propios estratos conectan unas rocas con otras. Las evidencias de las filtraciones en las discontinuidades pueden ser registradas con base en la observación de las juntas, si están limpias o húmedas (tabla 3.17). En lo posible debe estimarse el gasto, conociendo un volumen y el tiempo. La identificación es mediante reconocimiento visual. Este parámetro puede ser un indicador de las características del flujo, la estimación de las presiones de agua y las consecuencias que tienen sobre la estabilidad de los taludes.

Tabla 3.17 Descripción de la abertura con base al ISRM (González de Vallejo, 1998).

Clase	Discontinuidad con relleno	Discontinuidad sin relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no aparece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado. Flujo de agua continuo. Estimar el gasto.
V	Junta con goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferenciales. Estimar el gasto.
VI	Junta con flujo continuo de agua. Estimar el gasto.	Relleno completamente lavados. Presiones de agua elevadas.

9. *El tamaño de los bloques.* Es un indicador del comportamiento de las masas de roca. Las dimensiones del bloque son determinadas por el espaciamiento de las discontinuidades, por el número de juntas y por la persistencia de aquellas, las cuales delimitan los bloques potenciales. Las masas rocosas compuestas por grandes bloques, pueden ser menos deformables, y en el caso de las obras

subterráneas desarrollan favorable trabazón entre los bloques y arqueo en la excavación. Ayuda en la determinación de mecanismos de falla y formación de cuñas. Para su medición se emplea la cinta métrica.

Ante la dificultad de observar tridimensionalmente un afloramiento, mediante el parámetro j_v , que representa el numero de discontinuidades presentes en el macizo rocoso, se puede representar de manera aproximada el número de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1 m^3) de la masa rocosa, contando las discontinuidades de cada familia entre una longitud normalmente de 5 y 10 metros, medidos perpendicularmente a la dirección de cada una de las familias.

$$j_v = \frac{\Sigma \text{Número de discontinuidades } (N_o)}{\text{longitud medida } (L)} \quad (3.2)$$

Para una masa rocosa con tres discontinuidades j_1 , j_2 y j_3 , el parámetro de número de discontinuidades será:

$$j_v = \left(\frac{N_o * j_1}{L_1} \right) + \left(\frac{N_o * j_2}{L_2} \right) + \left(\frac{N_o * j_3}{L_3} \right) \quad (3.3)$$

En la tabla 3.18 se muestra la descripción del tamaño de los bloques en función del parámetro j_v y en la tabla 3.19 la clasificación de la masa rocosa en función de la forma y tamaño del bloque.

Tabla 3.18 Tamaño de bloques en función del número de discontinuidades (González de Vallejo, 1998).

Descripción	j_v (discontinuidades, m^3)
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1 – 3
Bloques de tamaño medio	3 – 10
Bloques pequeños	10 – 30
Bloques muy pequeños	> 30

Tabla 3.19 Clasificación de masas rocosas en función del tamaño y forma de los bloques (González V., 1998).

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

10. *Número de familias de discontinuidades.* La intensidad o grado de fracturación y el tamaño de los bloques de la matriz rocosa están condicionados por el número de familias de discontinuidades (tabla 3.20). El número de familias puede determinarse con la orientación promedio de cada familia. Cada una de las familias queda orientada mediante la proyección estereográfica, permitiendo identificar los mecanismos de falla que se presentan en la masa rocosa.

Tabla 3.20 Clasificación de masas rocosas en función del número de familias de discontinuidades (González V., 1998).

Tipo de masa rocosa	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales.
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades, más otras ocasionales.
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades, más otras ocasionales.
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades, más otras dos ocasionales.
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades.
IX	Intensamente fracturado (brechiferado)

3.4 Métodos geofísicos.

Es una de las formas más rápidas y económicas de obtener información sobre las características de los perfiles del subsuelo en áreas relativamente grandes. Se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica en los suelos y rocas. Mediante su interpretación y correlaciones se deducen las características estratigráficas, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos y rocas. Estos métodos son poco confiables, por lo cual se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar la información geológica y para reducir el número de sondeos. Estas técnicas no reemplazan los sondeos y deben utilizarse con un control de campo muy estricto. Los ensayos dependen de las relaciones de las condiciones del suelo con otras características físicas y se requiere de un experto geofísico para su interpretación. Los datos de la prueba geofísica se deben correlacionar siempre con la información obtenida de reconocimientos geológicos de campo y de métodos directos de exploración.

Los diferentes métodos geofísicos para el reconocimiento del subsuelo se dividen según el parámetro investigado en: gravimétricos (densidad), magnéticos (susceptibilidad magnética), eléctricos (resistividad), electromagnéticos (conductividad eléctrica y permeabilidad magnética), sísmicos (velocidad de propagación de ondas sísmicas) y radiactivos (niveles de radiación natural o inducida).

1. *Métodos sísmicos.* Estudian la propagación de ondas sísmicas en el terreno producidas artificialmente (mediante explosiones o golpe de un martillo), estableciendo su relación con la configuración geológica del subsuelo. La velocidad de propagación depende de las constantes elásticas y de la densidad del medio. Los contactos entre los cuerpos geológicos con diferente velocidad de transmisión de las ondas sísmicas definen superficies de separación en las que las ondas sufren refracción, reflexión o difracción (ley de Snell). Dentro de estos métodos se consideran las pruebas de: refracción sísmica, reflexión sísmica y de análisis espectral de ondas de superficie.

En geotecnia se emplea principalmente la prueba de refracción sísmica, que estudia la energía que vuelve a la superficie tras sufrir refracción total en superficies límite del subsuelo. Consiste en determinar el tiempo de arribo de las ondas longitudinales sísmicas S y P (generadas por una pequeña explosión o impacto), a geófonos captadores que envían su señal a un sismógrafo receptor. Con esta información se calcula la velocidad de propagación de las ondas (fig. 3.8).

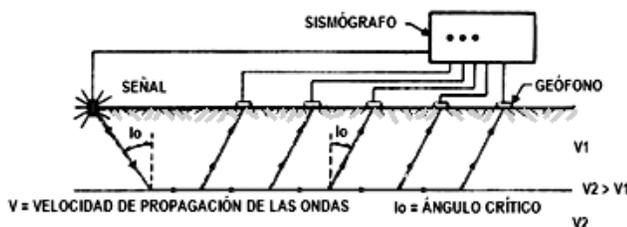


Figura 3.8 Propagación de ondas sísmicas y equipo para medición (sismógrafo).

Los resultados que se obtienen permiten interpretar la estratigrafía del sitio (basados en la ley de refracción total de las ondas en medio elástico),

preclasificar los suelos y rocas comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos, permitiendo comparar e inferir los espesores de los posibles tipos de material de cada estrato (tabla 3.21). Además, permite estimar el módulo elástico dinámico del medio, la porosidad y el grado de saturación.

Tabla 3.21 Tipos de velocidades en diversos materiales de suelo y roca (En Ruiz y González, 2002).

Material	Velocidad (m/s)	Material	Velocidad (m/s)
Suelo superficial	170 – 500	Arenisca	2400 – 4000
Arcilla	1000 – 2800	Lutita	1800 – 3800
Arcilla arenosa	975 – 1160	Marga	300 – 4700
Arcilla arenosa cementada	1160 – 1280	Caliza	3000 – 5700
Limo	760	Granito	3000 – 5000
Aluvión	550 – 1000	Basalto	4000 – 6000
Aluvión profundo	1100 – 2360	Dolerita	4000 – 7000
Deposito glaciar	490 – 1700	Grabo	4000 – 7000
Dunas	500	Mármol	3500 – 6000
Loes	400 – 475	Cuarcita	5000 – 6500
Arena seca	300		

La profundidad efectiva de este método es de 0 a 150 m. Para profundidades mayores se necesita una extensión horizontal de mayor operación. Algunas condiciones que se requieren para hacer la interpretación más segura, son: a) en general deben ser rocas estratificadas y sus echados deben variar cuando menos de 0 a 35°, b) la interpretación será mejor mientras más homogénea sean las formaciones y el contraste de velocidades entre cada una de ellas sea mayor, c) es importante que las velocidades se vayan incrementando con la profundidad, pues se puede dar el caso de que no se detecten ciertas capas cuando los materiales de alta velocidad se encuentran en la superficie (por ejemplo una colada de basalto).

2. *Métodos eléctricos.* Estudian la respuesta del suelo o de la masa rocosa cuando se propagan corrientes eléctricas continuas (DC) a través de él. El parámetro físico que se controla es la resistividad ($\Omega\text{-m}$) y la interpretación final se hace en función de las características geológicas de la zona en que se aplican. La resistividad es una propiedad intrínseca de las rocas, depende de la litología, estructura interna y sobretodo, de su contenido de agua, no siendo por tanto una propiedad isótropa en la masa rocosa.

Dentro de estos métodos se consideran las pruebas de: resistividad eléctrica DC, electromagnéticas, y geo-radar (GPR). El más empleado en geotecnia es el *Método de resistividad eléctrica DC*. En él, se induce al terreno corriente eléctrica a través de dos electrodos y se mide la caída de potencial entre un segundo par de electrodos situados entre los anteriores y alineados con ellos (fig. 3.9).

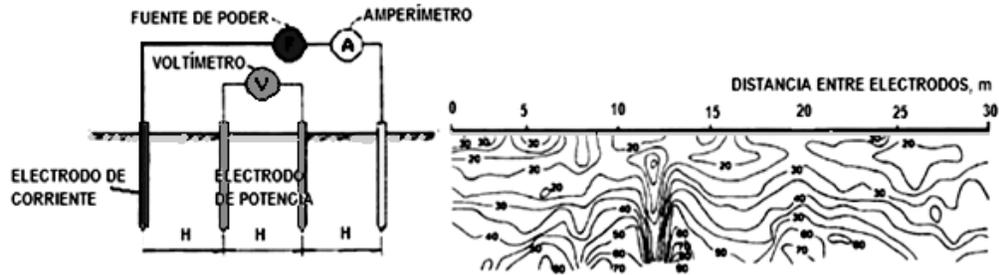


Figura 3.9 Equipo para determinar la resistividad del suelo y sección de isoresistividades (en ohm-m).

A partir de los valores medidos de la intensidad de corriente inducida al terreno, de la caída de potencial y de la separación entre los electrodos puede determinarse el valor de la resistividad aparente. Si el subsuelo es homogéneo, el valor obtenido coincide con la resistividad verdadera del subsuelo; en caso contrario (subsuelo no homogéneo como sucede generalmente), el valor obtenido depende de la resistividad de las distintas formaciones que atraviesa la corriente.

Para la exploración eléctrica se utilizan dos tipos de arreglos electródicos: el *Schlumberger* (con arreglo simétrico entre los electrodos, en el cual los electrodos de potencia se alinean con una separación de $1/5$ con los electrodos de corriente) y el *Wenner* (con simetría entre los electrodos, representada por la misma separación entre los electrodos de potencia y los de corriente).

Estos métodos son más efectivos si las formaciones geológicas sobre las que se aplican tienen un echado menor de 30° y su resistividad es homogénea lateralmente y contrastante verticalmente. Al final el relieve no debe ser muy abrupto, porque no es posible hacer correcciones por ese motivo. La profundidad

efectiva puede llegar a 1000 m dependiendo del tipo de sedimentos y del instrumento empleado.

Las principales aplicaciones de este método son: determinación del espesor y profundidad de materiales (de zonas permeables o impermeables), localización de niveles de agua y profundidad del agua subterránea, salinidad de las aguas, delimitación del contacto del agua dulce con el agua salada, localización de posibles zonas kársticas (cavernas) así como de fallas, diques, estudio de la secuencia de estratos y una estimación de profundidad y espesor de dichos estratos permitiendo definir la estratigrafía (mediante el diagrama de isorresistividad).

La clasificación de suelos y rocas, se hace por comparación de la resistividad con valores típicos de casos conocidos (tabla 3.22). Se puede llegar a determinar algunas propiedades índice de los suelos, sobre todo en arenas, como es la relación de vacíos.

Tabla 3.22 Valores usuales de resistividad de las formaciones geológicas más comunes.

Material	Resistividad (Ω m)
Margas	50 – 5000
Calizas	300 – 10000
Pizarras	100 – 1000
Granito	300 – 10000
Arcillas	1 – 20
Arenas	50 – 500
Conglomerados	1000 – 10000
Areniscas	50 – 5000
Aluviones	50 – 800

3. *Métodos gravimétricos.* Se basan en el estudio de las diferencias entre los valores medidos del campo gravitatorio terrestre en un lugar y el valor que teóricamente debía tener en ese lugar (anomalía gravimétrica). Las anomalías están originadas por heterogeneidad en la densidad del subsuelo y son positivas o negativas según exista en el lugar un cuerpo de mayor o menor densidad que la del entorno. Estos métodos son útiles para localizar cualquier fenómeno en el que la variación de la densidad sea su característica fundamental, empleándose para la detección de

huecos, localización de galerías, zonas con importantes pérdidas de finos con la consiguiente disminución de densidad (fig. 3.10). La unidad de medida es el miligal ($\text{mgal}=10^{-3} \text{ cm/s}^2$) y los aparatos de medición son los gravímetros con precisión de 0.01 mgal en los normales y de 0.001 mgal en los modelos micro.



Figura 3.10 Equipo para determinar la densidad en suelos y rocas (gravímetro).

Estos métodos se aplican generalmente en perfiles longitudinales, a base de puntos alineados de medida, o retículas con espaciado constante. La separación de los puntos de medida se planea en función de la magnitud y profundidad de la anomalía a investigar. La profundidad efectiva de este método puede ser mayor a los 1000 m, en el cual la intensidad de señal disminuye al cuadrado de la profundidad. Actualmente se realizan pruebas microgravimétricas, que son útiles para investigar anomalías gravimétricas de pequeña escala, generalmente con espaciados entre puntos de medida de 1 m ó menos, y con sensibilidad de equipos de $1 \mu\text{gal}$ ($1/10^{-6} \text{ gal}$).

4. *Métodos magnéticos.* Determinan las variaciones locales del campo magnético terrestre, obteniéndose medidas absolutas de la componente vertical del campo magnético. Las anomalías son debidas a diferencias de la susceptibilidad magnética de los suelos y rocas, y a la presencia de minerales permanentemente magnetizados. Se emplean para identificar contactos litológicos, fallas, diques, masas mineralizadas, siendo su utilidad muy limitada debido a que los resultados obtenidos no pueden interpretarse directamente de manera cuantitativa a partir de los datos de campo; además, no proporciona medidas directas de la geometría de la roca y sus resultados se suelen interpretar de forma cualitativa (fig. 3.11).



Figura 3.11 Equipo empleado para el método magnético (magnetómetro).

La principal ventaja de la magnetometría es que se trata de un método rápido y económico, empleando incluso menos de 30 segundos en la lectura de cada estación. El área a investigar se cubre habitualmente con una retícula de puntos de medición de espaciado regular y separación variable, en función del objetivo de la investigación. Como norma general la separación entre puntos de medida debe ser como máximo la mitad de la dimensión horizontal menor del cuerpo o anomalía a investigar. En este método la profundidad efectiva no es selectiva, pero la fuerza del campo disminuye al cuadrado de la distancia del observador.

5. *Métodos electromagnéticos.* Son aquellos que estudian la respuesta del terreno cuando se propagan a través de él campos electromagnéticos (EM). La gran variedad de formas de generación o detección de estos campos EM, así como la diversidad de sus características, dan lugar a un mayor número de técnicas de aplicación de cualquier otro método geofísico.

Se clasifican en dos grupos:

- *Grupo 1.* En éste predominan las corrientes de conducción, que a su vez se clasifican por la posición de la fuente de energía, en: a) *de fuente de inducción próxima* (conocidos comúnmente como métodos electromagnéticos), subdividiéndose en métodos EM en dominio de frecuencia (FDEM) y en métodos EM en dominio de tiempo (TDEM), b) *de fuente de inducción lejana* (VLF).
- *Grupo 2.* Son aquellos en que las corrientes del desplazamiento predominan sobre las corrientes de conducción, como es el equipo geo-radar o GPR. Dentro de este grupo se encuentran los siguientes métodos:

- A. *Método FDEM*. Consiste en la emisión de impulsos electromagnéticos desde una bobina emisora hasta una receptora situada sobre el terreno. La profundidad de penetración depende de: a) la frecuencia de emisión empleada (oscila entre rangos de 100 Hz a 10 kHz), b) de la distancia entre emisor y receptor, y c) de la orientación de las bobinas. Consiste en situar un punto emisor y otro receptor a una cierta distancia (5 a 50 metros como norma general), e ir desplazándolos a intervalos regulares a lo largo de los perfiles trazados en el terreno.
- B. *Método TDEM*. Consiste en registrar las variaciones del campo magnético secundario generado con el tiempo, mientras el transmisor no emite. Esto evita ruidos y permite utilizar la bobina emisora como receptora o situar la bobina receptora en el interior de la emisora.
- C. *Método V.L.F. (Very Low Frequency)*. Se diferencia de los anteriores en que la fuente emisora es una estación lejana (varios cientos de kilómetros) de muy baja frecuencia. La gran ventaja de este sistema, independientemente de su precisión, es que evita la puesta en campo de pesados equipos generadores del campo primario, utilizando solamente pequeñas bobinas que capten el campo resultante. Las ondas emisoras se encuentran dentro de la banda VLF (3 a 30 kHz) y cada emisora tiene una frecuencia específica.
- D. *Método de Geo-radar (GPR)*. Funciona por reflexión, obteniéndose perfiles continuos de alta resolución. Sus ventajas principales son la rapidez de toma de datos y versatilidad por la posibilidad de intercambiar antenas con diferentes frecuencias. Su principal desventaja es la excesiva dependencia de las características superficiales del terreno al que se aplica. Estos equipos emiten impulsos cortos de energía electromagnética (con frecuencia entre 50 MHz y 1.5 GHz), mediante una antena transmisora. Cuando la onda radiada halla heterogeneidad en las propiedades electromagnéticas de los materiales del subsuelo (contactos

entre materiales, fracturas, huecos, zonas de distinta calidad, elementos metálicos), parte de la energía se refracta de nuevo a la superficie y parte se transmite hacia profundidades mayores; la señal reflejada se amplifica, se transforma al espectro de la audiofrecuencia y se registra.

La selección de la frecuencia de las antenas para un estudio determinado, es función entre la resolución y la penetración. Las frecuencias elevadas son más resolutivas a poca profundidad, mientras que las de baja frecuencia son más penetrativas y tienen menor resolución. El equipo consta de una unidad transmisora y otra receptora, una unidad de control y otra de registro. Su operación consiste en realizar perfiles desplazando las antenas a lo largo de una trayectoria manteniendo constante la distancia entre ambas (fig. 3.12).



Figura 3.12 Equipo de geo-radar o GPR.

La interpretación de los registros se basa normalmente en la caracterización de la textura, amplitud, continuidad y terminación de las reflexiones. Su uso en una campaña de investigación considera factores como: contraste en las propiedades eléctricas de los materiales, penetración y resolución (que dependen de las propiedades eléctricas del terreno y de la frecuencia de la antena empleada) y ruidos ambientales (los equipos son muy sensibles a la influencia de estructuras metálicas, ondas de radio y tendidos eléctricos).

6. *Pruebas de geofísica en el interior de sondeos.* Constituyen una herramienta de gran utilidad para la medición de ciertas propiedades física, de las formaciones geológicas atravesadas por las perforaciones, complementando la información obtenida en los sondeos y los resultados de la geofísica de superficie. La realización de registros en varios sondeos permite la correlación entre los mismos.

En función del parámetro físico a medir, las pruebas se clasifican según el tipo de sonda utilizada en:

- A. *Sondas eléctricas*. Miden la resistividad eléctrica, potencial espontáneo y conductividad eléctrica.
- B. *Sondas nucleares o radiactivas*. Pueden ser de dos tipos: pasivas (miden la emisión de natural de radioactividad en el terreno que circunda el sondeo) y activas (registran la respuesta del terreno al ser bombardeado por rayos gamma o por un chorro de neutrones).
- C. *Sondas sónicas o acústicas*. Miden la velocidad de propagación y las características de atenuación de las ondas elásticas a través de la formación atravesada por el sondeo, estas magnitudes pueden correlacionarse con las propiedades mecánicas y el grado de fracturación de los materiales.
- D. *Sondas para fluidos*. Entre estas se encuentra la sonda de temperatura (facilita información de los puntos o zonas por los que penetra el agua al taladro), y la sonda de conductividad y velocidad del flujo (determina la velocidad de ascenso o descenso del fluido).
- E. *Sondas geométricas*. Comprende a las sondas de: a) calibre o “caliper”, proporciona un registro gráfico continuo del diámetro del sondeo, así como datos sobre la rugosidad o irregularidades de las paredes asociadas como cambios litológicos, huecos, zonas fracturadas o disueltas; b) el dipmetro o “diplog”, proporciona el buzamiento y la dirección del buzamiento de las discontinuidades atravesadas por el sondeo, mediante dispositivos eléctricos denominados “micro”, asimismo permite determinar la magnitud y dirección de la desviación del sondeo; c) sonda televisiva, proporciona una grabación de las paredes en sondeos sin agua o con agua limpia, permitiendo observar contactos litológicos, discontinuidades, fracturas, cavidades.

Mediante el empleo de técnicas como: Cross-hole, Down-hole y Up-hole; se obtienen las velocidades de transmisión de las ondas elásticas longitudinales (V_p)

y transversales (V_s), introduciendo una sonda triaxial (geófono) en un sondeo previamente revestido, que registre los tiempos de llegada de las ondas P y S. En las cuales, el empleo de los sensores, los instrumentos de golpeo y la propia ejecución del golpeo, exigen una cierta especialización para trabajar en el interior del sondeo y obtener de forma adecuada las ondas transversales o de cortante.

Técnica de Cross-hole. Se realiza entre dos o tres sondeos próximos entre sí. En uno o dos de ellos se introduce el geófono triaxial a distintas profundidades y en el otro sondeo se realiza el golpeo (o explosión) también a profundidad variable. El resultado es una sección de las diferentes velocidades del terreno entre los sondeos.

Técnica de Down-hole y Up-hole. Se lleva a cabo en un solo sondeo en el que el geófono triaxial se dispone a distintas alturas (profundidades), generalmente con un espaciado regular entre ellas. Los golpes (o explosiones) se generan desde la superficie del sondeo (Down-hole) o desde el fondo (Up-hole). En la superficie del terreno, los impulsos se realizan por golpeo lateral para ondas S y golpeo vertical para ondas P, sobre una placa fijada al suelo. El resultado obtenido es un perfil de velocidades del terreno.

La sonda triaxial o geófonos triaxiales tienen tres componentes, dos dispuestas horizontalmente y ortogonales entre sí y una tercera vertical, para identificar la llegada de las ondas S por comparación de los sismogramas recibidos en la misma componente pero procedente de golpeo en direcciones contrarias. La identificación del tiempo de llegada de las ondas P y S, y su representación en la curva tiempo-distancia (domocronas), permite calcular las velocidades V_p y V_s , y a partir de ellas, los módulos de elasticidad, de rigidez y la relación de Poisson.

3.5 Tipos de perforación.

La realización de un sondeo implica la ejecución alternada de muestreo, avance y rimado de la perforación. La técnica de perforación que se utilice es una parte

fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo. Las perforaciones pueden realizarse por varios métodos, como:

1. *Herramientas manuales.* Las más comúnmente usadas para la perforación en depósitos relativamente blandos que no contienen gravas o boleos son la pala posteadora y la barrena helicoidal (fig. 3.13).

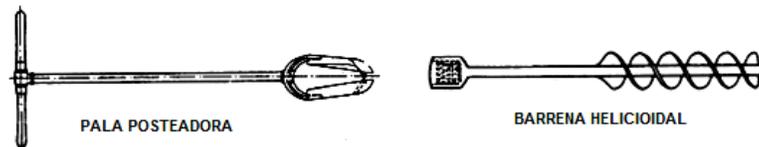


Figura 3.13 Herramientas manuales de perforación.

Las muestras que se obtienen son alteradas y por ello estas herramientas solo se utilizan para determinar la estratificación de los depósitos o para un estudio de bancos de materiales finos. La pala posteadora tiene dimensiones que varían de 10 a 20 cm de diámetro, es adecuada en casi todos los suelos, con excepción de los no cohesivos, bajo el nivel freático o secos, ya que no se retienen en la pala al extraer ésta. La barrena helicoidal manual es de gran utilidad en los suelos cohesivos que se adhieren a la hélice; tienen un diámetro máximo de 7.5 cm. Ambas herramientas se emplean hasta profundidades de 8 a 10 m, y excepcionalmente, hasta 15 m. Actualmente existen barrenas helicoidales eléctricas portátiles de 30 a 75 mm de diámetro, adecuadas para perforaciones más profundas (3.14).



Figura 3.14 Perforadora vertical manual, diámetros de 25 a 150 mm y 100 a 400 mm, respectivamente.

2. *Perforación con barrena helicoidal.* Es el método más simple para efectuar sondeos de exploración. Las muestras de suelo obtenidas son sumamente alteradas. Actualmente existen barrenas movidas por energía eléctrica, llamadas *barrenas de raspado continuo*, con las cuales se efectúan barrenos de 60-70 m de

profundidad, con diámetros de 30 a 15 cm. Estas barrenas se componen de secciones de 1 a 2 m, pudiendo ser huecas o sólidas. Los trabajos se efectúan con gran rapidez, a través de depósitos de suelos compactos o de gran dureza, proporcionando una muestra integral de todo el perfil perforado. Asimismo, con la misma máquina, se pueden efectuar perforaciones hasta de 50 cm de diámetro, con el auxilio de una broca dentada o un barril provisto de dientes en el fondo, que se pueden emplear hasta en suelos que contienen gravas; pero la presencia de boleos y cantos rodados dificultan su operación. En suelos no cohesivos bajo el nivel freático, su eficiencia es baja a consecuencia de los derrumbes de la pared de la perforación.

3. *Perforación por lavado (ademe y chiflón).* La perforación consiste en hincar a golpes, mediante un martillo de caída libre que se mueve a lo largo de una guía, un tubo ademe con diámetro interior de 6.5 a 15 cm provisto en su extremo inferior de una zapata afilada, de acero endurecido (fig. 3.15). Después de hincado el ademe de 2 a 3 m de largo, se introduce a través de él una barra de perforación o un tubo para agua, reforzado, que lleva en el extremo un trépano provisto de salidas por donde circula agua a presión. La línea de tubería del trépano se conecta a una bomba que hace circular el agua y mediante movimientos ascendentes y descendentes alternados, acompañados por pequeños giros, se afloja y extrae el material que ha quedado dentro del ademe, hasta limpiarlo totalmente, alcanzando el nivel de la zapata.

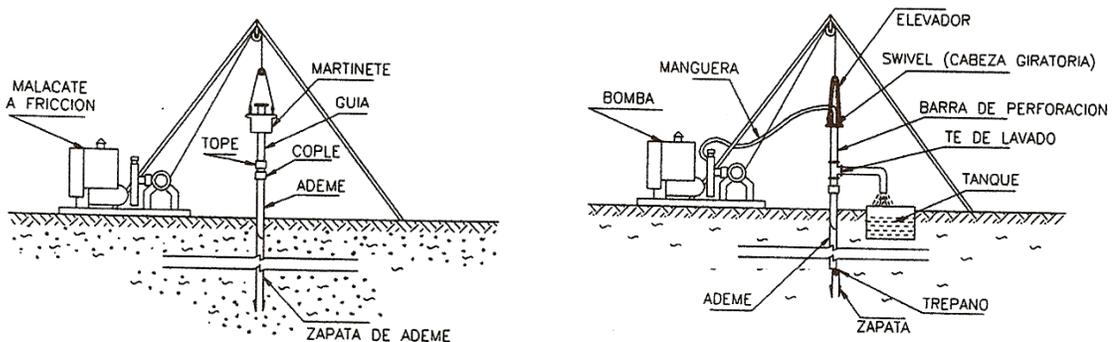


Figura 3.15 Perforación por lavado (ademe y chiflón).

El material extraído no es representativo de los estratos atravesados, ya que las partículas finas pueden haber sido eliminadas por el agua. El ciclo de hincado del ademe y limpieza del chiflón se repite hasta lograr la profundidad deseada; sin embargo, esto no se requiere si el barreno permanece abierto y las paredes no se derrumban. Este procedimiento permite hacer perforaciones hasta de 50 m de profundidad y es utilizado prácticamente en todo tipo de suelos. El avance a través de depósitos de grava y boleos es extremadamente difícil y lento, llegando a requerir el empleo de trépanos para aflojar y romper los fragmentos y permitir el paso del ademe. El peso del martillo con que se hinca el ademe tiene un peso que va de 50 a 150 kg y alturas de caída de 1 a 1.5 m, accionado mediante un cable de manila que se enrolla sobre un malacate de fricción. La tubería del ademe es de pared gruesa, con espesor de 6 a 10 mm, según el diámetro del tubo; puede estar provista de coples exteriores o interiores.

4. *Perforación por percusión.* Consiste básicamente de una herramienta pesada que se introduce en la perforación y se deja caer repetidamente sobre el fondo, accionándola con un cable de acero, mediante una torre y un malacate. El movimiento intermitente es producido por una manivela excéntrica. Se emplean dos herramientas básicas: a) el *barretón* que pesa de 150 a 700 kg con una broca afilada en el extremo inferior para quebrar el material, cuando se trata de depósitos duros o gravas, boleos o roca; y b) una *cuchara* provista de una trampa en su extremo inferior que permite extraer el material triturado (fig. 3.16).

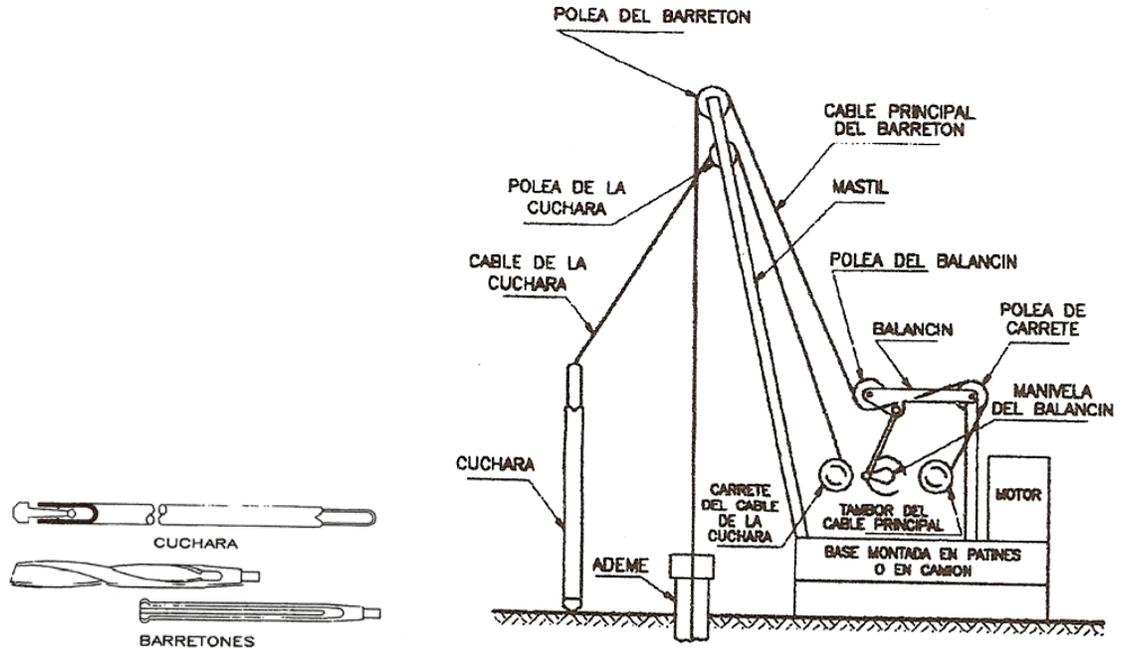


Figura 3.16 Esquema de una máquina de perforación con herramientas.

Es necesario mantener agua o lodo en la perforación para facilitar el trabajo de las herramientas. El avance en grava, boleó o roca es lento. En materiales no cohesivos se emplea lodo bentonítico dentro de la perforación para formar una masa que envuelva el material triturado y produzca al mismo tiempo una presión sobre las paredes de la perforación y un ademe de lodo que evite los caídos de la pared. Las muestras del material perforado obtenidas con la cuchara son muy alteradas y lavadas, por lo cual solo se pueden hacer una clasificación imprecisa de él.

5. *Perforación rotatoria.* Este sistema consiste en hacer girar, dentro de la perforación, una herramienta que afloja, corta o tritura el material del fondo, provista de chiflones que permiten la salida de agua o de una suspensión de lodo bentonítico que arrastra hacia afuera de la perforación los materiales sueltos. El giro de la herramienta se produce con una máquina y se transmite a través de una tubería acoplada en tramos, que sirve al mismo tiempo para conducir el líquido que lava la perforación (fig. 3.17). El avance de la herramienta se controla con distintos dispositivos; en un caso se utiliza el propio peso de la herramienta y la barra de perforación, mientras que en otros se dispone de un mecanismo

engrasado y un tornillo que va avanzando longitudinalmente a medida que gira la barra. Otro tipo más moderno está provisto de gatos hidráulicos que producen una carga, ya sea hacia abajo o hacia arriba, según se desee aplicar carga a la barra de perforación o disminuir el peso de ésta sobre la herramienta de avance. Con este procedimiento se efectúan fácilmente barrenos con diámetros de entre 50 y 200 mm. Cuando se requieren muestras de suelo, la barra perforadora se eleva y el trepano se reemplaza por un muestreador.

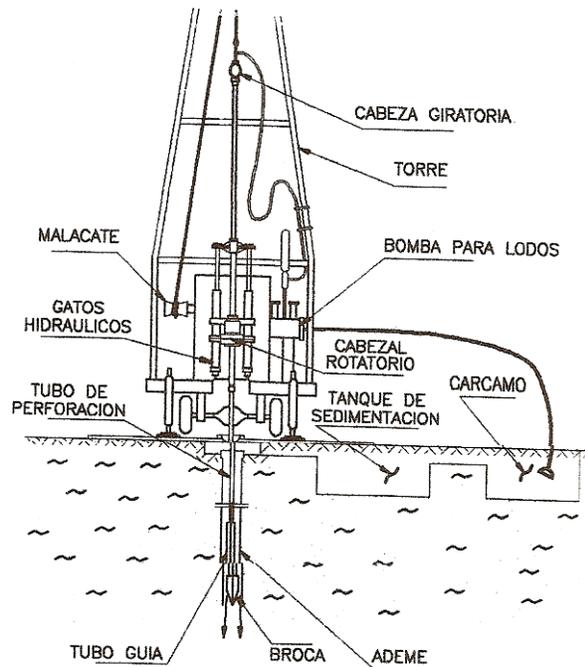


Figura 3.17 Esquema de una máquina rotatoria.

Durante la perforación, el operador debe realizar y anotar una serie de observaciones útiles para el análisis de los materiales, como son:

- La velocidad de avance de la perforación y el cambio de presión requerida puede ayudar a identificar los cambios de estrato.
- Las pérdidas o ganancias de agua, permiten definir presiones piezométricas y el flujo a través de las capas investigadas.
- La medición del nivel freático al final de un día e inicio del siguiente, permitiendo cuantificar las permeabilidades e identificar el nivel de agua estática.

3.6 Brocas de perforación.

Las brocas empleadas para la perforación a rotación se eligen de acuerdo con la dureza de los materiales que se van a cortar (fig. 3.18).

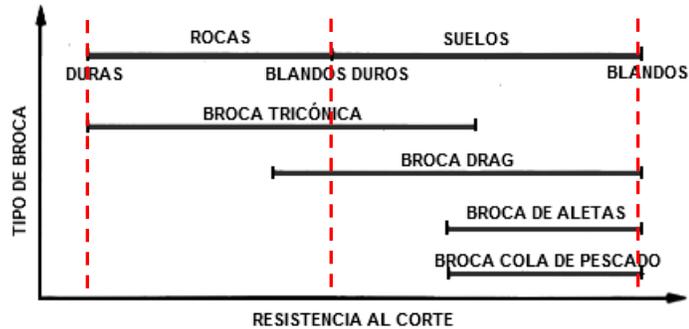


Figura 3.18 Criterio de selección de una broca de perforación para suelos y rocas.

1. *Broca tricónica*. Consiste en tres conos giratorios embalados que tienen dientes de abrasión, de forma esférica para rocas duras y de prismas agudos para rocas blandas (fig. 3.19a). Para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire) que sale al centro de la broca. Es útil para perforar desde rocas duras a suelos duros, pero poco adecuada para suelos blandos.

El uso de estas bocas queda restringido a los basaltos y tobas duras (en los basaltos, los martillos neumáticos que cortan a roto-percusión son más eficientes y reducen significativamente los costos de perforación). La tricónica no debe usarse para perforar pozos de bombeo porque remoldea por amasado al suelo, reduciendo su permeabilidad y alterando su estructura.

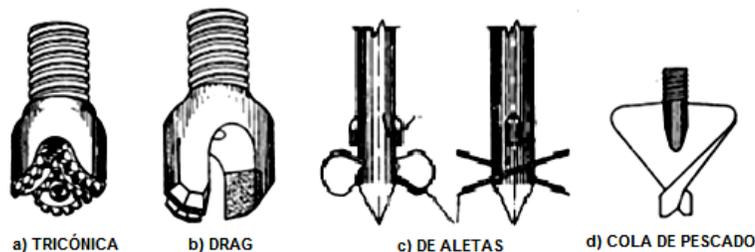


Figura 3.19 Tipos de brocas.

2. *Broca Drag*. Es una pieza sólida que tiene tres planos radiales de corte, protegidos con pastillas de carburo de tungsteno (fig. 3.19b). Para enfriar la broca y arrastrar

el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación que sale al centro de la broca. Su aplicabilidad abarca desde las rocas blandas a los suelos duros; no debe utilizarse para suelos blandos porque el chiflón de agua o lodo erosiona hasta 50 cm (1.6 ft) por debajo de la broca. La broca "Drag" es más eficiente que la tricónica para perforar tobas duras.

3. *Broca de aletas*. Consiste en dos placas de acero duro (aletas) que forman una hélice corta. La salida del agua o lodo a presión incide en la superficie superior de las aletas (fig. 3.19c). Esta broca es de fabricación artesanal; se desarrolló para perforar los suelos blandos del Valle de México, eliminando el problema de erosión del fondo de la perforación, que generan las brocas tricónica y la Drag.

Esta broca se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda; es la más adecuada para hacer perforaciones en sondeos e instalación de pozos de bombeo porque deja agujeros limpios y poco alterados; adicionalmente, tiene las ventajas de ser significativamente más económica que la tricónica o la Drag y sobre todo más eficiente.

4. *Broca de cola de pescado*. Es una pieza sólida que consiste en dos placas triangulares ligeramente alabeadas, con su vértice en la parte inferior (fig. 3.19d), aunque también pueden ser rectangulares y entonces la parte inferior es recta. Esta broca siempre es ciega (no tiene salidas para fluido de perforación), por lo que su uso se restringe a la llamada perforación de batido.

Esta broca se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda. Es la más adecuada para hacer perforaciones sin eliminar el material cortado. Se utiliza también para perforar los estratos duros que impiden el hincado del cono eléctrico.

Las barras empleadas en la perforación pueden ser del tipo EW, utilizadas para la penetración de cono eléctrico, las AW, BW y NW son de empleo más general, esta última es poco recomendable para el muestreo de suelos (tabla 3.23).

Tabla 3.23 Medidas de las barras de perforación más usuales.

Barra	Ø exterior	Ø interior	Ø interior del cople	Peso	Cuerda
-------	------------	------------	----------------------	------	--------

	in	mm	in	mm	in	mm	(kg/ml)	por in
EW	1 3/8	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	4.6	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	6.5	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	6.2	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	8.0	3

Longitud estándar: 3.05 m (10 ft)

En cuanto a los ademes (tabla 3.24), los diámetros interiores de 76 y 101 mm (3 y 4 in), limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por eso, en sondeos en los que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

Tabla 3.24 Medidas de los ademes más usuales.

Ademe	Diámetro exterior		Diámetro interior		Peso (kg/ml)	Cuerda por in
	in	mm	in	mm		
NW	3 1/2	88.9	3	76.2	12.8	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	16.8	4

3.7 Muestreo alterado.

Son muestras obtenidas en las que el acomodo estructural de sus partículas se ha modificado en forma significativa debido al proceso de extracción. Estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar los suelos, determinar algunas propiedades índices (análisis granulométrico, determinación de límites líquido y plástico, densidad de sólidos, determinación de contenido orgánico, clasificación del suelo), definir la estratigrafía y preparar especímenes compactados o reconstruidos. Estas muestras se extraen mediante pala o métodos manuales, introduciéndolas en sacos herméticos de plástico. La cantidad de muestra a tomar dependerá de la granulometría de los materiales y del tipo de ensayos a realizar.

Las técnicas de muestreo alterado más usuales son:

- A. *Pozos a cielo abierto (PCA)*. Pueden ejecutarse por medio de excavación manual con pala y pico o con maquinaria (retroexcavadora) si el terreno lo permite. Son excavaciones con dimensiones mínimas de 1.5 x 2 m en planta que se llevan usualmente a profundidades de 3 a 5 m cuando el nivel freático lo permite, siendo su principal limitante. Permite observar directamente las características estratigráficas del suelo. Es recomendable en suelos secos y duros.

B. *Mediante penetrómetro estándar (SPT)*. Es una herramienta de muestreo, conocida como *tubo partido* (fig. 3.20).

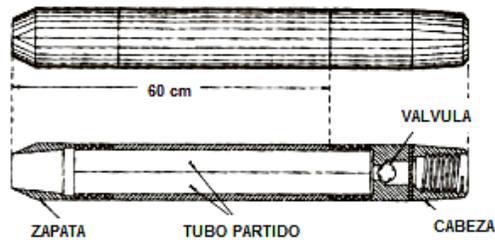


Figura 3.20 Tubo partido normal.

Consiste en un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero en la punta y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinca. La cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla. Opcionalmente se utiliza una trampa de paso para retener las muestras. El tubo tiene diámetro interior de $1\frac{3}{8}$ " , diámetro exterior 2" y longitud total 75 cm.

El muestreador se introduce en una perforación de 7.5 cm (3 in) de diámetro mínimo; la muestra se obtiene hincándolo 45 cm (1.5 ft) a percusión en el fondo de la perforación por medio de impactos del martinete de un peso de 64 kg (0.63 kN) que se deja caer en caída libre desde una altura de 75 +/- 1 cm. Se cuenta el número de golpes para hincar los primeros 45 cm en tramos de 15 cm (0.5 ft). La resistencia a la penetración estándar es el número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los dos últimos tramos de 15 cm (6 in). Opcionalmente pueden hincarse 60 cm, siendo la resistencia a la penetración estándar el número de golpes necesarios para hincar los 30 centrales del muestreador. Cuando debido a la dureza del suelo no se puede penetrar los 45 cm (1.5 ft), se define N por extrapolación.

Con esta herramienta de muestreo se puede: a) definir la estratigrafía del sitio, b) estimar la compacidad relativa de suelos granulares (tabla 3.25) y la consistencia de suelos cohesivos (tabla 3.26), c) a las muestras obtenidas, determinar las

propiedades índice de los suelos presentes, d) mediante correlaciones, estimar el ángulo de fricción interna de suelos granulares.

Tabla 3.25 Densidad relativa de arenas y el número de golpes (N) obtenido en pruebas de penetración estándar (Por Terzaghi y Peck en 1968). Correlación N vs. ϕ en suelos gruesos.

N (número de golpes)	Compacidad o Densidad relativa	ϕ (grados)
0-4	Muy suelta	< 30
4-10	Suelta	30-32
10-30	Media	32-35
30-50	Densa	35-38
>50	Muy densa	> 38

Tabla 3.26 Relación entre el número de golpes en penetración estándar (N), la consistencia de la arcilla y su resistencia a compresión simple (q_u). (Por Terzaghi y Peck en 1968). Correlación N vs. q_u en suelos finos.

N (número de golpes)	Consistencia de la arcilla	q_u (kg/cm ²)
< 2	Muy blanda	0 - 0.25
2-4	Blanda	0.25 - 0.5
4-8	Media	0.5 - 1
8-15	Firme	1 - 2
15-30	Muy firme	2 - 4
> 30	Dura	> 4

Tabla 3.27 Valores representativos del ángulo de fricción en materiales granulares y limos

Material	Ángulo de fricción ϕ (en grados)	
	Suelto	Denso
Arena, granos redondeados, uniforme	27.5°	34°
Arena, granos angulosos, bien graduada	33°	45°
Gravas arenosas	35°	50°
Arena limosa	27° - 33°	30° - 34°
Limo inorgánico	27° - 30°	30° - 35°

Nota: los valores del ángulo de fricción corresponden a una presión confinante efectiva menor de 5 kg/cm².

Stroud en 1974 (Reino Unido), desarrolló una correlación útil del valor de N para arcillas duras y rocas blandas, en la que la resistencia a la compresión simple $q_u \cong 5 N$ (kPa). Esta correlación es empleada para obtener la resistencia de suelos residuales arcillosos, cuando las profundidades del perfil de suelo no son mayores de 5 metros.

3.8 Muestreo inalterado.

Consiste en obtener especímenes de suelo que conservan el acomodo estructural de sus partículas sólidas. Sin embargo, es imposible evitar la relajación de esfuerzos y sus consecuencias en el comportamiento mecánico, que pueden ser ligeras o importantes dependiendo del cuidado y la técnica con que se obtengan. Las muestras inalteradas se utilizan en el laboratorio para identificar los suelos y determinar sus propiedades índice y mecánicas. La obtención de estas muestras se realizan mediante técnicas manuales y con muestreadores adecuados según el tipo de suelo.

Las técnicas de muestreo más usuales son:

- A. *Pozos a cielo abierto (PCA)*. En ellas se obtención muestras inalteradas cubicas de los estratos principales (de 20 a 30 cm) o cilíndricas (mediante tramos de tubos de acero o de aluminio hincados a presión o por golpeo). En las primeras se procede a labrar en las paredes o en el fondo de la excavación especímenes de forma cubica, las cuales se protegen con “manta de cielo”, brea y parafina, para evitar la pérdida de humedad. En el segundo se toman muestras hincando un tubo en las paredes o en el fondo de la excavación, mediante empuje manual (en suelos blandos), o con mediante golpeo con algún peso (en suelos firmes); los extremos del tubo se tapan con manta de cielo, brea y parafina y se protegen para su envío al laboratorio.

- B. *Muestreadores de pistón*. Constan de un tubo de pared delgada que se hince a presión en el suelo con una cabeza que tiene un mecanismo de pistón que puede ser fijo, retráctil o libre; los más utilizados son el de pistón estacionario (fig. 3.21) y el tipo Osterberg. Se emplean para el muestreo de suelos cohesivos muy blandos, pero con el muestreador de pistón estacionario también se puede realizar el muestreo de arenas saturadas sueltas. Los muestreadores de pistón crean un vacío en la parte superior de la muestra que permite extraer muestras de limos y arcillas muy blandas.

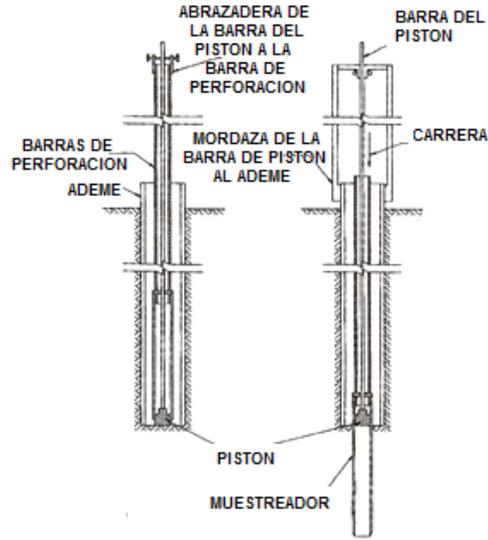


Figura 3.21 Tubo con pistón estacionario.

Durante el proceso se mide la longitud de muestra recuperada (tabla 3.28). Su operación con este tipo de muestreadores es una maniobra delicada y lenta.

Tabla 3.28 Recuperación de muestras.

Recuperación %	Calidad
$Rec = 100$	Excelente
$Rec = 80$	Buena
$50 < Rec < 80$	Mala
$Rec < 50$	Inaceptable

donde Rec , es la recuperación dada por la expresión: $Rec = \frac{L}{H}(100)$, siendo L la longitud recuperada (cm, m), H es la longitud muestreada (cm, m).

- C. *Tubo de pared delgada (tubo Shelby)*, Es un tubo muestreador de lamina de acero, delgado, afilado en su extremo inferior, el cual se hinca a presión y a velocidad constante, con el objeto de inducir esfuerzos menores que perturben en un grado mínimo a la estructura del suelo (fig. 3.22). Se utiliza para el muestreo inalterado de suelos blandos a semiduros localizados arriba y abajo del nivel freático; tiene de 7.5 a 20 cm (3 a 8 in) de diámetro interior.



Figura 3.22 Tubo muestreador de pared delgada (Shelby).

En sus investigaciones M. J. Hvorslev, 1949, encontró que si el volumen desplazado por el tubo es menor que 10% del volumen de la muestra extraída, la alteración se mantiene dentro de límites razonables, esta condición queda expresada por la fórmula:

$$\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i} \leq 0.1 \quad (3.4)$$

Según Hvorslev la holgura entre la muestra y el tubo debe ser de 1% a 3% expresada de la siguiente manera:

$$0.01 < \frac{D_i - D_o}{D_i} < 0.03 \quad (3.5)$$

donde: D_e = diámetro exterior, D_i = diámetro interior y D_o = diámetro afilado en su extremo inferior.

La holgura no debe ser excesiva, pues la falta de adherencia entre la muestra y el tubo impide extraer el espécimen del suelo del fondo de la perforación. La válvula de la cabeza del muestreador permite la salida del agua del interior del tubo al entrar la muestra y al mismo tiempo, evita que el agua de la perforación ejerza una presión sobre la cara superior de la muestra, al retirar el muestreador de la perforadora, la cual expulsaría la muestra del tubo.

El empleo de este tipo de muestreador está limitado a la capacidad del equipo de hincado que normalmente solo permite aplicar carga de 1 a 2 toneladas sobre el muestreador. El hincado puede hacerse con los gatos hidráulicos del cabezal de la máquina perforadora, con un gato hidráulico especialmente diseñado para el objeto o con un sistema de poleas que se muestra esquemáticamente en la figura 3.23.

- D. *Tubo dentado.* Permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración. Consta de un tubo de acero unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora, montada al final de la columna de barras de perforación. Con las barras se hinca y da rotación al muestreador desde la superficie a una velocidad menor de 100 rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s (0.4 in/s) hasta penetrar 75 cm (2.5 ft). La parte

inferior del tubo tiene ocho dientes de corte formada con alteraciones de un diente recto y otro doblado 0.2 cm (0.08 in) hacia el exterior, con el objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo.

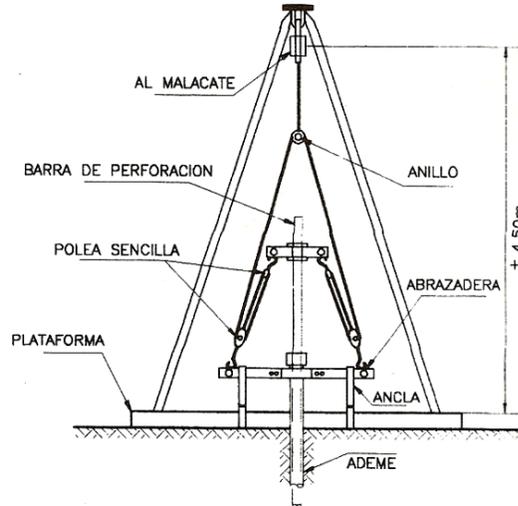


Figura 3.23 Dispositivo para el hincado del tubo muestreador de pared delgada.

E. *Muestreadores Denison y Pitcher.* Para eliminar las dificultades que se presentan al utilizar el tubo Shelby en arcillas duras, se emplea un barril constituido por dos tubos concéntricos (fig. 3.24). Se conocen como *barriles* por que operan a rotación y presión.

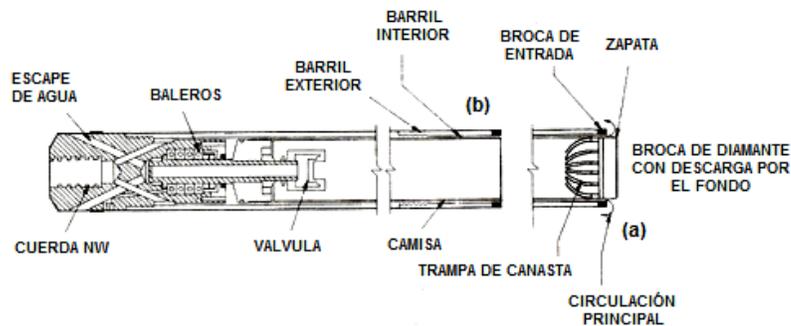


Figura 3.24 Barril muestreador rotatorio (Denison).

El tubo interior está unido al exterior a través de una caja de baleros en la parte superior, con lo cual se logra que ambos tubos puedan girar independientemente uno del otro. En su extremo inferior el tubo interior está provisto de una zapata afilada y el exterior con una broca que va cortando el material, la zapata del tubo interior generalmente sobresale de la broca. El barril se hace avanzar aplicando

una carga vertical que hinca a la zapata y hace que la muestra entre a presión en el tubo interior, el cual permanece fijo, mientras que el exterior gira cortando el material que ha quedado fuera del tubo interior. Los recortes de material son conducidos a la superficie mediante agua o lodo que se hace circular a través de las barras de perforación y entre ambos tubos concéntricos.

El tubo interior está provisto de una camisa delgada en la cual se aloja la muestra; en ocasiones lleva una trampa de canasta arriba de la zapata para asegurar que la muestra no se salga al extraer el tubo (fig. 3.24a). Con este dispositivo se obtienen muestras que varían en diámetro de 5 a 20 cm.

Para obtener muestras de roca, la broca de tungsteno se sustituye por una de diamante industrial, el tubo interior no sobresale de la broca y la trampa de canasta se sustituye por un resorte en forma de cuña que permite arrancar el cilindro de roca después de ser cortado por la broca de diamante (fig. 3.24b). Si se trata de rocas blandas o intemperizadas, la broca está provista de perforaciones en la base, que permiten la salida del agua o lodo, reduciéndose así la erosión del agua sobre la muestra y aumentando la recuperación.

Con el muestreador Denison pueden obtenerse especímenes inalterados de un gran número de suelos, que van de blandos a duros y hasta rocas suaves, para lo cual se utilizan distintas terminales en el extremo inferior. Para los suelos blandos, el tubo interior sobresale de 5 a 10 cm, mientras que para las arcillas muy duras sobre sale 1 a 2 mm. La velocidad de rotación varía entre 50 y 200 rpm.

El muestreador Pitcher es adecuado cuando existen estratos intercalados delgados de materiales blandos y duros. Opera de manera similar al barril Denison, donde el tubo interior se hinca a presión en el suelo, en tanto que el tubo exterior gira y la broca corta al suelo circundante. La velocidad de rotación debe ser de 100 rpm como máximo.

Los dos tipos de muestreadores proporcionan muestras en donde otros procedimientos son ineficaces. Además, de ser los únicos que simultáneamente muestrean y perforan.

- F. Muestreador TAMS. En la obtención de muestras de suelo que se encuentran por arriba del nivel freático, no es aconsejable utilizar herramientas de perforación de muestreo que requieran el empleo de agua o lodo bentonítico, por producir cambios en el contenido natural del agua de los especímenes. Para ello, se emplea el muestreador TAMS, que es semejante al Denison, excepto por el barril exterior, provisto por un elevador helicoidal (fig. 3.25). Este muestreador corta al suelo en forma de un anillo y el material cortado es elevado por la espiral, no requiere el empleo de agua y puede operarse a mano o mecánicamente, haciéndolo girar a baja velocidad de 20 a 30 rpm.

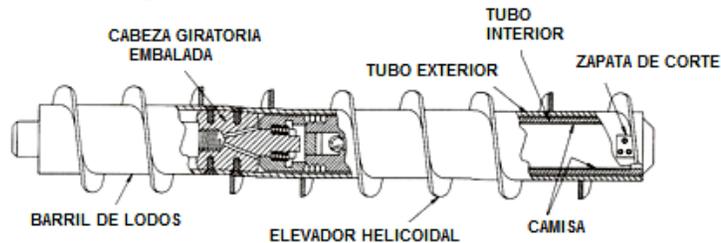


Figura 3.25 Barril muestreador de espiral (TAMS).

- G. *Barriles*. Se emplean cuando se encuentra durante la perforación una formación rocosa. Se unen a las barras perforadoras y avanzan por rotación. Se hace circular agua a través de la barra de perforación durante la extracción y los residuos son lavados hacia afuera. Los elementos de corte pueden ser de diamante y carburo de tungsteno. Existen tres tipos: barril simple, barril doble y barril doble giratorio (doble swivel). Los núcleos de roca obtenidos con barriles de tubo simple son sumamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de roca menores que el tamaño BX tienden a fracturarse durante el proceso de extracción (tabla 3.29).

Tabla 3.29 Tamaño estándar de varios tipos de barril y sus tamaños.

Tipo de barril de extracción	Diámetro exterior del trépano del	Tipo de barra de perforación	Diámetro de la barra	Diámetro del barreno (mm)	Diámetro de la muestra de
------------------------------	-----------------------------------	------------------------------	----------------------	---------------------------	---------------------------

	barril de extracción (mm)		(mm)	roca (mm)	
EX	36.51	E	33.34	38.1	22.23
AX	47.63	A	41.28	50.8	28.58
BX	58.74	B	47.63	63.5	41.28
NX	74.61	N	60.33	76.2	53.98

Con base en la longitud del núcleo de roca recuperada en cada avance, se calcula el porcentaje de recuperación con la expresión:

$$\text{Tasa de recuperación} = \frac{\text{longitud de núcleo recuperado (cm, mm)}}{\text{longitud teórica de núcleo recortado (cm, mm)}} \times 100 \quad (3.6)$$

Un porcentaje de recuperación de 100% indica la presencia de roca intacta, para rocas altamente fracturadas la tasa de recuperación es de 50% o menor.

El índice de calidad de la roca (*RQD*) define mejor la calidad de ésta y se indica en porcentaje (tabla 3.30). Se calcula con la expresión:

$$RQD = \frac{\sum \text{de longitud de piezas recuperadas en núcleos iguales o mayores de 101.6 mm}}{\text{longitud teórica del núcleo de roca recortada}} \times 100\% \quad (3.7)$$

Tabla 3.30 Índice de calidad de la roca.

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

Para la estimación del *RQD*, se consideran sólo los fragmentos o trozos de núcleos de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante (a partir de grado IV inclusive), para los que se considera un *RQD*=0%. La medida del *RQD* se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que la longitud de maniobra no exceda de 1.5 metros. El diámetro mínimo de los testigos debe ser 48 mm. La medida de la longitud del testigo se realiza sobre el eje central del mismo, considerándose los fragmentos con al menos un diámetro completo.

Ejemplo para estimar el *RQD* de una muestra de roca:



$$RQD = \frac{55 + 20}{150} \times 100\% = 50\% \quad \therefore \text{la calidad de la roca es mala.}$$

3.9 Pruebas de penetración con cono.

Los penetrómetros son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos). Se emplean como instrumentos de exploración para facilitar la selección de los muestreadores de suelo o como complemento en campañas de exploración.

Estos equipos permiten conocer muy aproximadamente la estratigrafía, clasificando al suelo por correlaciones empíricas, pero solo si se cuenta con la medición de la resistencia de cono (q_c) y la resistencia por fricción (f_c); además, permiten conocer la variación con la profundidad de la compacidad relativa, la resistencia al corte (drenada) de las arenas y la resistencia al corte (no drenada) de las arcillas.

Los equipos de penetración con cono utilizables en el estudio de laderas y taludes, son:

1. *Penetrómetro estático tipo eléctrico (cono holandés CPT)*. Se hince a presión (estáticamente). Tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 3.6 cm de diámetro, 10 cm² de área y funda cilíndrica de fricción de 3.6 cm de diámetro y 13.25 cm de longitud.

El penetrómetro se hince en el suelo con ayuda de un mecanismo hidráulico capaz de aplicar 2.5, 10 ó 20 toneladas (24.5, 98.1 ó 196.2 kN) de fuerza axial. Con una perforadora común de geotecnia se puede hincar el cono. La velocidad usual de hincado es de 2 cm/s (1.2 m/min, 3.9 ft/min), midiéndose la resistencia a la penetración (llamada resistencia de punta). Los penetrómetros de cono pueden medir:

- a. La resistencia por punta (q_c) es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área proyectada.
 - b. La resistencia por fricción (f_c) es la resistencia medida por un “manguito” situada arriba de la punta cónica con el suelo que le rodea. es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividido entre su área superficial.
2. *Penetrómetro de cono de fricción mecánica* (fig. 3.26). En este caso la punta del penetrómetro está conectada a un conjunto de barras internas. La punta es primero empujada aproximadamente 40 mm, dando la resistencia de cono. Con un empuje adicional, la punta acciona la fricción del manguito. Conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y el manguito. Restando la fuerza sobre el cono se obtiene la fuerza lateral.

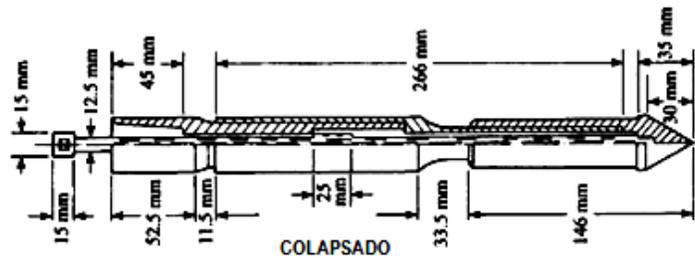


Figura 3.26. Penetrómetro de cono de fricción mecánica (ASTM, 1992).

3. *Penetrómetro de cono eléctrico de fricción* (fig. 3.27). En este caso la punta está unida a un grupo de barras de acero. La punta se empuja a razón de 20 mm/s. Los cables de los transductores se pasan por el centro de las barras y dan en forma continua la resistencia de cono y lateral.

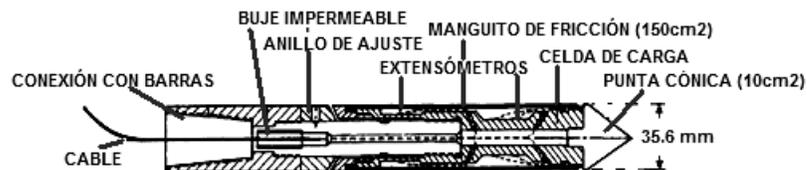


Figura 3.27 Penetrómetro de cono eléctrico de fricción (ASTM, 1992).

La clasificación del tipo de suelo, se hace con gráficas de correlación (figs 3.28 y 3.29). Donde la relación de fricción (F_r), es la resistencia de fricción (f_c) entre la resistencia de cono (q_c), en porcentaje.

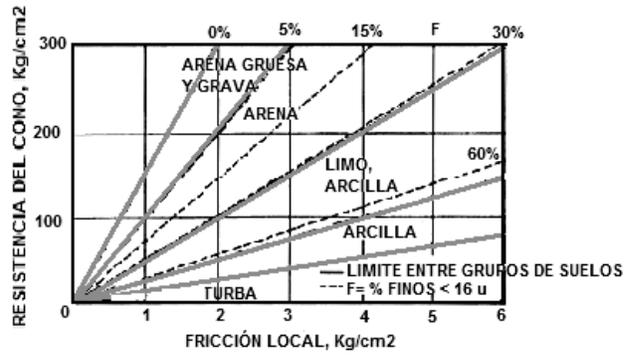


Figura 3.28 Clasificación de suelos con penetrómetro estático (Sanglerat, 1972).

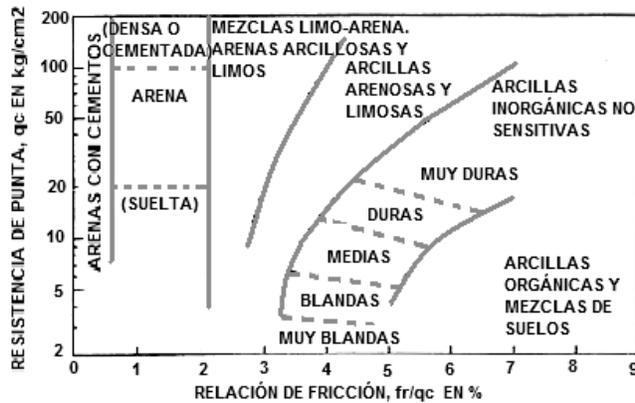


Figura 3.29 Clasificación estimativa de suelos con penetrómetro estático (Schmertmann, 1970).

En suelos no cohesivos, existe una correlación entre la resistencia de punta del cono (q_c), y el número de golpes N en la prueba de penetración estándar (tabla 3.31).

Tabla 3.31 Correlación entre los resultados de pruebas CPT (q_c en kg/cm^2) y SPT (N), (Schmertmann, 1970).

Tipo de suelo	q_c/N
Limos, limos arenosos, mezclas limo-arena ligeramente cohesivas	2.0
Arenas limpias finas a medias y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava	5.0
Gravas y gravas arenosas	6.0

4. *Cono sísmico.* Permite medir en el suelo, a diferentes profundidades, las velocidades de las ondas de corte y de compresión (fig. 3.30). Se compone por un par de péndulos unidireccionales suspendidos en el interior de una camisa metálica con punta cónica de 5 cm de diámetro. Un sistema de amplificación que puede alimentarse con corriente alterna o con corriente directa y una tarjeta de

adquisición de datos conectada a una computadora que almacena la información generada durante el sondeo.

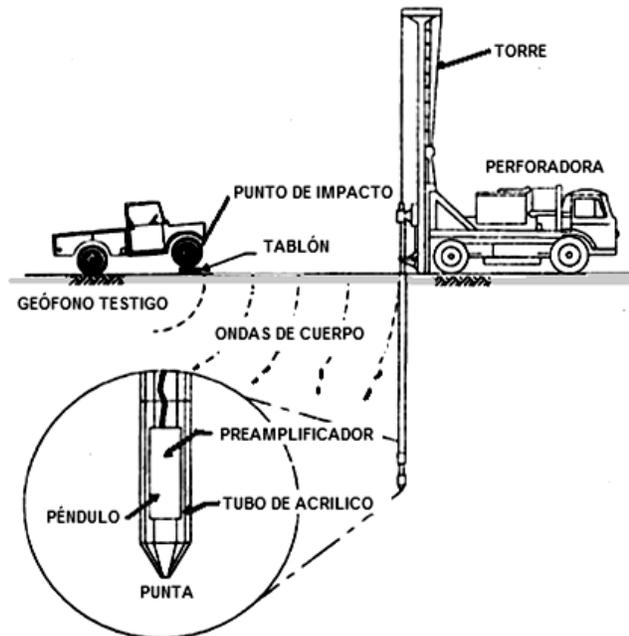


Figura 3.30 Esquema de un cono sísmico.

5. *Piezocono*. Es un aparato relativamente reciente, el cual mide la presión de poro, además de la resistencia de punta y fricción (fig. 3.31). El equipo que se utiliza para el hincado del piezocono en el suelo es similar al que se emplea en una prueba de cono eléctrico convencional.

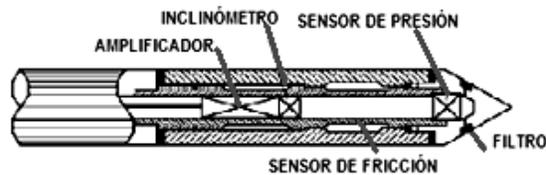


Figura 3.31 Detalle de un piezocono.

La velocidad de hincado del piezocono no es mayor a 2 cm/s (0.8 in/s), para evitar generar una sobrepresión que podría dañar el transductor. Este equipo permite determinar la distribución de presiones de manera semejante a lo que se puede lograr con una estación piezométrica, pero en tiempo y costo menores.

3.10 Otros métodos de pruebas de penetración.

Existen otros métodos que son empleados para estimar las propiedades mecánicas del suelo, como son:

1. *Dilatómetro de Marchetti (DMT)*. Consiste de una paleta de acero templado que tiene en el centro de una de sus caras una membrana circular de acero que se expande con gas a presión. Se conecta a la unidad de control por medio de una manguera neumática y cables conductores, ambos alojados dentro de las barras de perforación haciéndola avanzar hasta una cierta profundidad en la que se expande la membrana (fig. 3.32).

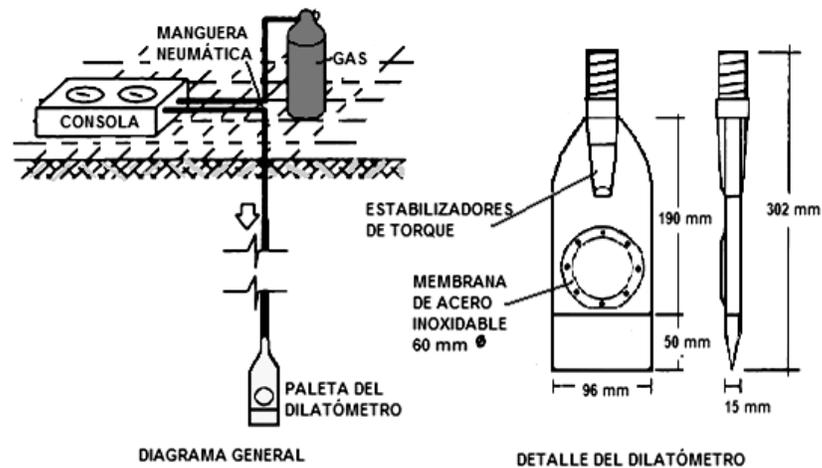


Figura 3. 32 Dilatómetro de Marchetti.

Se realizan tres mediciones con la unidad de control con el fin de determinar el índice de presión, el índice de material I_D (utilizado para estimar la estratigrafía y el tipo de suelo dependiendo del tamaño de las partículas del suelo, tabla 3.32) y el índice de presión de poro (usado para la clasificación del suelo).

$$I_D = \frac{P_1 - P_o}{P_o - u_o} \quad (3.8)$$

donde: u_o = presión de poro antes del hincado del dilatómetro, P_o = primera lectura midiendo la presión necesaria para inflar la membrana circular cuando este se halla separado de la hoja 0.05 mm, P_1 = segunda lectura tomada al momento en que la separación sea de 1.10 mm dentro del suelo.

Además, mediante este equipo se puede estimar los valores del ángulo de fricción interna (ϕ), modulo de elasticidad (E), coeficiente de empuje de tierras en reposo (K_o) y relación de preconsolidación (OCR). Para hincar el dilatómetro en el suelo se utiliza un equipo similar al empleado para el cono eléctrico.

Tabla 3.32 Clasificación del suelo basado en el I_D (Por Marchetti en 1980).

Tipo de suelo	I_D
Turba/Arcillas sensitivas	< 0.10
Arcilla	0.10 – 0.35
Arcilla limosa	0.35 – 0.60
Limo arcillosos	0.60 – 0.90
Limo	0.90 – 1.20
Limo arenoso	1.20 - 1.80
Arena limosa	1.80 – 3.30
Arena	> 3.30

2. *Ensayo de veleta.* Mide directamente la resistencia al corte del suelo al rotar una veleta que se introdujo en el suelo. Se aplica un torque para producir la falla a lo largo de una superficie cilíndrica. La resistencia al cortante se obtiene igualando el torque al momento producido por los esfuerzos de cortante sobre la superficie cilíndrica (fig. 3.33). Mediante este ensaye se puede obtener la resistencia pico y la resistencia residual que queda después de una falla. Es uno de los ensayes más útiles para obtener el valor de la resistencia al corte.

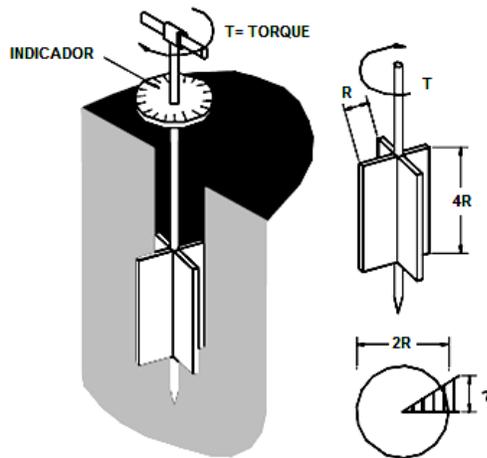


Figura 3.33 Detalle de un ensaye de veleta.

La resistencia al cortante de una veleta de relación diámetro-altura 1:2, está dada por la expresión:

$$\tau = \frac{6}{7} \left(\frac{M}{\pi * D^3} \right) \quad (3.9)$$

donde: M = torque o par de fuerza aplicada y D = diámetro de la veleta.

Debe tenerse en cuenta que el ensaye no proporciona valores exactos de la resistencia al corte no drenada y es necesario realizar el ensaye en la misma forma cada vez para poderlo correlacionar. Si el suelo contiene grava o partículas

grandes puede dar resultados erráticos. Sowers y Royster en 1978 indicaron que la resistencia al cortante medida en el ensaye de veleta puede ser un 30% mayor que la medida con otros métodos.

3. *Presiómetro*. Consiste en introducir una sonda cilíndrica en el suelo y expandirla para presionar e este horizontalmente. Permite obtener las características de resistencia y deformación de suelos y rocas (fig. 3.34). El ensaye suministra una gráfica de presión contra cambio volumétrico y éste puede convertirse en una curva esfuerzo-deformación. Se determina también el módulo de deformación. El ensaye se repite a diferentes profundidades para obtener perfiles de parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo. Se distinguen tres tipos diferentes de presiómetros atendiendo a la forma de instalación en el suelo: a) presiómetro colocado en un barreno previamente realizado, b) presiómetro autoperforante, y c) presiómetro hincado.

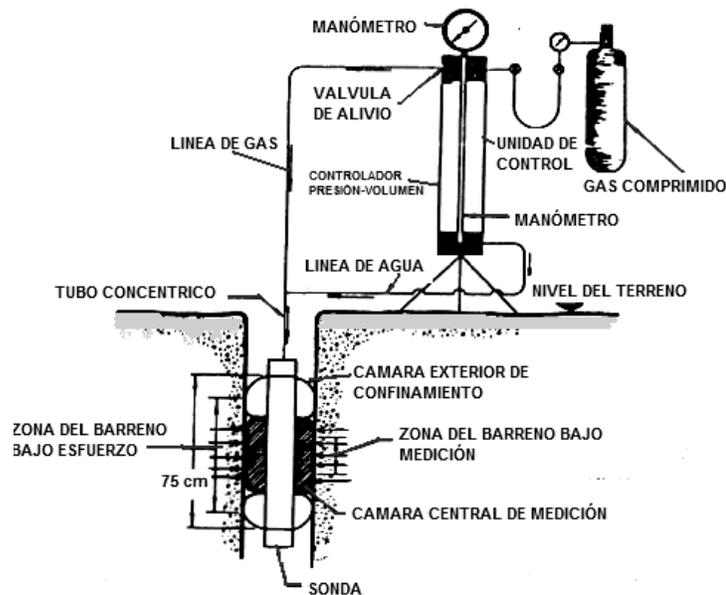


Figura 3.34 Esquema de un presiómetro.

3.11 Tipos de pruebas in situ.

La utilización de ensayos in situ permite determinar la resistencia al cortante directamente en el campo, utilizando ensayos sencillos o complejos. Son muy útiles para determinar la resistencia al cortante en suelos residuales por las siguientes

razones: a) se elimina la alteración por muestreo, transporte y almacenamiento, y b) el tamaño de la muestra es mayor y más representativo de la masa de suelo.

Los tipos de ensayos más utilizados son:

1. *Ensayo de corte directo "in situ"*. Es muy poco utilizado por su costo relativamente alto. Son más empleados en ensayos en roca, debido a que no es posible determinar la resistencia de estos materiales heterogéneos o estratificados mediante ensayos de laboratorio. Este ensayo generalmente se realiza en pozos a cielo abierto y es particularmente útil para simular la condición de esfuerzos que existe sobre una superficie plana, con potencial de deslizamiento en una ladera (fig. 3.35).

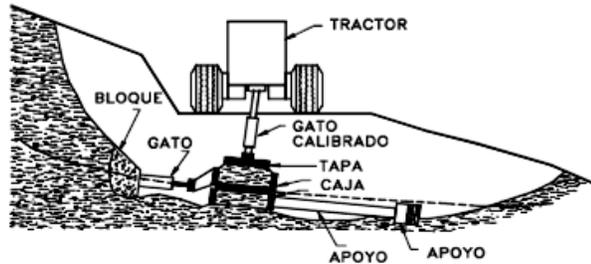


Figura 3.35 Ensayo de corte directo "in situ".

Su principal propósito es determinar los valores de las resistencias pico y residual tanto en material intacto como en discontinuidades. La excavación del pozo y del pedestal (muestra a ensayar) debe hacerse con un cuidado muy especial para evitar alterar las discontinuidades en la muestra. Una vez que se excava el pedestal debe protegerse de la exposición para evitar cambios de humedad. En ensayos a lo largo de una discontinuidad, la orientación espacial de la discontinuidad (rumbo y buzamiento) deben identificarse muy claramente antes de iniciar el labrado de la muestra.

2. *Penetrómetro de bolsillo*. Este ensayo da un valor muy crudo de la resistencia a la compresión que presenta el suelo a cierta profundidad. Se entierra manualmente dentro de la arcilla a una profundidad predeterminada y se mide la presión requerida para cierta penetración.

3. *Esclerómetro o martillo Schmidt*. Permite estimar de forma aproximada la resistencia a la compresión simple de un macizo rocoso o discontinuidad. Consiste en un pequeño aparato metálico de geometría cilíndrica que dispone de un muelle en su interior y de una punta retráctil, la cual al ser presionada contra la roca hace que el muelle se dispare. El aparato se coloca perpendicular al plano de ensaye y en función a la resistencia de la roca el muelle sufre mayor o menor rebote. Deben realizarse en cada punto 10 percusiones, eliminando los 5 valores más bajos y tomando el valor promedio de los restantes.
4. *Ensaye de veleta de bolsillo (torcómetro)*. Se utiliza para la determinación rápida de la resistencia al cortante de suelos cohesivos, tanto en el campo como en las muestras de tubo Shelby. La veleta de bolsillo consiste en una serie de cuchillas que se entierran en el suelo y sobre las cuales se aplica un torque, el cual mide la resistencia al cortante del material.
5. *Ensaye de placa*. Se realiza en zanjas o pozos a cielo abierto, incluso en la superficie de terreno. Consiste en aplicar una carga vertical en incrementos sobre una placa lisa metálica (circular o cuadrada), de dimensiones variables (30 x 30 cm a 1 x 1 m), midiéndose la deformación con la carga. Aunque se emplea en taludes, su utilidad es muy limitada.
6. *Determinación del nivel freático*. Por medio de observaciones en pozos a cielo abierto o excavaciones; este es el método más simple pero requiere de un tiempo importante después de realizada la excavación antes de tomar la medida para permitir al nivel de agua el lograr un equilibrio. También se determina con tubos de observación, instalados en perforaciones. La profundidad del nivel de agua se mide por medio de un cable eléctrico y un elemento detector (medidor eléctrico o un simple objeto metálico). Su precisión es buena pero debido a que la perforación, tiene comunicación con todos los estratos, no puede especificarse la presión del agua en punto determinado de un sitio en específico. Para mayor exactitud se emplean piezómetros.

7. *Ensaye de permeabilidad.* Se realizan en el interior de sondeos, pozos y en excavaciones. Los ensayos más empleados son:

A. *Ensaye Lefranc.* Se emplea para medir el coeficiente de permeabilidad en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático, y en rocas muy fracturadas. Se efectúa en el interior de sondeos y puede realizarse durante la ejecución de la perforación o una vez finalizada ésta. El procedimiento consiste en rellenar de agua el sondeo y medir el gasto necesario para mantener el nivel constante (ensaye a flujo constante) o bien medir la velocidad de descenso del nivel de agua (ensaye a flujo variable). La medida del gasto de entrada debe realizarse cada 5 minutos, manteniéndose el nivel constante en la boca del sondeo durante 45 minutos. Si la entrada es muy alta, debe medirse cada minuto durante los 20 primeros y después cada 5 minutos hasta llegar a los 45.

B. *Ensaye Lugeon.* Se realiza en el interior de sondeos. Permite calcular la permeabilidad de macizos rocosos, en cualquier tipo de litología y estado de fracturación. El ensaye consiste en introducir agua a presión constante (10 kPa/cm²) en el sondeo, midiendo las admisiones durante un período de 10 minutos. Normalmente se ensayan tramos de 5 m de sondeo, aislando el tramo con un obturador o dos obturadores. La presión se aplica en incrementos sucesivos de carga y descarga de 0, 1, 2, 5 y 10 kPa/cm² respectivamente, manteniendo la presión en cada incremento durante 10 minutos.

Siempre se deben de alcanzar los 10 kPa/cm² excepto en rocas blandas en los que se puede producir fracturación hidráulica antes de llegar a dicha presión. La unidad de medida del ensaye es el Lugeon que corresponde a una absorción de agua de 1 litro por metro de sondeo y por minuto, realizando el ensaye a 10 atmósferas de presión durante 10 minutos. Una unidad Lugeon equivale aproximadamente a un coeficiente de permeabilidad de 1.3×10^{-5} cm/s (tabla 3.33).

Tabla 3.33 Clasificación de macizo rocoso en función de la permeabilidad (Olalla y Sopena, 1991).

Tipo de macizo	Unidad Lugeon	Presión (kPa/cm ²)
Muy impermeable	0 – 1	10
Prácticamente impermeable	1 – 3	10
Permeable	> 3	10
	1.5 – 6	5
Muy permeable	> 3	10
	> 6	5

3.12 Instrumentación geotécnica.

Tiene como finalidad determinar el comportamiento y medir las características que presenta el terreno frente a cargas, movimientos, empujes y demás acciones, tanto naturales como inducidas por construcciones ingenieriles. La planificación de un programa de instrumentación requiere elegir las magnitudes a medir y el tipo de instrumentos a utilizar.

La utilidad de instrumentación en campo radica en la posibilidad de poder obtener información del comportamiento del talud a lo largo de periodos de tiempo y poder medir ciertos parámetros geotécnicos. El primer paso en la planeación de un programa de instrumentación es determinar: a) ¿Qué tipo de medición se requiere?, b) seleccionar el tipo específico de instrumento que mejor se adapta a las necesidades del estudio a la ladera o talud, c) planear la localización, número y profundidad de la instrumentación, d) escoger la metodología de lectura de las mediciones, y e) decisiones sobre el manejo y presentación de los datos obtenidos.

Previamente a la instalación de instrumentos se deben plantear los probables mecanismos de falla. Lo que se pretende es corroborar la validez o no de las teorías propuestas y la cuantificación de ciertos parámetros y procesos. Las situaciones típicas en la cual se requiere instrumentar una ladera o un talud, es para:

- Determinar la profundidad y forma de la superficie de falla en un deslizamiento activo.
- Establecer los movimientos laterales y verticales dentro de la masa deslizada.
- Definir la velocidad del deslizamiento y establecer los mecanismos de alertar
- Monitorear la actividad en cortes naturales e identificar los efectos de una determinada construcción.

- e. Monitorear los niveles de agua subterránea o presiones de poro y su correlación con la actividad del deslizamiento.
- f. Colocar medidores y comunicación a un sistema de alarma.
- g. Monitoreo y evaluación de la efectividad de diferentes sistemas de estabilización o control.

Los principales equipos de instrumentación aplicados al movimiento de laderas y taludes, son:

1. *Equipos convencionales de topografía.* Se utilizan equipos ópticos o electrónicos para determinar los movimientos laterales y verticales de los deslizamientos, colocándose bancos de nivel en sitios fijos y una serie de puntos de medición en la zona deslizada.

Algunos métodos topográficos empleados son:

- a. *Métodos geodésicos.* Permite medir movimientos horizontales y verticales, obteniendo una precisión media del orden de centímetros. Se pueden utilizar tres sistemas: triangulación (medida de ángulos desde dos o más bases fijas), trilateración (medida de distancias desde tres o más bases fijas), y poligonación (medida de ángulo y distancias desde al menos tres bases fijas).
- b. *Nivelación.* Mide movimientos verticales con precisiones de 1 a 3 mm en itinerarios de 1 km.
- c. *Colimación.* Para medir movimientos horizontales perpendiculares al plano de colimación.

En cualquiera de los tres sistemas es importante asegurar que las bases topográficas o de referencia sean fijas y estén situadas fuera de las zonas inestables. De eso dependerá la precisión en la toma de lecturas. La precisión que se puede obtener puede ser alta, del orden de milímetros (fig. 3.36).

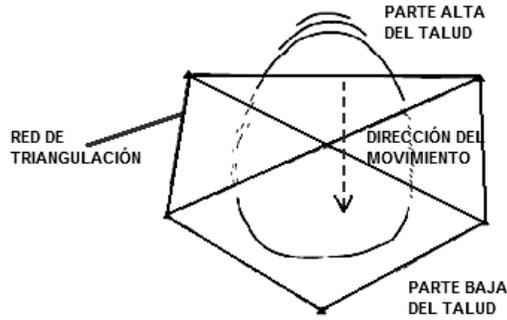


Figura 3.36 Red de triangulación en un deslizamiento.

2. *Medidor superficial de inclinación.* Determina la rotación o inclinación de un punto en la superficie del terreno. Su uso más común es para monitorear movimientos de taludes en minas a cielo abierto, carreteras y ferrocarriles. Los medidores de inclinación utilizan sensores electrónicos o servoacelerómetros. Los sensores electrónicos tienen una mayor sensibilidad, pero los servoacelerómetros tienen mayor rango.

3. *GPS diferencial (DGPS).* Empleado para monitorear los movimientos superficiales de deslizamientos. Una estación base en un sitio conocido se utiliza para hacer las correcciones y refinamientos de una o varias estaciones móviles. Todas las estaciones utilizan el mismo sistema satelital. El DGPS relaciona observaciones a estaciones móviles desconocidas con observaciones simultáneas en la estación base conocida. En condiciones favorables se consigue una precisión menor de 1 cm. Sin embargo, la precisión de DGPS puede deteriorarse considerablemente en la que la superficie del terreno está cubierta de árboles o en épocas de malas condiciones de clima.

4. *Extensómetros horizontales.* Utilizado para medir el movimiento relativo comparando la distancia entre dos puntos de una forma automática (fig. 3.37). Generalmente se instalan a través del escarpe principal o a través de las grietas para determinar su movimiento. Colocando una serie de extensómetros interconectados desde el escarpe principal hasta la punta del deslizamiento, se puede determinar en forma clara el movimiento de bloques individuales dentro del

movimiento general. Las mediciones deben tener una precisión de al menos 0.2 mm.

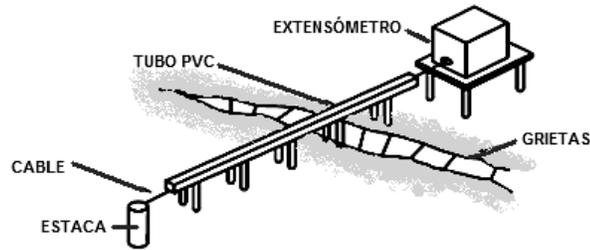


Figura 3.37 Instalación de un extensómetro horizontal.

5. *Extensómetros verticales.* Son muy útiles para determinar movimientos de superficie de falla cuando las deformaciones son mayores de 5 cm, en la que los inclinómetros no se pueden utilizar por la imposibilidad de entrada del sensor. Los extensómetros verticales miden el aumento o disminución de la longitud del cable o tubo que conecta dos puntos anclados dentro de una perforación y cuya distancia de separación es conocida. Generalmente se colocan unos pesos para mantener una tensión entre los cables.

6. *Medidor de agrietamientos.* Sirven para medir la ampliación de grietas con el transcurso del tiempo en taludes de suelo o de roca. Usualmente, se colocan dos guías mayores o marcas a lado y lado de la grieta y se toman medidas periódicas de su separación. Un sistema común es la colocación de elementos de madera de lado a lado del movimiento, unidos por un elemento que permite la medición de las deformaciones (fig. 3.38). Existen también diferentes sistemas de medición eléctrica de deformaciones, los cuales utilizan transductores con precisión entre 0.0001 y 0.005 pulgadas.

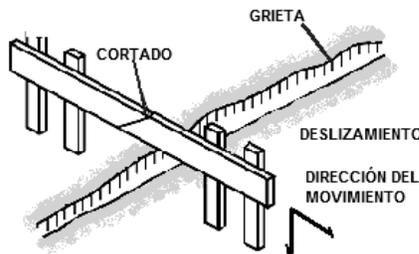


Figura 3.38 Equipo sencillo para medir desplazamientos.

7. *Medidor de verticalidad.* Es útil para determinar la deformación en el hombro y corona, y en ocasiones al pie del movimiento y de esta forma evaluar la posibilidad de deformaciones futuras. El equipo consiste en un nivel de agua capaz de medir las componentes Norte-Sur y Esto-Oeste (fig. 3.39).

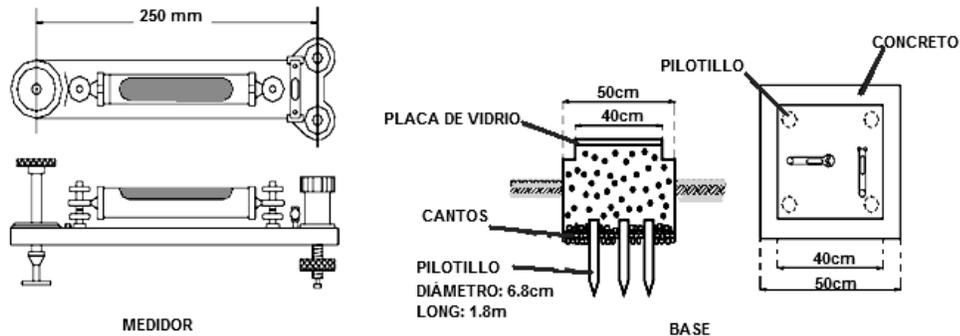


Figura 3.39 Medidor de verticalidad.

8. *Detector de movimientos.* Consiste en una varilla de aproximadamente 25 mm de diámetro, la cual se inserta en un hueco de perforación, en la que tubos metálicos de longitudes cada vez mayores se hacen bajar por la perforación hasta que la curvatura del sondeo no permita el paso del tubo. De esta forma puede detectarse la superficie de falla en un talud inestable.
9. *Inclinómetro.* Mide el cambio de inclinación de un tubo que se coloca en una perforación dentro del talud, para conocer la distribución de los movimientos laterales. Permiten determinar la profundidad de la superficie de falla y la dirección y magnitud de los desplazamientos (fig. 3.40). Un sistema de inclinómetro está compuesto por cuatro componentes principales:
- Un tubo guía de plástico, acero o aluminio instalado dentro de una perforación. Este tubo tiene unas guías o ranuras longitudinales ortogonales entre sí para orientar la unidad sensora. Se utilizan diámetros de tubo entre 1.5 y 3.5 pulgadas.
 - Un sensor portátil (torpedo) montado sobre un sistema de ruedas que se mueven sobre las guías del tubo.

- c. Un cable de control que baja y sube el sensor y transmite señales eléctricas a la superficie y que está graduado para control superficial.
- d. Un equipo de lectura en la superficie sirve de proveedor de energía, recibe las señales eléctricas, presenta las lecturas y en ocasiones puede guardar y procesar los datos.

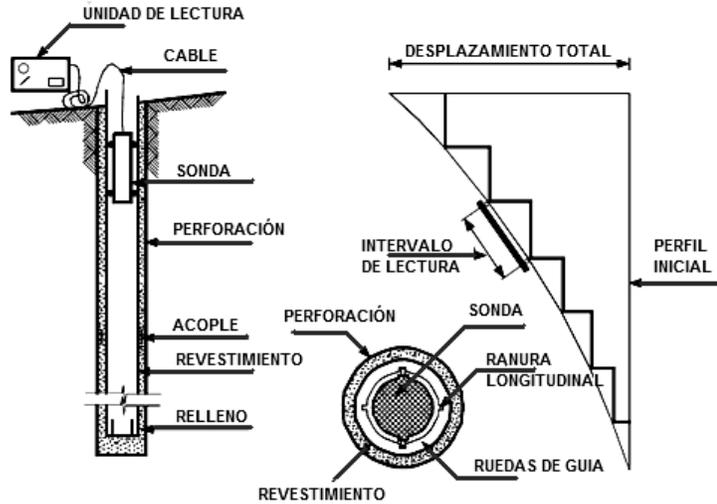


Figura 3.40 Esquema de un inclinómetro.

Los inclinómetros pueden medir deformaciones de 1.3 a 2.5 mm, en una longitud de 33 metros, equivalente a una precisión de 1:10,000. Actualmente existen sensores de mayor precisión que suministran información continua, con una precisión aproximada de 1:25,000. El fondo del inclinómetro se supone fijo y es la base para la medición de la deformación; por esta razón es necesario que la base del tubo esté perfectamente anclada. La porción baja del ducto debe instalarse como mínimo 3 metros por debajo de los sitios en los cuales se espera que el suelo sufra el desplazamiento lateral.

10. *Piezómetros*. Son equipos que permiten determinar la presión de poro existente en el suelo saturado a cierta profundidad. Esta presión de poro depende de la localización de los niveles freáticos, de las presiones internas de los acuíferos y de las características geológicas del sitio. El tipo de piezómetro a seleccionar para cada estudio específico depende de las características de funcionamiento del piezómetro y su precisión.

- a. *Piezómetro abierto* tipo Casagrande (fig. 3.41a). Mide el nivel del agua que se establece en un tubo vertical provisto de una celda permeable (filtro o elemento poroso) en su extremo inferior. Con la información que se obtiene se evalúa la variación de la presión de poro con el tiempo. Puede ser de PVC o metálico. El nivel de agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica integrada al piezómetro. Solo se utiliza en capas permeables (arenas, gravas).
- b. *Piezómetros neumáticos* (fig. 3.41b). Mide directamente la presión que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma. Como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido, su tiempo de respuesta es corto. Se utiliza principalmente en suelos de baja permeabilidad.

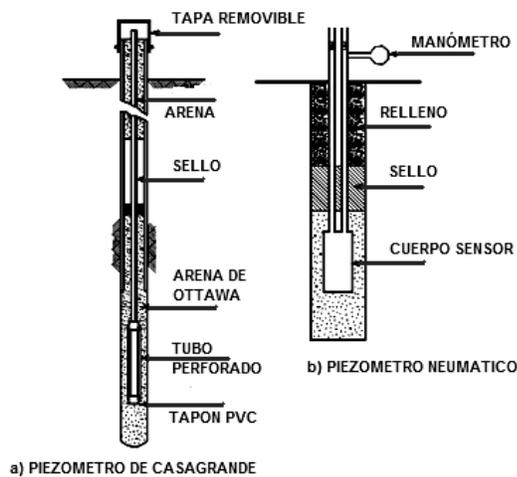


Figura 3.41 Esquema general del piezómetro: Casagrande y neumático.

- c. *Piezómetro de cuerda vibrante*. Consisten en un diafragma metálico separando la presión de agua del sistema de medida. Un cable tensionado está unido al punto central de un diafragma metálico. Las deflexiones del diafragma ocasionan cambios en la tensión del cable, la cual es medida y convertida en presión (fig. 3.42).

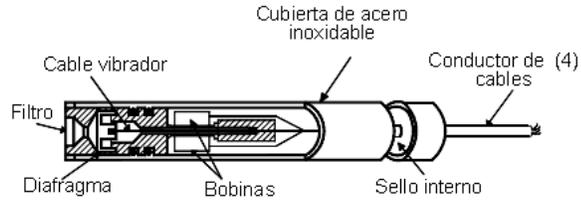


Figura 3.42 Sección del sensor de un piezómetro de cuerda vibrante (Cornforth, 2005).

Sus ventajas son la facilidad de lectura y la poca interferencia para la colocación de rellenos. Puede utilizarse para medir presiones negativas de agua. Su principal uso se relaciona con la facilidad para incorporarlos a los sistemas automáticos de adquisición de datos y la posibilidad de transmitirlos a grandes distancias. Dentro de sus desventajas se encuentra la deformación o “creep” a largo plazo, modificando la tensión del cable del ancla y la precisión de las medidas. El sensor es susceptible a dañarse por la acción de descargas eléctricas durante tormentas, debido a que el cable metálico enterrado en el piso, actúa como un elemento que atrae los rayos.

Capítulo 4

INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

Se realizan ensayos en laboratorio para obtener los parámetros y propiedades de los suelos y las rocas necesarios para los análisis numéricos, de forma que representen las condiciones reales que se presentan en el campo. Las propiedades índice y mecánicas que se obtienen para el análisis de laderas y taludes en suelos son: contenido de agua, límites de Atterberg, gravedad específica (densidad de sólidos), distribución granulométrica, permeabilidad, deformabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, mineralogía por difracción de rayos X. Para rocas: porosidad, contenido de agua, peso volumétrico, alteración, alterabilidad, sensibilidad, mineralogía, densidad, deformabilidad, resistencia y permeabilidad.

La determinación precisa de la resistencia de los materiales que conforman una ladera o un talud es esencial para un análisis de estabilidad. Sin embargo, los valores de la resistencia al cortante determinado por ensayos de laboratorio dependen de factores, tales como la calidad de las muestras obtenidas, su tamaño y el método de ensaye a emplear, así como del grado de saturación, el cual varía con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

Las envolventes de falla para suelos y rocas son generalmente no lineales en un rango amplio de esfuerzos. Por esta razón, los ensayos deben idealmente ser realizados en el rango de esfuerzos correspondiente a la situación de diseño. Por ejemplo, para deslizamientos poco profundos deben utilizarse esfuerzos normales pequeños y para fallas profundas esfuerzos normales mayores. La diferencia entre la velocidad de carga

aplicada en un ensaye de laboratorio y la situación real es sustancial. En la mayoría de los ensayos de laboratorio se aplica la carga en unos minutos u horas pero para la mayoría de laderas y taludes, la carga es permanente con excepción de las cargas dinámicas que se aplican en periodos muy cortos de tiempo.

Los ensayos de laboratorio más comunes empleados para suelos son los de compresión triaxial y los de corte directo; mientras que para rocas, se emplean ensayos de compresión simple o de compresión triaxial. Sin embargo, la estabilidad de los taludes en roca fracturada depende generalmente de la resistencia a lo largo de las discontinuidades y por tanto se deben de hacer ensayos de muestras a lo largo de las fracturas, juntas o planos de estratificación.

4.1 Clasificación de suelos, SUCS.

El Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS o USCS por sus siglas en inglés), fue propuesto por Arturo Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en el año 1942 para aeropuertos.

El sistema SUCS clasifica los suelos en base a su granulometría, los límites de Atterberg y el contenido en materia orgánica. Esta clasificación divide los suelos en: a) suelos de grano grueso, b) suelos de grano fino, y c) suelos orgánicos. Distinguiéndolos por el cribado a través de la malla No. 200, se considera que un suelo es grueso si más del 50% de sus partículas son retenidas en la malla No. 200 y fino si más del 50% de sus partículas, en peso, son menores que dicha malla.

Suelos gruesos. Se dividen en gravas (G) y arenas (S). La división entre éstos se realiza con la malla No. 4, en la que un suelo pertenece al grupo de grava si más del 50% es retenido en citada malla y pertenecerá al grupo arena en caso contrario. Estos suelos se subdividen en cuatro tipos:

1. *Material prácticamente limpio de finos o limpios por completo, bien graduado (W).* Su combinación da lugar a los grupos GW y SW. El término bien graduado se juzga por el coeficiente de uniformidad (C_u) y de curvatura (C_c). Para una GW, su

C_u debe ser > 6 , y su C_c debe estar comprendido entre 1 y 3. Para una SW, el C_u debe ser > 4 , y el C_c comprendido entre 1 y 3.

2. *Material prácticamente limpio de finos, mal graduado (P)*. De apariencia uniforme o con predominio de un tamaño o de un rango de tamaños, faltando algunos intermedios. Da lugar a los grupos GP y SP, en la que una SP debe cumplir con un $C_u > 4$, y el C_c entre 1 y 3 y una GP no satisface los requisitos de graduación descritos para GW.
3. *Material con cantidad apreciable de finos no plásticos (M)*. Da lugar a los grupos GM y SM. En estos grupos, el contenido de finos es superior al 12% en peso, que afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación, y la capacidad de drenaje libre en la fracción gruesa. La fracción fina que pasa la malla No. 40, tiene plasticidad “nula” a “media”; comprendiendo los límites de plasticidad (LP) por debajo de la línea “A” e índice de plasticidad $IP > 6\%$. Cuando el porcentaje de finos está entre 5 y 12% se debe emplear un símbolo doble; ejemplo GW-GM (grava bien graduada con finos no plásticos en porcentaje comprendido entre 5 y 12%).
4. *Material con cantidad apreciable de finos plásticos (C)*. Da lugar a los grupos GC y SC. El contenido de finos debe ser mayor del 12% en peso, y éstos son de “media” a “alta” plasticidad, en la que la fracción fina que pasa la malla No. 40 se ubica por arriba de la línea “A”, debiendo cumplir que el índice plástico sea $> 6\%$. Cuando el material no se ubique claramente dentro de un grupo, deberán usarse símbolos dobles correspondientes a casos de frontera; ejemplo, GW-SW (material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena).

Suelos finos. El SUCS divide los suelos finos en tres grupos: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C) y limos y arcillas orgánicas (O). Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide a su vez según su límite líquido (LL) en dos grupos, cuya frontera es $LL = 50\%$.

1. Con $LL < 50\%$. Suelos de compresibilidad baja o media (L), obteniéndose los grupos:
 - ML. Comprende la zona bajo la línea "A" y la porción sobre la línea "A" con $IP < 6\%$. Los limos inorgánicos y polvo de roca con $LL < 30\%$ se ubican en este grupo. Los depósitos eólicos, del tipo loess con $25\% < LL < 35\%$ usualmente aparecen en este grupo.
 - CL. Comprende la zona sobre la línea "A" y $IP > 6\%$.
 - OL. La zona corresponde a la misma del grupo ML. Los orgánicos están casi siempre en lugares próximos a la línea "A".

2. Con $LL > 50\%$. Suelos de alta compresibilidad (H), obteniéndose los grupos:
 - MH. Corresponde la zona bajo de la línea "A". Este grupo comprende los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos.
 - CH. Corresponde la zona arriba de la línea "A". En este grupo se encasillan las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del valle de México con LL de hasta 500%.
 - OH. La zona corresponde a la misma del grupo MH. Los orgánicos están casi siempre en lugares próximos a la línea "A".

Suelos orgánicos. Grupo Pt. Son suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles. Forman un grupo independiente. El LL de estos suelos suele estar entre 300 y 500%, quedando su posición en la carta de plasticidad notablemente debajo de la línea "A", el índice plástico varía entre 100 y 200%.

Para clasificar un suelo es útil conocer el porcentaje de finos (%F) mediante un ensaye de distribución granulométrica, y en función de éste decidir que símbolo o símbolos le corresponde, es útil el empleo de la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Recomendaciones para clasificar un suelo con el SUCS.

% F	Descripción de depósitos de suelo
< 5	El nombre del grueso y su característica (Ejemplo GW)

5 - 12	El nombre del grueso, su característica y el nombre del fino (Ejemplo SW-SM)
12 - 50	El nombre del grueso y el nombre del fino (Ejemplo SC)
> 50	El nombre del fino y su característica (Ejemplo CH)

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres en inglés de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turbas), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos. Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, se deben usar símbolos dobles, por ejemplo GW-SW.

En las tablas 4.2 y 4.3 se muestran la clasificación que hace el SUCS a los suelos de grano grueso y a los de grano fino:

Tabla 4.2 Clasificación de suelos gruesos, SUCS (En Lambe y Whitman, 2005).

Identificación en el campo, excluyendo las partículas mayores de 7.6 CM (3") y basando las fracciones en pesos unitarios.		Símbolo del grupo		Nombres típicos	
Suelos de granos gruesos.	Gravas. Más de la mitad del material es retenido por el tamiz No. 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos.
		Para la clasificación visual, la abertura del tamiz No. 4, es equivalente a medio centímetro.	Predominio de un tamaño o de un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios.	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos.
Más de la mitad del material es retenido por el tamiz No. 200.	Para la clasificación visual, la abertura del tamiz No. 4, es equivalente a medio centímetro.	Con gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML más abajo)	GM	Gravas limosas, mezcla mal graduadas de grava, arena y limo
			Finos plásticos (para la identificación ver el grupo CL más abajo).	GC	Gravas arcillosas, mezcla mal graduadas de grava, arena y arcilla.
La abertura del tamiz No. 200, corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista.	Arenas. Más de la mitad del material es retenido por el tamiz No. 4	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos
		Para la clasificación visual, la abertura del tamiz No. 4, es equivalente a medio centímetro.	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios.	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para la identificación ver el grupo ML más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas.
			Finos plásticos (para la identificación ver el grupo CL más abajo).	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas y arcillas.

Tabla 4.3 Clasificación de suelos finos, SUCS (En Lambe y Whitman, 2005).

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7.6 CM (3") y basando las fracciones en pesos unitarios.				Símbolo del grupo	Nombres típicos	
Métodos de identificación para la fracción que pasa el tamiz No. 40						
Suelos de granos fino. Más de la mitad del material pasa por el tamiz No. 200. La abertura del tamiz No. 200, corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista.	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco	Dilatancia	Tenacidad	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.
		Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula		
		Media a alta	Nula a muy lenta	Media		
	Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos, micáceos o con diatomeas, suelos limosos.
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas.
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta.
Suelos altamente orgánicos.	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.			PT	Turba y otros suelos altamente orgánicos.	

4.2 Ensaye de distribución granulométrica.

Las propiedades mecánicas de los suelos están íntimamente relacionadas con el tamaño y la forma de las partículas que los integran. El suelo puede estar constituido predominantemente por partículas de tamaños muy semejantes entre sí, o bien pueden encontrarse en él una gran diversidad de tamaños, variándose desde aquellos que no son visibles aun con los mejores microscopios ópticos (partículas coloidales), hasta fragmentos de roca (piedras).

El análisis granulométrico de un suelo consiste en hacer pasar éste por una serie de mallas o tamices de aberturas conocidas (tabla 4.4). En cada una de esas mallas se irán reteniendo partículas cuyo tamaño es mayor que la abertura de la malla que los retiene y menor que la inmediata superior. De esta manera puede establecerse la proporción relativa, en peso, de los diversos rangos de tamaños que constituyen el material. Cuando se conocen las proporciones del suelo dado se dice que se conoce su "granulometría".

Tabla 4.4 Número de malla y tamaño de abertura de las mallas para la prueba granulométrica.

MALLA #	3"	2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	20	40	60	100	200
ABERTURA (mm)	76.2	50.8	25.4	19.1	12.7	9.52	4.76	2.00	0.84	0.42	0.25	0.149	0.074

Gráficamente se representan los resultados en papel semilogarítmico; en el eje horizontal el logaritmo de los diámetros de las partículas y en el vertical los porcentajes acumulados correspondientes a dichos diámetros, obteniéndose una “curva granulométrica” (fig. 4.1).

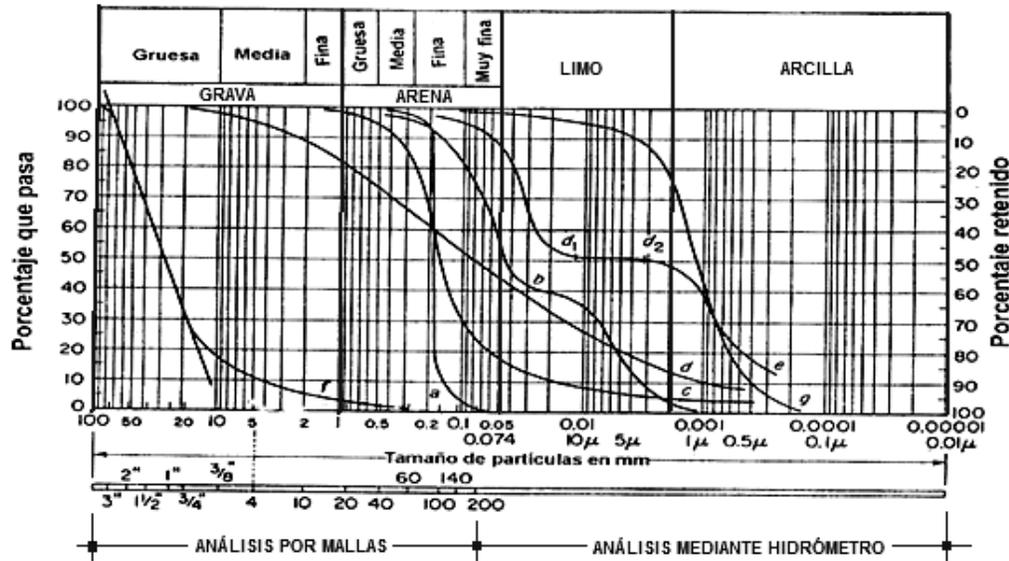


Figura 4.1 Curva granulométrica.

Cuando un suelo está constituido por partículas de una gran variedad de diámetros, se dice que el suelo es de “buena graduación”. Para un cálculo más preciso, se definen tres parámetros que combinados permiten saber si se trata de un suelo “bien o mal graduado”. 1) el diámetro efectivo o D_{10} , que es el diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10% de finos. 2) el coeficiente de uniformidad C_u , 3) el coeficiente de curvatura C_c . Dados por:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad y \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} \quad (4.1)$$

En la que: D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes al porcentaje de finos que pasa 10, 30 y 60%, respectivamente. Siendo D_i el diámetro del grano correspondiente al porcentaje “i” de la curva granulométrica.

Para que la parte gruesa de un suelo sea bien graduado, debe de cumplir con las siguientes condiciones: en arenas, un $C_u > 4$ y $1 < C_c < 3$; y en gravas $C_u > 6$ y $1 < C_c < 3$.

La granulometría de un suelo se realiza mediante dos formas: vía seca y húmeda. Cuando un material contiene una baja proporción de partículas finas (limo y arcilla) o carecen de ellas, puede determinarse en laboratorio su curva granulométrica, simplemente con el empleo de una serie de mallas (vía seca). Por el contrario, cuando el limo y la arcilla se encuentran en cantidad importante (mayor de 5 a 10%) es necesario lavar con agua los materiales retenidos en las mallas. El análisis vía húmeda se basa en el comportamiento del material granular en suspensión, dentro de un líquido, al sedimentarse. El método consiste esencialmente en una serie de mediciones en la suspensión del suelo, hechas durante el proceso de sedimentación.

1. *Análisis por vía seca (cribado)*. Es utilizado para tamaños de partículas mayores de 0.074 mm de diámetro, para lo cual se emplea un juego de mallas o tamices. Se coloca una muestra representativa del suelo, sobre un juego de mallas sucesivamente desde el No. 8 arriba, hasta la No. 200 y al final la charola. Se agita todo el juego de mallas, sacudiéndose la muestra vigorosamente en forma circular por un tiempo no menor de 15 minutos. Para el agitado es muy conveniente el uso del aparato especial de agitado "Ro-tap". Posteriormente se pesan las fracciones retenidas en cada malla y en la charola de fondo. Se toma el retenido en cada malla y se pesa la muestra de suelo en estado seco (ΔW_s), se calculan los porcentajes retenidos parciales para cada malla (P_{rpi}), los retenidos acumulados (P_{rai}) y los porcentajes acumulados (P_{ai}), como:

$$P_{rpi} = \frac{\Delta W_{si}}{\sum_{i=1}^n \Delta W_{si}}, \quad P_{rai} = \sum_{i=1}^m P_{rpi} \quad y \quad P_{ai} = 100\% - P_{rai} \quad (4.2)$$

donde: n = número total de mallas, y m = número de mallas empleadas hasta ese momento.

Con los porcentajes acumulados de cada malla, se dibujan en la gráfica (fig. 4.1) para trazo y obtención de la curva granulométrica del material ensayado.

2. *Análisis vía húmeda (empleo de hidrómetro)*. Se emplea para tamaños de partículas menores de 0.074 mm de diámetro. Se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua. Cuando una muestra de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de su forma, tamaños y pesos. Por simplicidad se supone que todas las partículas de suelo son esferas (D) y que la velocidad de las partículas se expresa por la ley de Stokes, según la cual:

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2 g \quad (4.3)$$

donde: v = velocidad de caída de la esfera, en cm/seg (distancia L entre el tiempo t), ρ_s = peso específico de la esfera, en gr/cm^3 , ρ_w = peso específico del agua en gr/cm^3 , η = viscosidad del líquido en gr/cm seg , g = aceleración de la gravedad en cm/seg^2 y D = diámetro de la esfera, en cm.

Al despejar a D , de la expresión anterior y expresándolo en milímetros, se obtiene:

$$D^2 = \sqrt{\frac{1800 v \eta}{(\rho_s - \rho_w)g}} \quad (4.4)$$

Para el ensaye se utiliza una probeta de 1000 cm^3 de capacidad (fig. 4.2), preparando una suspensión uniforme de finos de suelo y se deja reposar, las partículas se irán asentando a diferentes velocidades, según sus diámetros, de manera que en un tiempo “ t ” en una sección horizontal del líquido a una profundidad “ H ”, habrán pasado ya todas aquellas partículas cuya velocidad de caída se mayor que H/t y quedaran en suspensión en la parte superior las de menor velocidad, conociendo esta velocidad se puede calcular el diámetro correspondiente en mm, por medio de la ecuación 4.4. Si en ese instante se determina la concentración de la suspensión en el punto “ O ” y se relaciona con la concentración media original en el tiempo $t=0$, suponiendo esta última uniforme se tendrá el porcentaje de partículas menores que el diámetro correspondiente.

Haciendo esta determinación a diferentes profundidades (ya sea simultáneamente o en diferentes tiempos), se obtendrá una serie de pares de valores diámetro-concentración, que permitirá trazar la curva granulométrica.

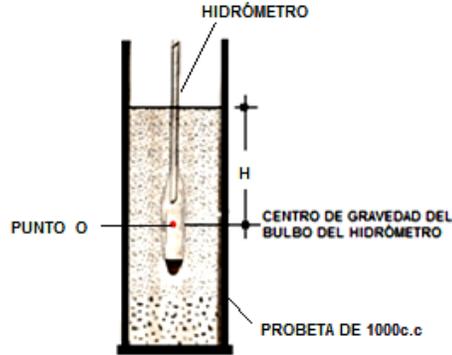


Figura 4.2 Prueba con hidrómetro.

El empleo del hidrómetro precisa la variación de la densidad de la suspensión en función del tiempo. El valor de H cambia con el tiempo t , siendo H la profundidad medida desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad del bulbo del hidrómetro en la que se mide la densidad de la suspensión.

4.3 Ensayes para determinación de los límites de consistencia.

En un suelo se pueden presentar diferentes estados de consistencia dependiendo del contenido de agua que tenga. A. Atterberg señaló cinco estados de consistencia los cuales van del estado sólido al estado líquido (fig. 4.3).

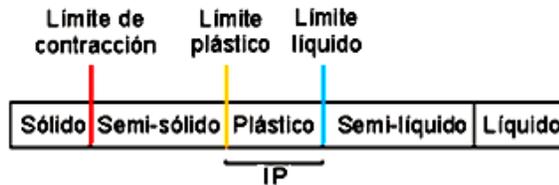


Figura 4.3 Límites de Atterberg y estados del suelo.

Los cinco estados son:

- Líquido. Es el que presentan los suelos cuando manifiestan propiedades y apariencia de una suspensión.
- Semi-líquido. Cuando los suelos tienen el comportamiento de un fluido viscoso.

- c. Plástico. Cuando en los suelos se presenta una deformación que se mantiene permanentemente, producida por un esfuerzo aplicado en forma rápida, sin que se agrieten o desmoronen y sin que sufran cambios volumétricos apreciables (rebote elástico).
- d. Semi-sólido. Es en el que la apariencia del suelo es de un sólido; pero al ser secado disminuye su volumen.
- e. Sólido. Cuando el volumen del suelo no varía al ser sometido a secado.

Los límites de consistencia o de Atterberg corresponden a las fronteras entre los estados semi-líquido, plástico, semi-sólido y sólido. Deben determinarse con material que pasa la malla No. 40, por lo que la arena fina se toma en cuenta en la plasticidad del material, no sólo los finos. Los límites son:

1. *Límite de contracción (LC)*: Una característica distintiva de los suelos arcillosos es la reducción o aumento de volumen que experimentan cuando se disminuye o se incrementa, su contenido de agua, por lo que el *LC* es la frontera entre el estado sólido y el semisólido. Se define como el contenido de agua para el cual la muestra remoldeada deja de contraerse al irse secando y a partir de este momento su volumen se hace constante.
2. *Límite plástico (LP)*. Si después de alcanzar el límite líquido se continúa evaporando el agua, amasando el suelo a mano, se llega a un contenido de agua en el que el suelo se vuelve quebradizo, lo cual es la frontera entre el estado semi-sólido y el estado plástico. El *LP* se define como el contenido de agua con el cual el suelo al formar rollitos de 3.2 mm (1/8") se agrieta cuando alcanza ese diámetro.
3. *Límite líquido (LL)*. Es la frontera entre el estado plástico y el semilíquido. Se define como el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. En este nivel de contenido de agua, el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso. La determinación del límite líquido puede hacerse por dos métodos :
 - a. *Con la copa de Casagrande*. Se colocan 50 a 80 gramos de material amasado en la cápsula del aparato, se hace una ranura en el centro de la

pastilla a todo lo largo con la espátula especial para este tipo de ensaye y se procede a dar vueltas a la manija del aparato a razón de 2 golpes por segundo para que cierre el fondo de la ranura con una distancia de 1 cm de altura. Se cuenta el número de golpes para que cierre dicha ranura.

El límite líquido se define como el contenido de agua para que la ranura se cierra a lo largo de $\frac{1}{2}$ " (1.27 cm) con 25 golpes dados a la copa. Gráficamente, el LL se determina con cuatro contenidos de agua en la muestra, dos contenidos de agua con números de golpes entre 6 y 25 y dos contenidos de agua entre 25 y 35 golpes. Con los datos anteriores se traza la curva de Contenido de agua vs Número de golpes en escala logarítmica, llamada curva de fluidez, en la cual el LL es la ordenada en la que a la curva de fluidez le corresponde una abscisa de 25 golpes (fig. 4.4).

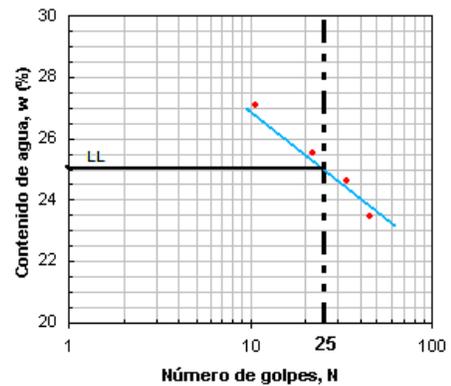


Figura 4.4 Copa de Casagrande y curva de fluidez.

- b. *Con el cono sueco o inglés.* En el cono sueco el procedimiento consiste en colocar una muestra de suelo en la cápsula circular de dicho aparato, a fin de que de una altura de 20 cm se deje caer el cono con 60° de ápice y de 60 gramos de peso. Se mide la penetración del cono en el suelo. El límite líquido se determina cuando el cono penetra 10 mm (fig. 4.5).

Cuando se emplea el cono inglés, el procedimiento es similar al del cono sueco, pero usando un cono con 30° de ápice y 80 gramos de peso. Se

define el LL como el contenido de humedad que tiene el suelo cuando el cono penetra 20 mm.

Para los dos procedimientos sueco e inglés, se deben efectuar varias pruebas con diferente contenido de agua, generalmente dos en estado seco y dos en estado húmedo. Los resultados de las pruebas se plasman en una gráfica, donde en el eje de las abscisas (en escala logarítmica) se coloca la profundidad de penetración de cada prueba, y en el eje de las ordenadas el contenido de agua, obteniéndose una gráfica que se denomina de fluidez.

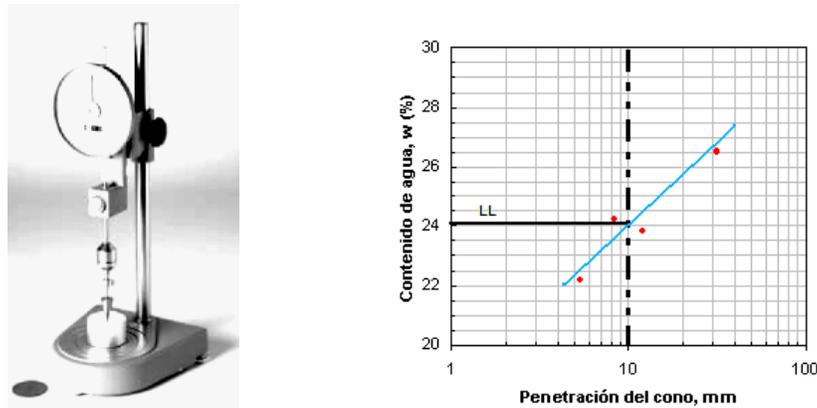


Figura 4.5 Cono sueco y gráfica de fluidez.

Con los datos del límite líquido y límite plástico, se calcula el Índice de Plástico (IP), con la expresión:

$$IP = LL - LP \quad (4.5)$$

Con los valores que presente el suelo en su límite líquido y con el índice de plasticidad, se clasifica el suelo según la Carta de Plasticidad (fig. 4.6).

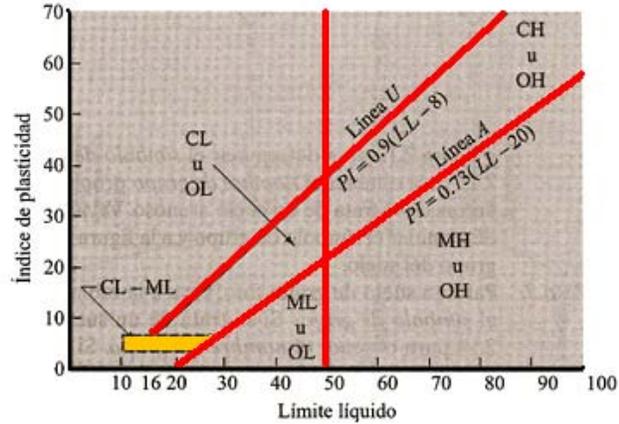


Figura 4.6 Carta de plasticidad para la clasificación en laboratorio de suelos de grano fino.

Los símbolos de la carta de plasticidad indican su tipo: limosa (M), arcillosa (C), orgánica (O) y su posible compresibilidad (si es que el suelo se encuentra en la naturaleza bajo cierto estado de humedad) alta (H) y baja (L).

4.4 Relaciones volumétricas y gravimétricas.

En forma simplificada, un suelo se considera constituido por partículas sólidas, agua y aire. La figura 4.7 representa esquemáticamente la manera como puede considerarse integrado el volumen de una muestra de suelo.

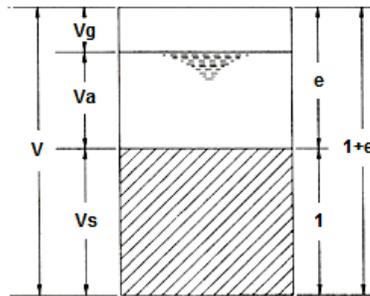


Figura 4.7 Relación volumétrica en un prisma de suelo.

Si V es el volumen total, V_v el volumen de los huecos que dejan las partículas entre sí y V_s el de las partículas sólidas, puede escribirse la siguiente ecuación:

$$V = V_v + V_s \quad (4.6)$$

Por otra parte, el volumen de los huecos, comúnmente denominado “volumen de vacíos” está a su vez ocupado por gases V_g , y por agua V_a , de manera que la expresión 4.6, puede escribirse:

$$V = Vg + Va + Vs \quad (4.7)$$

De estos conceptos resultan algunas relaciones volumétricas de uso común en la mecánica de suelos:

- *Porosidad*. Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total:

$$n = \frac{Vv}{V} \times 100 \quad (4.8)$$

- *Relación de vacíos*. La relación del volumen de vacíos al de sólidos:

$$e = \frac{Vv}{Vs} \quad (4.9)$$

La porosidad se puede expresar en función de la relación de vacíos, en la siguiente forma:

$$n = \frac{Vv}{Vv + Vs} = \frac{\frac{Vv}{Vs}}{\frac{Vv}{Vs} + \frac{Vs}{Vs}}; \quad n = \frac{e}{1 + e} \quad (4.10)$$

- *Grado de saturación*. La relación de volumen de agua al de vacíos:

$$G = \frac{Va}{Vv} \times 100 \quad (4.11)$$

Considerando los pesos de las fases líquida y sólida se establecen las siguientes relaciones gravimétricas:

- *Contenido de agua*. Llamado Ws al peso seco de las partículas sólidas y Wa al del agua, el contenido de humedad o contenido de agua, se expresa:

$$w = \frac{Wa}{Ws} \times 100 \quad (4.12)$$

- *Peso específico de sólidos*. En el sistema métrico es numéricamente igual a la densidad relativa de las partículas sólidas y se expresa por la relación:

$$Ss = \frac{Ws}{Vs} \quad (4.13)$$

- *Peso volumétrico seco*. Se define como el peso del suelo seco por unidad de volumen total y se expresa:

$$\gamma_s = \frac{Ws}{V} \quad (4.14)$$

- *Peso volumétrico húmedo*. Semejante al anterior, pero incluyendo el peso del agua:

$$\gamma_h = \frac{Ws + Wa}{V} = \frac{Ws + \omega Ws}{V} = \gamma_s (1 + \omega) \quad (4.15)$$

El peso específico relativo de sólidos o densidad de sólidos (G_s) se utiliza generalmente para determinar la relación de vacíos de un suelo. También es útil en el método del hidrómetro y para predecir el peso unitario de los suelos. En la mayoría de ellos la densidad de sólidos varía entre los valores de 2.6 y 2.9. En suelos con abundante contenido de hierro puede llegar a 3 y en suelos orgánicos, como la turba, se han llegado a medir valores de 1.5.

La densidad de sólidos se define como el peso unitario de la parte sólida del material analizado γ_s , dividido entre el peso unitario del agua destilada a 4° C, a nivel del mar γ_w .

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (4.16)$$

Si se considera que el peso unitario de cualquier material está definido como el peso del mismo W , dividido entre su volumen V , esto es:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (4.17)$$

Arreglando las expresiones, se obtiene:

$$G_s = \frac{W_s/V_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \quad (4.18)$$

En la que W_s es el peso de la fase sólida del suelo y V_s es el volumen de fase sólida del suelo.

4.5 Propiedades mecánicas de los suelos.

Engloba a los parámetros de: resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad y permeabilidad. La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de resistencia de materiales.

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

- Para suelos saturados:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (4.19)$$

- Para suelos parcialmente saturados:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' + (u - u_a) \tan \phi' \quad (4.20)$$

donde: τ = esfuerzo de resistencia al corte, c' = cohesión o cementación para presiones efectivas, σ = esfuerzo normal total, u = presión del agua intersticial o de poro, u_a = presión del aire intersticial, y ϕ' = ángulo de fricción interna para presiones efectivas.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros de ángulo de fricción interna (ϕ) y cohesión (c), los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poro de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor u está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva (σ').

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.21)$$

El *ángulo de fricción interna* es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es $= \tan \phi$. El ángulo de fricción depende de varios factores, como lo cita Bilz en 1995, entre ellos: a) el tamaño de los granos, b) la forma de los granos, c) la distribución de los tamaños de granos y d) la densidad de los granos.

La *cohesión* es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. En suelos granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero; a estos suelos se les denomina suelos no cohesivos. El concepto de *cohesión aparente* se presenta en los suelos no saturados, donde el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación del suelo.

Concepto de esfuerzo efectivo. Una masa de suelo saturada consiste de dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y la presión en el agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre partículas y el agua a su vez puede ejercer una presión hidrostática, la cual es igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto, se conocen como esfuerzos efectivos y los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina presión de poro. Los esfuerzos efectivos son los

que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. En problemas prácticos el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo.

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo–deformación, en estabilidad de laderas y taludes se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia:

1. *Resistencia máxima o resistencia pico.* Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no ha sido fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo-deformación. La utilización de la resistencia pico en el análisis de estabilidad supone que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla alcanzan deformaciones mayores que otros, en un fenómeno de falla progresiva y asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.
2. *Resistencia residual.* Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla (fig. 4.8).

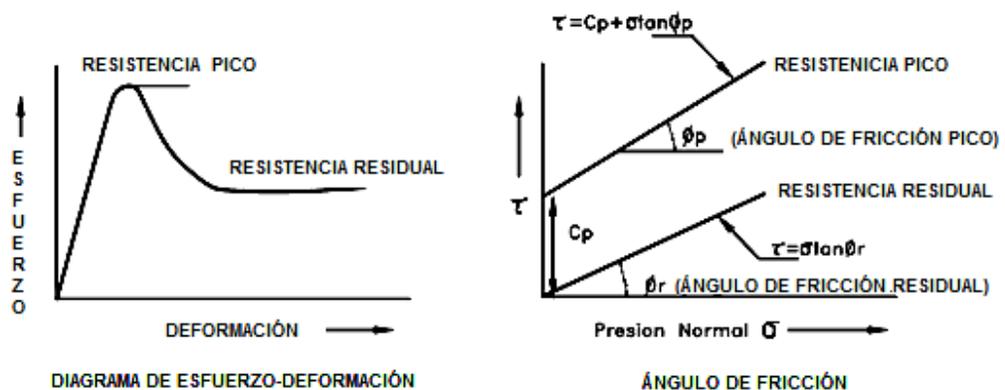


Figura 4.8 Diagrama de resistencia pico y residual.

Skempton en 1964, observó que en arcillas sobreconsolidadas (preconsolidadas), la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos éstos, correspondía al valor de la resistencia residual, por lo que recomendó utilizar en el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y c_r . Sin embargo, en los suelos residuales la resistencia pico tiende a ser generalmente muy similar a la resistencia residual. Otro factor

que determina las diferencias entre la resistencia pico y residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por el remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

En arenas, gravas y limos no plásticos, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero. El ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución, mineralogía y densidad. Generalmente, el ángulo de fricción en suelos granulares varía de 27° a 42°, dependiendo del tipo de ensaye que se realice. Por ejemplo, en un ensaye triaxial drenado, el ángulo de fricción es 4° a 5° menor que el medido en un ensaye de corte directo. En arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos se puede considerar la fricción igual a cero y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenida. En suelos residuales generalmente predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava-arena-limo y arcilla, y de las características de cada tipo de partícula presente.

Concepto de Presión de poro. El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poro en el campo. Estas presiones pueden ser estimadas si se conocen los cambios de esfuerzo dentro del suelo. Para esa estimación pueden utilizarse los parámetros de presión de poro A y B propuestos por Skempton (1954), que permiten calcular las presiones de poro en exceso.

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (4.22)$$

donde: Δu = exceso de presión de poros, A y B = parámetros de presión de poro de Skempton, $\Delta\sigma_1$ = cambio en el esfuerzo principal mayor, y $\Delta\sigma_3$ = cambio en el esfuerzo principal menor.

Los parámetros A y B se obtienen en ensayos de laboratorio o se seleccionan de la experiencia. Para suelos saturados B se acerca a 1.0, pero su valor disminuye drásticamente al reducirse el grado de saturación. Los valores del parámetro A dependen de las deformaciones y generalmente alcanzan valores máximos en el momento de la falla. En suelos normalmente consolidados tienden a generar excesos de presión de poro positivos durante el corte; en contraste, en los suelos

sobreconsolidados puede esperarse que generen presiones en exceso negativas (tabla 4.5). El valor de A está muy influenciado por el nivel al cual el suelo ha sido previamente deformado y por el esfuerzo inicial del suelo, la historia de esfuerzos y la trayectoria de esfuerzos, tales como carga y descarga (En Lambe y Whitman, 2005).

Tabla 4.5 Valores típicos del parámetro A .

Tipo de arcilla	Valor del parámetro A de Skempton
Altamente sensitiva	0.75 a 1.5
Normalmente consolidada	0.5 a 1.0
Arcilla arenosa compacta	0.25 a 0.75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0.0 a 0.5
Arcillas gravosas compactas	- 0.25 a +0.25
Arcillas muy sobreconsolidadas	- 0.5 a 0.0

Círculos de Mohr. En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden representarse por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de esfuerzos de Mohr. En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y de σ mínimo (σ_3), conocidos como esfuerzos principales. Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior (fig. 4.9).

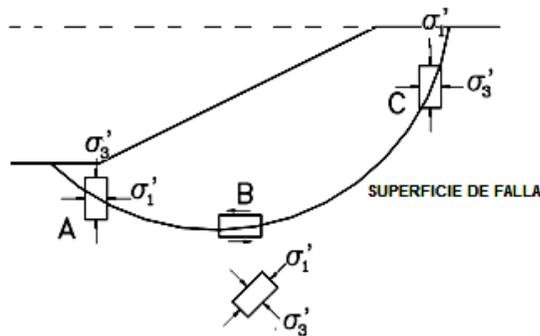


Figura 4.9 Dirección de esfuerzos principales en la falla de un talud.

Envolvente de falla. El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos utilizando la envolvente de falla Mohr–Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. No pueden existir esfuerzos por encima de la envolvente de falla. La envolvente de falla Mohr–Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A(\sigma')^b \quad (4.23)$$

donde s = resistencia al cortante, σ' = esfuerzo normal efectivo, A y b = son constantes.

En la práctica usual de Ingeniería, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos (fig. 4.10), en el cual:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4.24)$$

donde c' = intercepto del eje de resistencia (cohesión) y ϕ' = pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

En la mayoría de los suelos, la envolvente de falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva y el error de asumirla como recta puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad, no existe un ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envolvente.

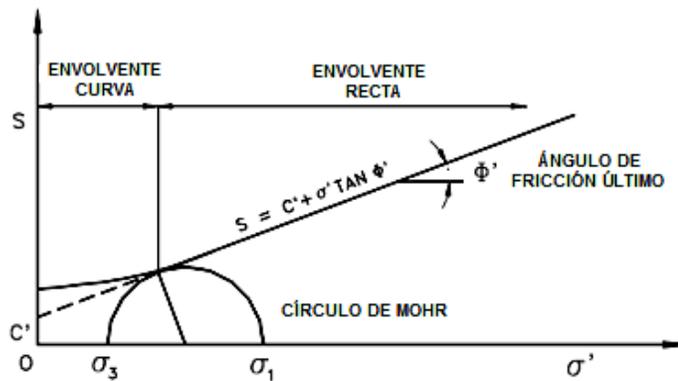


Figura 4.10 Envolvente de falla y círculo de Mohr.

Sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de esfuerzos bajos. Según Hawkins (1996), indica que es recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales (ecuación 4.23), donde ϕ' (último) es la pendiente de la parte recta de la envolvente

$$\phi' = f(\sigma') \quad (4.25)$$

Trayectoria de esfuerzos. Muestra los estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de esfuerzos $p - q$, donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr. Para claridad, los círculos de Mohr no se trazan y solo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos (fig. 4.11). Según Lee (1996), se pueden trazar tres tipos diferentes de trayectorias:

- Trayectoria de esfuerzos efectivos. Pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.
- Esfuerzos totales menos presión de poro estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poro en el agua, debida al nivel estático de aguas subterráneas. Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales menos la presión de poro estática, es la presión de poro en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.
- Esfuerzos totales. Muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente. En estas trayectorias de esfuerzos se puede ver el comportamiento típico de los elementos de suelo.

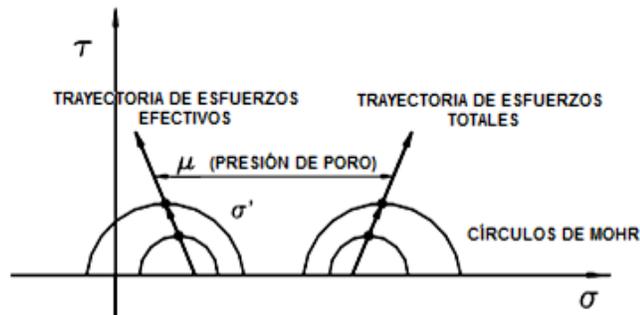


Figura 4.11 Trayectoria de esfuerzos.

Determinación de resistencia al corte. Existen diversos tipos de aparatos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio; pero todos ellos pueden agruparse en dos clases: los de "corte directo" y los de "compresión triaxial".

Aparato de corte directo. Está formado por una caja metálica C, fija a una base, y un marco M, móvil, que se desplaza con respecto a la caja y corta al espécimen de suelo

en el plano a-b. En la parte superior del espécimen se aplica una carga normal al plano de corte P_n (fig. 4.12).

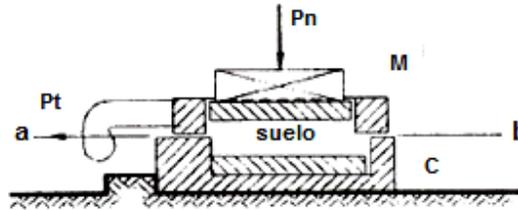


Figura 4.12 Aparato de corte directo.

La aplicación sucesiva de distintos valores de presión normal permite conocer la ley de variación de la resistencia al corte en función de dicha presión normal. Para suelos granulares, este tipo de aparato da, aproximadamente, una variación lineal de la resistencia con la presión normal, de la forma:

$$s = \sigma_n \tan \phi \quad (4.26)$$

Se representa gráficamente por una recta que pasa por el origen de los ejes coordenados (fig.4.13a), coincidiendo con la ley de Coulomb para la fricción de los cuerpos.

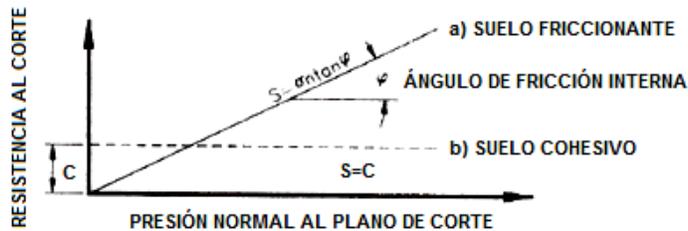


Figura 4.13 Variación de la resistencia al corte con la presión normal al plano de falla.

Los suelos puramente cohesivos, al ser probados en este tipo de aparato con la rapidez suficiente para evitar que los especímenes sufran consolidación bajo las presiones normales aplicadas, exhiben una resistencia al corte, independiente de la presión normal; la ecuación es:

$$s = c \quad (4.27)$$

Gráficamente corresponde a una recta horizontal con ordenada al origen igual a "c", (fig. 4.13b).

La resistencia de los suelos intermedios se expresa por una ley lineal, que es una combinación de las dos ecuaciones anteriores:

$$s = c + \sigma_n \tan \phi \quad (4.28)$$

En la actualidad los aparatos de corte directo se emplean en forma muy restringida, debido principalmente a que en ellos no es posible gobernar a voluntad el efecto del agua en la resistencia de los suelos. Además, se les atribuye el defecto de producir una falla progresiva de los especímenes que se inicia en el lado donde el marco móvil empuja a la mitad superior del prisma deslizante y progresa hacia el extremo opuesto, dando por resultado que las deformaciones y los esfuerzos rasantes no sean uniformes a lo largo del plano de falla.

Compresión triaxial. Este tipo de ensayos han sustituido a los de corte directo, eliminando con ello su principal defecto, la falta de control sobre el agua del suelo. Una prueba de compresión triaxial se realiza envolviendo en una membrana impermeable, un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas solidas, provistas de piedras porosas, que sirven de filtro. Estas piedras están conectadas a tubos delgados provistos de válvulas, que permiten gobernar la salida o entrada de agua al espécimen. Los tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada con la que se puede conocer el volumen de agua expulsada o absorbida por el suelo durante la prueba. La unión entre la membrana y las cabezas se realiza con una banda de hule para garantizar un sello hermético. Todo el conjunto queda encerrado en una cámara que se conecta a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión, para evitar las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reducir a un mínimo la fricción de éste contra la tapa (fig. 4.14).

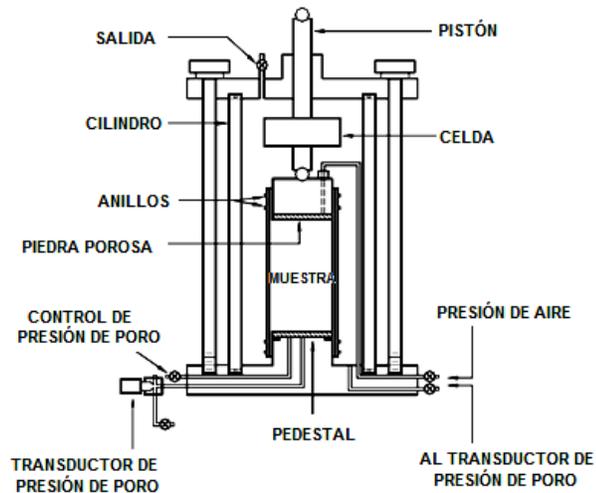


Figura 4.14 Detalle de la celda para el ensaye triaxial.

Una prueba de compresión triaxial puede realizarse de diferentes maneras:

1. *Prueba no consolidada no drenada (U) o rápida.* Una vez montado el espécimen, se aplica una presión al agua en la cámara, la cual se transmite hidrostáticamente al espécimen actuando sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua y, permaneciendo cerradas, se comienza a cargar axialmente a la probeta de suelo, desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente, hasta alcanzar la falla, que se presenta generalmente a lo largo de un plano inclinado. Un micrómetro indica las deformaciones longitudinales del espécimen.

2. *Prueba consolidada no drenada (CU) o consolidada-rápida.* En este tipo de ensayos se aplica la presión al agua de la cámara y se abren las válvulas de drenaje, permitiendo que la presión de los fluidos de los poros, generada en el espécimen por el incremento de presión aplicada, se disipe completamente; es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión hidrostática aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrómetro y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada, a través del tiempo, suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente a identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria. Una vez alcanzado el 100% de consolidación primaria se procede a cerrar las válvulas de drenaje y a incrementar

el esfuerzo axial, aplicando carga al vástago hasta hacer fallar la probeta. Mientras que en la prueba rápida (UU) el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la consolidada-rápida (CU) cambia dicho contenido de agua porque se permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

3. *Prueba consolidada drenada (CD) o lenta.* Al igual que en la prueba anterior, en ésta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara, pero las válvulas de drenaje no se cierran al aplicar la carga axial sobre el vástago. La aplicación de dicha carga axial se hace en incrementos pequeños colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro, generada por el incremento anterior, se disipe completamente antes de aplicar el siguiente. En estas condiciones, puede decirse que prácticamente los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso de falla.

Representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales. Considerando que el material de la probeta de suelo sea homogéneo e isótropo, y despreciando los efectos de la restricción impuesta a la probeta por las cabeceras sólidas, el estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen puede representarse mediante el círculo de Mohr, para el caso de esfuerzo plano (fig. 4.15).

En ese caso, el esfuerzo principal menor σ_3 es la presión confinante hidrostática transmitida a la probeta por el agua de la cámara y σ_1 es el esfuerzo principal mayor que actúa en el momento de la falla en planos horizontales y es igual a σ_3 aumentado por el esfuerzo P/A, aplicado desde el exterior a través del vástago. Si se someten varias probetas iguales del mismo suelo (de 3 a 5), a diferentes presiones confinantes σ_3 , se requerirá en cada caso, un valor distinto de σ_1 para alcanzar la falla. Trazando un círculo de esfuerzos con cada valor de σ_3 y el correspondiente de σ_1 que produjo la falla, se obtiene una serie de círculos que representa el estado de esfuerzos de los

diversos especímenes probados en el momento de la falla. La envolvente de tales círculos recibe el nombre de "envolvente de falla" o "línea de resistencia" (fig. 4.16).

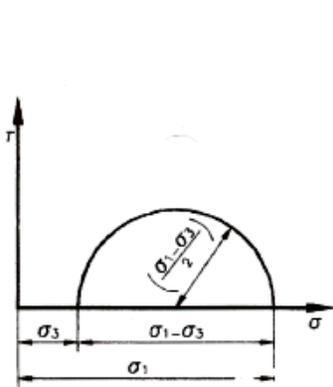


Figura 4.15 Círculo de Mohr. prueba triaxial.

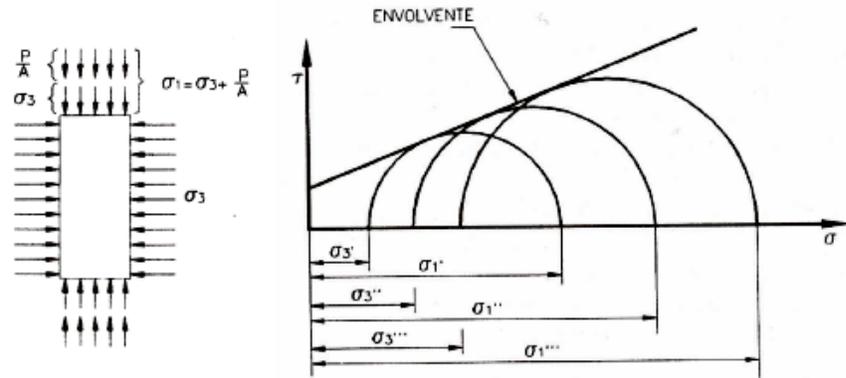


Figura 4.16 Envolvente de resistencia obtenida de una prueba triaxial.

Permeabilidad.

La *permeabilidad* de un suelo se refiere a su capacidad para permitir el paso de un flujo de agua a través de su masa (fig. 4.17). Dependen de varios factores: viscosidad del fluido, distribución del tamaño de los poros, distribución granulométrica, relación de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y grado de saturación del suelo. En suelos arcillosos, la estructura juega un papel importante en la permeabilidad. Otros factores mayores que afectan la permeabilidad de las arcillas son la concentración iónica y el espesor de las capas de agua adheridas a las partículas de arcilla.

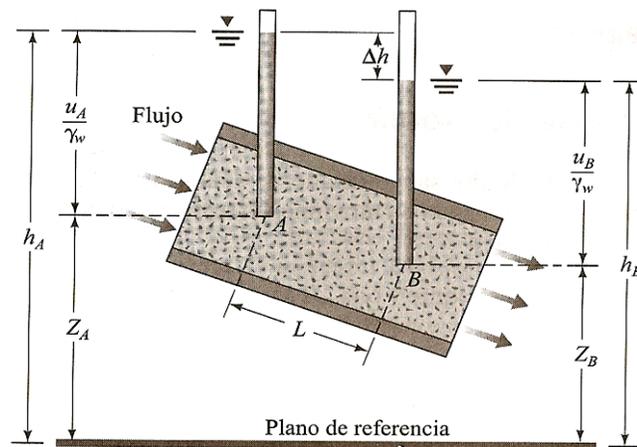


Figura 4.17 Esquema del flujo del agua en un suelo.

Carga de presión en un punto. Es la altura de la columna vertical de agua en el piezómetro instalado en ese punto. La pérdida de carga entre dos puntos *A* y *B*, se da por:

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{U_A}{\gamma_W} + Z_A \right) - \left(\frac{U_B}{\gamma_W} + Z_B \right) \quad (4.29)$$

La pérdida de carga Δh se expresa en forma adimensional como:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (4.30)$$

donde: *i* = gradiente hidráulico, y *L* = distancia entre los puntos *A* y *B*; es decir, la longitud de flujo en la que ocurre la pérdida de carga.

Coefficiente de permeabilidad. De la figura 4.17 se deduce que en régimen laminar la ley de Darcy es: $v = k i$, siendo *k* una constante de proporcionalidad, conocida como coeficiente de permeabilidad. En virtud de que el gradiente hidráulico es un concepto adimensional, el coeficiente de permeabilidad tiene dimensiones de velocidad, siendo numéricamente igual a la velocidad media del agua cuando el gradiente hidráulico es igual a uno. Físicamente representa la “facilidad” (inverso de la resistencia) con que el agua fluye a través del suelo. El volumen de agua que atraviesa el suelo en la unidad de tiempo es el gasto *Q*, el cual se expresa en base a la ecuación:

$$Q = k A i \quad (4.31)$$

siendo *A* el área de la sección.

Valores de k según el tipo de suelo				
k (cm/s)	10 ⁺²	Gravas limpias	Arcillas fisuradas y alteradas	Muy buen drenaje
	10 ⁺¹			
	10 ⁰			
	10 ⁻¹			
	10 ⁻²	Arenas limpias		Buen drenaje
	10 ⁻³	Mezclas		
	10 ⁻⁴	Grava-arena		
	10 ⁻⁵	Arenas muy finas, limos y arenas limosas		Mal drenaje
	10 ⁻⁶			
	10 ⁻⁷			
10 ⁻⁸	Arcillas (no fisuradas)	Prácticamente impermeables		
10 ⁻⁹				

Figura 4.18 Valores de permeabilidad en distintos tipos de suelos.

En laboratorio la permeabilidad se puede determinar mediante permeámetros de carga constante y de carga variable.

- *Prueba en permeámetro de carga constante.* Este aparato fue creado básicamente para medir la permeabilidad de suelos gruesos ($k > 10^{-3}$ cm/s), sin embargo es difícil ensayar este tipo de suelos con su estructura original por lo que únicamente se podrá llevar un control en el laboratorio conociendo su estado de compacidad en campo.

El agua se hace pasar a través de la muestra con la diferencia de niveles, h_1 a la entrada y a la salida h_2 hasta que el gasto permanece constante (flujo establecido); mediante la probeta graduada y un cronómetro se mide el volumen de agua V , que atraviesa el suelo en un tiempo t , obteniéndose así el gasto. El coeficiente de permeabilidad se obtiene despejando de la expresión 4.28, como:

$$k = \frac{V L}{t A h} \quad (4.32)$$

donde: A = área de la sección de la muestra, L = longitud de la misma y h = diferencia de niveles

- *Prueba en permeámetro de carga variable.* En la variante de pared rígida, este aparato tiene su campo de aplicación en materiales menos permeables, tales como las arenas finas, arenas finas limosas o arenas limosas con poca arcilla (con k de 10^{-1} a 10^{-4} cm/s). En el tipo de pared delgada, se pueden ensayar suelos con coeficiente de permeabilidad entre 10^{-4} y 10^{-9} cm/s, además de que es posible someter a la muestra a diferentes esfuerzos de confinamiento para obtener la variación de k con el esfuerzo medio.

En este ensaye, el agua de una bureta fluye a través del suelo. La diferencia inicial de carga de una altura h_1 a una menor h_2 en un tiempo t . El coeficiente de permeabilidad se obtiene con la fórmula:

$$k = 2.3 \frac{a L}{A(t_1 - t_2)} Lg \frac{h_1}{h_2} \quad (4.33)$$

donde A = área del molde, a = área de la bureta, L = altura del molde, $t_1 - t_2$ = diferencia de tiempo promedio al inicio y al termino del paso del agua por la muestra de suelo, h_1 = altura inicial del agua en la bureta y h_2 = altura final del agua a nivel del espejo de agua del molde donde se encuentra la muestra de suelo.

4.6 Propiedades índice de las rocas.

Estas propiedades permiten encuadrar a una roca dentro de un grupo cuyas propiedades mecánicas sean similares. Son propiedades cualitativas y se utilizan comparativamente. Entre las más comunes están: 1) porosidad, 2) contenido de agua, 3) peso volumétrico, 4) alteración, 5) alterabilidad, 6) sensibilidad. Las tres primeras se definen en forma similar a las correspondientes definiciones de la mecánica de suelos.

1. *Porosidad (n)*. Es la relación entre el volumen de vacíos (V_v) y el volumen de la muestra (V_m), la cual se expresa en porcentaje. Las rocas son materiales porosos (tienen huecos que pueden presentar formas diferentes). En el basalto y la caliza la porosidad puede llegar a valores del 20%; las rocas ígneas intrusivas (ejemplo: granito) presentan valores de $n=0.1\%$. El intervalo de variación de la porosidad es muy amplio de acuerdo con el tipo de roca, la historia geológica y los tratamientos que ha sufrido.

Se consideran dos tipos de porosidad: a) la absoluta y b) de fisuración. Para diferenciarlas se considera el esquema de una roca en la cual existen huecos por enfriamiento, sin estar conectados. Además, existen fisuras con direcciones variables interconectadas entre ellas (ejemplo: basalto). Para establecer la diferencia, se dice que las grietas alargadas dan origen a la porosidad de fisuración y el total de huecos a la porosidad absoluta.

La porosidad de fisuración se relaciona con la mayoría de las propiedades mecánicas de las rocas, como son: la resistencia a la compresión simple, el módulo de deformabilidad de la roca y la velocidad de las ondas sísmicas longitudinales.

2. *Contenido de agua (w)*. Se define como la relación entre el peso del agua contenida en una roca y el peso de su fase sólida, suele expresarse en porcentaje:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_m(nat) - W_m(seco)}{W_m(seco)} \quad (4.34)$$

En la que $W_{m(nat)}$ es el peso del material en estado natural, $W_{m(seco)}$ es el peso del material seco, W_w es el peso del agua, y W_s es el peso de los sólidos.

El contenido de agua, está muy ligado a la porosidad de la muestra y a la profundidad de la que proviene la muestra. En ciertos materiales porosos la disminución de la resistencia al variar el contenido de agua es muy grande; a mayor contenido de agua menor resistencia y viceversa.

3. *Peso volumétrico (γ_m)*. Es la relación entre el peso de la muestra (W_m) y el volumen de la muestra (V_m). La determinación del peso y el volumen de una muestra cilíndrica en estado natural se hace pesándola en el aire, suspendida de una balanza y luego pesándola sumergida en mercurio (se supone que la roca es impermeable al mercurio) (fig. 4.19).

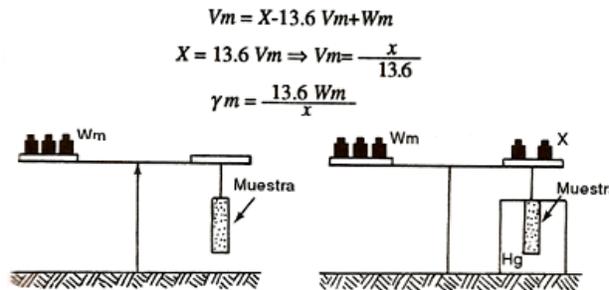


Figura 4.19 Determinación del peso volumétrico de una muestra en el laboratorio.

4. *Alteración (i)*. El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca. Las rocas al estar sometidas a la acción agresiva del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógicas. Cuando se altera una roca aumenta su porosidad. Según Krynine, D.P y Judd, W.R., se define el grado de alteración como:

$$i(\%) = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \quad (4.35)$$

En la que P_2 es el peso de la muestra sumergida en agua durante un tiempo (t), y P_1 es el peso de la muestra secada en horno a 105°C . El tiempo (t) no está normalizado, para lo cual, recomienda Krynine y Judd, que para una misma familia de rocas que se quieren comparar, se deba usar el mismo tiempo de 1.5 a 3 horas.

El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca: a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad.

5. *Alterabilidad*. Es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro bajo las condiciones ambientales presentes en el sitio; es decir es el potencial de la roca para intemperizarse con el tiempo. La estimación cualitativa de la alterabilidad dependen de los siguientes factores:

- a. Composición mineralógica. Existen materiales que por su dureza son más inertes y menos inertes a los agentes agresivos. Por ejemplo en el cuarzo, material que es inerte a los agentes agresivos, su alterabilidad será menor que la de una roca constituida de feldespatos, que es alterable a arcillas.
- b. Fisuración. Las discontinuidades abiertas permiten el acceso del agua hacia la matriz rocosa, agua que actúa sobre aéreas importantes de los minerales. Sin fisuras ni porosidad, la alteración de la masa rocosa sería prácticamente nula.
- c. Agentes agresivos. Una manera de valorar es mediante una muestra de roca, pulverizada, se coloca el polvo de roca que pasa la malla 200 en un recipiente con una solución al 1% de ácido sulfúrico a 80°C. se deja actuar la solución durante una, tres, cinco, siete horas; luego se elimina el líquido, se seca el polvo y se pesa para conocer cuánto ha perdido. De esta manera se define la alterabilidad específica (A):

$$A = \frac{P_i - P_f}{P_i} \quad (4.36)$$

En la que P_i es el peso inicial y P_f es el peso final. Si $\frac{P_i - P_f}{P_i} = 18\%$ después de 7 horas de acción de SO_4H_2 , se dice que la alterabilidad específica es muy fuerte.

- d. El tratamiento mecánico. Para que los agentes agresivos puedan atacar los minerales tienen que estar en contacto con ellos, lo cual se facilita

notablemente por la fisuración que sufre la roca al ser sometida a métodos de ataque como son los explosivos. Una roca que es inalterable in situ por ser su permeabilidad al aire inferior a 10^{-7} cm/s, puede tornarse alterable si los procedimientos de excavación utilizados aumentan en forma notable su fisuración.

6. *Sensitividad (S)*. El concepto de sensitividad de una muestra de roca se establece al analizar la variación de su permeabilidad al cerrarse o abrirse sus fisuras bajo el efecto de una modificación del estado de esfuerzos aplicados. Para medir la variación de permeabilidad se realiza una prueba que consiste en labrar una probeta cilíndrica de roca con una perforación central, la cual se somete a dos tipos de flujo: a) flujo convergente (presión hidráulica exterior) que producirá esfuerzos de compresión y originará que las fisuras se cierren. b) flujo divergente (presión hidráulica interior) que producirá esfuerzos de tensión y ocasionará que las fisuras se abran. La presión no debe de ser muy grande para no ocasionar falla por tensión. A partir de las dos pruebas se define la sensitividad como:

$$S = \frac{K_{div}}{K_{con}} \quad (4.37)$$

En la que K_{div} es la permeabilidad de la roca cuando se aplica flujo divergente a una presión de 1 kg/cm^2 , y K_{con} es la permeabilidad de la roca cuando se aplica flujo convergente a una presión de 50 kg/cm^2 .

La sensitividad de rocas porosas no fisuradas es igual a 1 y alcanza valores de 10,000 para las muy fisuradas. La permeabilidad de la masa rocosa depende de la magnitud de la presión aplicada pues provoca la apertura de las fisuras preexistentes.

4.7 Propiedades mecánicas de las rocas.

Son de tipo cuantitativo y permiten predecir el comportamiento mecánico de los macizos rocosos. Son directamente aplicables dentro del análisis y diseño de obras ingenieriles que se realicen sobre macizos rocosos.

Las propiedades mecánicas más importantes son:

1. *Deformabilidad*. Cuando se somete una muestra de roca a una carga, ésta tiende a cambiar de forma, de volumen o bien las dos cosas simultáneamente. En cualquiera de estos tres casos la roca se deforma. La deformación se produce cuando un material está sujeto a un esfuerzo (fuerza/área) provocado por fuerzas de superficie externas, por fuerzas de tipo gravitatorio o por otras causas como por ejemplo cambios en el equilibrio térmico interno del mismo. Se acostumbra estudiar a la deformabilidad mediante gráficas esfuerzo-deformación. Dentro de la deformación se obtienen propiedades de: a) módulo de elasticidad estática., b) relación de Poisson, c) compresión, d) expansión, e) creep (flujo plástico).

El comportamiento de las rocas puede clasificarse de una forma simplificada en:

- a. Frágil. Con deformaciones elásticas, típico de rocas duras y resistentes.
- b. Frágil-dúctil. Con deformaciones elásticas y plásticas no recuperables, típico de rocas blandas poco resistentes.
- c. Dúctil. Con deformaciones plásticas predominantes permanentes; las rocas no presentan comportamiento dúctiles puros.

Estos modelos de comportamiento se reflejan en la deformación que sufren las probetas de matriz rocosa al ser cargadas y en los mecanismos de falla. Mientras que las rocas frágiles rompen a favor de planos de falla netos y generalmente de forma instantánea, los materiales dúctiles lo hacen en forma progresiva y con mayores rangos de deformación, generándose numerosos planos de fallas. (fig. 4.20).

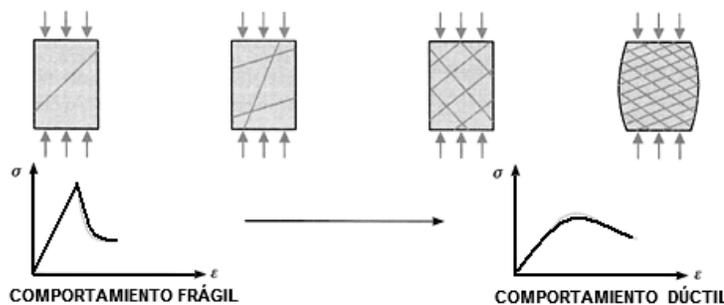


Figura 4.20 Modelos de comportamiento esfuerzo-deformación en las rocas.

2. *Resistencia*. En el estudio de las propiedades de resistencia de una roca se deben de considerar tres clases de esfuerzos: a) de compresión, que tienden a disminuir el volumen de material, b) de tensión, que tienden a crear fracturas en el material, y c) de cortantes, que tienden a desplazar unas partes de la roca con respecto a las otras (fig. 4.21).

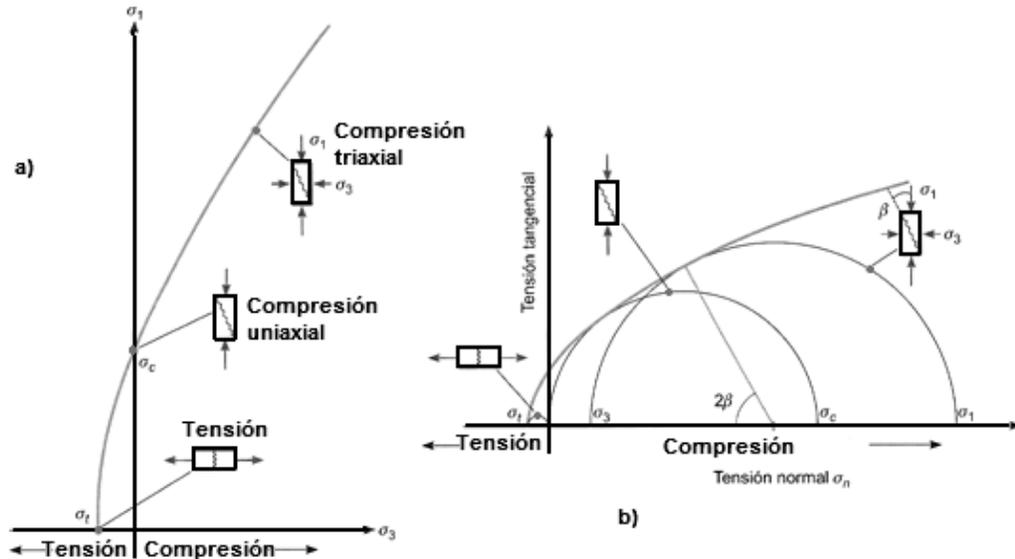


Figura 4.21 Envolvente de falla del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales, a) esfuerzos normal y tangente, b) representación de las diferentes condiciones de esfuerzos por rotura de la matriz rocosa.

La resistencia se obtiene mediante diferentes pruebas, como son: a) ensayos de compresión simple y compresión triaxial, b) ensayos de tensión directa e indirecta, prueba puntual, prueba centrífuga, flexión. c) ensayos de corte directo, simple, doble, punzocortante, torsión.

3. *Permeabilidad*. Es la propiedad de las formaciones rocosas de permitir el paso de fluidos a través de ellas sin modificar su estructura interna. Una roca se considera permeable cuando permite el paso de una cantidad medible de fluido en un espacio de tiempo finito. Existen varios factores que influyen en la permeabilidad, por ejemplo: la temperatura, estructura, estratificación, existencia de cavidades (vesículas, fracturas).

- *Prueba de Matsuo-Nasberg*. Se realiza para estudiar la permeabilidad de terrenos aluviales o rocosos muy fracturados en los cuales no existe manto

freático o situado por encima del nivel freático. La prueba consiste en realizar una zanja rectangular y medir el gasto de agua de inyección necesario para mantener el nivel de agua constante. Posteriormente la zanja se alarga y se mide de nuevo dicho gasto Q . la diferencia entre estos dos gastos es el gasto de absorción del terreno para longitud complementaria de la zanja. En esta forma se elimina el efecto de los extremos.

- *Prueba Lugeon.* La prueba consiste en inyectar agua a presión midiendo los gastos absorbidos crecientes y decrecientes manteniendo el caudal durante 10 minutos; una vez que se haya estabilizado el flujo. Tiene por objeto formarse una idea aproximada de la permeabilidad en grande, es decir, la debida a las fisuras de la roca. La prueba se lleva a cabo, comúnmente, en tramos de tres a cinco metros de longitud, y se aíslan con empaques u obturadores. La unidad Lugeon se define como la absorción de un litro de agua por minuto, por metro de perforación a una presión de inyección de 10 kg/cm^2 , aplicada ésta durante 10 minutos. Con la prueba se obtienen para distintos tramos, curvas de gastos de absorción contra la presión de inyección.
- *Prueba Lefranc.* Esta prueba permite determinar la permeabilidad local de suelos y rocas muy fracturadas localizadas por debajo del nivel freático. El sondeo deberá estar ademado con tubo, con la finalidad de aislar la columna abierta del tramo por probar. La prueba consiste en inyectar o extraer agua de una perforación con una carga hidráulica pequeña y medir el gasto correspondiente; la carga hidráulica puede ser constante o variable según sea el tipo de suelo; en general en suelos permeables ($k > 10^{-4} \text{ cm/s}$) como arenas y gravas, la prueba de inyección se hace con carga constante, y en suelos poco permeables ($k < 10^{-4} \text{ cm/s}$) como arenas finas, limos y arcillas, se hace la prueba de extracción con carga variable.

4. *Medición de esfuerzos "in situ".* Los métodos de liberación de esfuerzos empleados para conocer la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos en el macizo rocoso son los más utilizados.

a. *Procedimiento superficial.*

- *Dirección. Método de la roseta de deformaciones.* Esta prueba consiste en la medición de las deformaciones producidas al liberar los esfuerzos de una porción de la masa rocosa mediante el corte con una broca muestreadora. Los esfuerzos internos se determinan a partir de la deformación medida, empleando relaciones esfuerzo-deformación de la teoría de la elasticidad. La medición de las deformaciones se hace con deformómetros colocados en la superficie de la roca. Éstos deben ser resistentes al agua, para poder soportar el agua a presión del sistema de enfriamiento del equipo de perforación.
- *Magnitud. Método del gato plano.* El procedimiento consiste en medir la deformación inducida entre dos puntos de referencia, localizados en la pared de una galería, cuando se recorta una ranura entre ellos. Se introduce en el orificio un gato plano y se aplica una presión tal que la deformación registrada se recupere. Si el gato plano está localizado en una ranura normal a una dirección principal de esfuerzo, la presión aplicada para la recuperación de la deformación inducida es igual al esfuerzo principal en esa dirección.

b. *Procedimiento profundo (aparatos en sondeos o bancos).*

- *Dirección. Método de Merrill.* Permite efectuar mediciones hasta de 6 m de profundidad y consiste en ejecutar una perforación de 1½ pulgadas de diámetro en la cual se introduce un aparato que permite medir deformaciones en tres direcciones ubicadas en una misma sección transversal.
- *Magnitud. Método de Hast.* El procedimiento es el mismo que el utilizado en el método anterior, sólo que el medidor de esfuerzos introducido en este caso es de gran rigidez, en cambio el aparato medidor de desplazamientos es de muy baja rigidez.

Capítulo 5

MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES

La modelación matemática para el análisis de laderas y taludes es parte de la práctica de la ingeniería geotécnica, que busca analizar las condiciones de estabilidad de las laderas y la seguridad y funcionalidad del diseño en los taludes artificiales.

Los objetivos principales del análisis matemático son: a) determinar las condiciones de estabilidad del talud, es decir si es estable o inestable y el margen de estabilidad, b) investigar los mecanismos potenciales de falla (cómo ocurre la falla), c) determinar la sensibilidad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (efecto de lluvias, sismos), d) comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud, y e) diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía.

Los procedimientos para investigar laderas y diseñar taludes (dependiendo de su complejidad y costo), se pueden agrupar en:

- A. *Empíricos*. Se basan en la observación de campo y la experiencia local; en general no necesitan exploración de campo, ni ensayos de laboratorio, ni cálculos de estabilidad.
- B. *Simplificados*. Se fundamentan en el uso de gráficas de estabilidad en combinación con observaciones de campo y un número de sondeos y ensayos de laboratorio.
- C. *Detallados*. Se apoyan en procedimientos detallados de análisis de estabilidad en combinación con un programa de investigación del sitio y ensayos de laboratorio.

Las herramientas disponibles para el análisis de estabilidad de taludes y laderas, varían desde:

- A. *Tablas o ábacos*. Elaborados para calcular en forma rápida y sencilla los factores de seguridad para ciertas condiciones específicas.
- B. *Análisis gráficos*. Históricamente se han utilizado procedimientos gráficos o de polígonos de fuerzas para calcular las condiciones de estabilidad de los taludes, pero que actualmente son poco usados.
- C. *Cálculos manuales*. La mayoría de métodos de análisis se desarrollaron para cálculos matemáticos manuales o con calculadora, de acuerdo con fórmulas simplificadas.
- D. *Hojas de cálculo*. Algunos autores han desarrollado hojas de cálculo, que pueden utilizarse para el análisis de taludes sencillos o con bajo nivel de complejidad.
- E. *Uso de "software"*. Teniendo en cuenta la gran cantidad de aplicaciones numéricas disponibles en la actualidad, es esencial que el ingeniero entienda las ventajas y limitaciones inherentes a cada metodología, ya que existen una gran cantidad de herramientas informáticas para el análisis de estabilidad de taludes. Dentro de estas herramientas, los métodos de equilibrio límite son los más utilizados; sin embargo, los métodos esfuerzo-deformación utilizando elementos finitos han adquirido gran importancia y uso en los últimos años. En la actualidad la mayoría de los análisis de estabilidad se realizan utilizando programas comerciales de "software", los cuales permiten analizar taludes complejos o con cantidad significativa de información, de forma eficiente.

Los métodos de equilibrio límite. Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable, arrojando un factor de seguridad. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno y suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte de la falla. Son los más empleados en la práctica, por la facilidad de aplicación a fallas de diferentes formas (planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas). Asimismo, con el empleo de computadoras se ahorra tiempo en las iteraciones necesarias para la obtención del factor de seguridad.

Los métodos de cálculo de esfuerzo-deformación. Consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica se basa en el estudio del problema empleando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos. Actualmente el uso de la computadora y programas de cómputo especializados en este tipo de análisis han fomentado su uso. Los resultados que se obtienen representan los esfuerzos y las deformaciones que ocurren en el suelo, sin obtenerse valores del factor de seguridad.

Las hipótesis en que se basan la mayoría de los métodos de análisis de estabilidad son: 1) el problema es bidimensional, 2) se tiene una superficie de falla, 3) el movimiento de la masa de suelo o roca es de cuerpo rígido, 4) el suelo es isótropo en cuanto a su resistencia al esfuerzo cortante, y 5) la resistencia del suelo se moviliza simultáneamente en toda la superficie de falla.

5.1 Concepto de factor de seguridad.

En geotecnia se acostumbra definir la estabilidad de un talud o ladera en términos de un factor de seguridad (FS). Este proceso implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla (crítica), con la resistencia cortante del suelo; empleando un modelo matemático que contenga la mayoría de los factores que afectan la estabilidad (geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos), y suponiendo superficies de falla.

Para definir el concepto de factor de seguridad, se idealiza el movimiento de un bloque de masa M , que se desliza en un plano inclinado con un respectivo ángulo β con la horizontal (fig. 5.1). Las fuerzas que actúan sobre el bloque rígido son: el peso del bloque (W), la fuerza normal (N) y la fuerza de rozamiento (F_r) entre la base del bloque y el plano inclinado. Las fuerzas que actúan en la dirección del plano inclinado (X') son las fuerzas de rozamiento (F_r) y la componente del peso en esa dirección ($W \sen \beta$). Las fuerzas que actúan en la dirección perpendicular al plano inclinado (Y') son el componente del peso en esa dirección ($W \cos \beta$) y la normal (N).

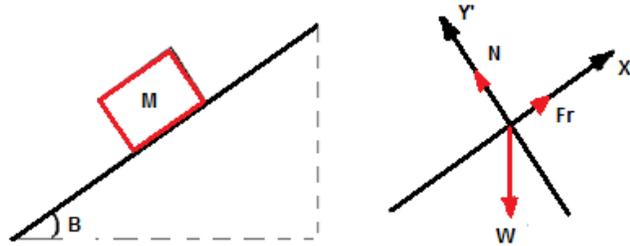


Figura 5.1. Bloque en plano inclinado y diagrama de fuerzas.

No habrá deslizamiento del bloque a lo largo del plano inclinado mientras la fuerza de rozamiento entre el bloque y el plano sea mayor o igual que la componente del peso en esa dirección. El factor de seguridad (FS) contra el deslizamiento del bloque es el cociente entre la fuerza de rozamiento (Fr) y la componente del peso en la dirección del plano inclinado. La fuerza resistente es la resistencia al corte del suelo y las fuerzas desestabilizadoras son las fuerzas gravitacionales o sísmicas. En este caso el FS se calcula con la ecuación:

$$FS = \frac{Fr}{W \cdot \text{sen}\beta} \quad (5.1)$$

En una ladera o talud, el FS se obtiene de la relación entre la resistencia al corte real del suelo calculada del material en el talud (s) y el esfuerzo de corte crítico (τ), que tratan de producir el deslizamiento a lo largo de una superficie de falla, es decir:

$$FS = \frac{s}{\tau} = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo cortante inducido}} = \frac{c + \sigma \tan \phi}{\tau} \quad (5.2)$$

En términos de esfuerzos efectivos, en la que u es la presión de poro, la expresión es:

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{\tau} \quad (5.3)$$

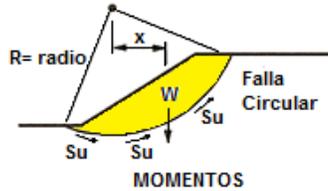
El factor de seguridad en un talud o ladera, puede obtenerse de la sumatoria de fuerzas que se oponen al movimiento y de las fuerzas que producen la falla (fig. 5.2).



$$FS = \frac{\Sigma \text{ de fuerzas resistentes a lo largo del plano de deslizamiento}}{\Sigma \text{ de fuerzas que movilizan la falla}}$$

Figura 5.2 Factor de seguridad obtenido por suma de fuerzas.

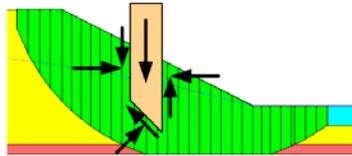
En superficies circulares, en que existe un centro de giro, el factor de seguridad se obtiene de los momentos resistentes y de los momentos actuantes (fig. 5.3).



$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}} = \frac{R \int Su ds}{W x}$$

Figura 5.3 Factor de seguridad obtenido por suma de momentos.

Otro criterio para obtener el FS consiste en dividir la masa en una serie de secciones o dovelas y considerar el equilibrio de cada dovela por separado. Una vez realizado el análisis de cada dovela se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos (fig. 5.4).



$$FS = \frac{\sum \text{Resistencias al corte}}{\sum \text{Esfuerzos al cortante}}$$

Figura 5.4 Factor de seguridad para un análisis por dovelas o secciones.

Cuando $FS = 1$ el talud o ladera está en un estado de falla incipiente. Generalmente el valor del factor de seguridad para el diseño de un talud se encuentra entre el rango de 1.25 a 1.50. Un $FS = 1.5$ con respecto a la resistencia es aceptable en el diseño de un talud estable y para la estabilidad de una ladera (tabla 5.1).

Tabla 5.1 Criterios para seleccionar un factor de seguridad para diseño de taludes.

Caso	Factor de seguridad
Si puede ocurrir la pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes.	1.3
Si la falla del talud no causa daños.	1.2

5.2 Concepto de superficie de falla.

El término superficie de falla se emplea para referirse a una superficie supuesta a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o la falla del talud. En los métodos de equilibrio límite, el FS se asume igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla y este valor representa un promedio del valor total en toda la superficie. Si la falla ocurre, los esfuerzos de cortante serían iguales en todos los puntos a todo lo largo de la superficie de falla.

Generalmente, se considera un gran número de superficies de falla para encontrar la superficie de falla con el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina “superficie de falla crítica”. Esta superficie es la más probable para que se produzca el deslizamiento; no obstante, pueden existir otras superficies de falla con factores de seguridad ligeramente mayores, que requiere tenerse en cuenta para el análisis. El trazo de los círculos de falla se puede realizar considerando alguno de los siguientes criterios (U.S. Army Corps of Engineers, 2003): a) círculos de igual diámetro, b) círculos que pasan por un mismo punto, y c) círculos tangentes a una o varias líneas determinadas (fig. 5.5).

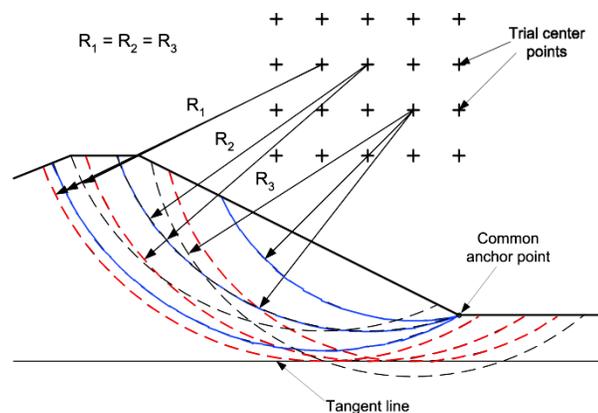


Figura 5.5 Superficies de falla circular en un talud.

5.3 Métodos empíricos.

Estos métodos, se basan en las observaciones de campo y en la experiencia de los diseñadores tomando en cuenta las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona donde se encuentra el talud. Permiten un análisis simple y relativamente rápido cuando las condiciones reales se apegan a las hipótesis en que se basan estos métodos, la incertidumbre inherente a estos métodos es alta, debido a que no se realizan exploraciones, ni ensayos de laboratorio, ni cálculos rigurosos de estabilidad.

Rico y del Castillo (2000) presentan una serie de recomendaciones de inclinación de cortes en diversos materiales, utilizadas en el diseño empírico de taludes para vías terrestres. La tabla de la figura 5.6, toma en cuenta los requerimientos usuales de las vías terrestres, pero debe de utilizarse con reserva y revisar sus resultados aplicando una metodología rigurosa.

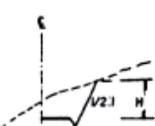
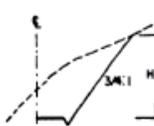
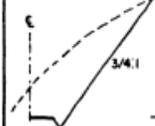
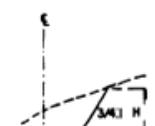
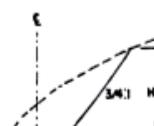
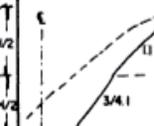
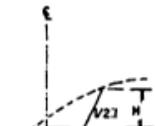
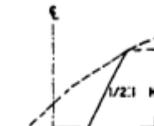
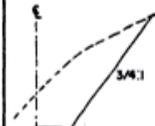
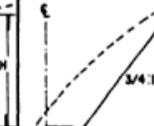
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza intemperizada con flujo de agua.					Proyectar subdrenaje con contracunetas impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte entre 90° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar berma impermeabilizada de 4 m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada.					Contracuneta impermeable.
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°.					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal.
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Descopetar la zona más fracturada a 1:1. Contracuneta impermeabilizada.

Figura 5.6 Recomendaciones para cortes de taludes en las vías terrestres.

Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con finos no plásticos.					Contracuneta impermeabilizada, para cortes mayores de 10 m construir banqueta de 1.0 m en el pie del talud.
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos.					Contracunetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 10 m proyectar bermas de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m aumentar el ancho a 4 m.
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada, si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y proteger con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Contracuneta impermeable. Descopetar a 1:5:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m proyectar banquetas de 3 m al pie del talud.

Continuación figura 5.6 Recomendaciones para cortes de taludes en las vías terrestres.

5.4 Empleo de tablas o ábacos para el análisis.

Existe una gran cantidad de tablas y gráficas desarrolladas por diferentes autores. Una de las primeras fue desarrollada por Taylor en 1948. Desde entonces, han sido presentadas varias tablas y gráficas sucesivamente por Bishop y Morgenstern en 1960, Hunter y Schuster en 1968, Janbú en 1968, Morgenstern en 1963, Spencer en 1967, Terzaghi y Peck en 1967 y otros, cuyo resumen se encuentra en la tabla 5.2.

La estabilidad de taludes puede analizarse rápidamente mediante la utilización de ábacos. Aunque los ábacos suponen taludes simples y condiciones uniformes del suelo, se pueden utilizar para obtener respuestas aproximadas para problemas más complejos si los taludes irregulares se modelan con taludes más simples y se utilizan valores promedio de peso unitario (volumétrico), cohesión y ángulo de fricción. El uso de las tablas no debe reemplazar a los análisis rigurosos, pueden servir como base de comparación de los resultados, o para la evaluación rápida y general de las condiciones de estabilidad. Las tablas dan una "idea" general del nivel de estabilidad de un talud. Las tablas de mayor utilidad son las que se elaboran para áreas homogéneas,

específicas, locales con base en los análisis completos de estabilidad y debidamente validadas en campo.

Tabla 5.2 Criterios para seleccionar un tipo de análisis y diseño de taludes.

Autor	Parámetros	Inclinación del talud	Método analítico utilizado	Observaciones
Taylor (1948)	c_u	0°-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado.
	c, ϕ		Círculo de fricción	Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern (1960)	c, ϕ, r_u	11°-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibson y Morgenstern (1960)	c_u	0°-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Spencer (1967)	c, ϕ, r_u	0°-34°	Spencer	Círculos al pie solamente.
Janbú (1968)	c_u	0°-90°	$\phi = 0$	Serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.
	c, ϕ, r_u		Janbú GPS	
Hunter y Schuster (1968)	c_u	0°-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Chen y Giger (1971)	c, ϕ	20°-90°	Análisis límite	---
O'Connor y Mitchell (1977)	c, ϕ, r_u	11°-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N_c = 0.1$
Hoek y Bray (1977)	c, ϕ	0°-90°	Círculo de fricción	Incluye agua subterránea y grietas de tensión.
			Cuña	Análisis de bloque en tres dimensiones.
Cousins (1978)	c, ϕ	0°-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1948)
Charles y Soares (1984)	ϕ	26°-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barnes (1991)	c, ϕ, r_u	11°-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulo del talud

Gráfica de Taylor. Desarrollada en 1948. Supone un suelo homogéneo y un manto rígido profundo. Sólo se utiliza para suelos cohesivos ($\phi = 0$) y se aplica únicamente para el análisis de esfuerzos totales, debido a que no considera presión de poro. El procedimiento de análisis consiste en:

- **Paso 1.** Parámetros que se requieren para el análisis: altura del talud H (metros), cohesión del suelo c_u (KN/m^2), pendiente del talud β (grados), peso específico del suelo γ (kN/m^3), profundidad hasta el manto de suelo duro impenetrable D (Metros).
- **Paso 2.** Calcular el factor de profundidad d . Se calcula por medio de la fórmula:

$$d = \frac{D}{H} \tag{5.4}$$

- **Paso 3.** Determinar el número de estabilidad (N_o), del gráfico de Taylor (fig. 5.7), el cual depende del ángulo del talud, β y del valor de “ d ” que se calculó en el paso anterior.
- **Paso 4.** Calcular C_{req} para el factor de seguridad de 1.0. Se utiliza la expresión:

$$N_o = \frac{\gamma \cdot H}{C_{req}} \tag{5.5}$$

donde: N_o = Número de estabilidad que se obtiene de la tabla, C_{req} = cohesión requerida para $FS = 1.0$ y γ = peso unitario (volumétrico) del suelo.

- **Paso 5.** Se calcula el factor de seguridad del talud con la fórmula:

$$FS = \frac{Cu}{C_{req}} \tag{5.6}$$

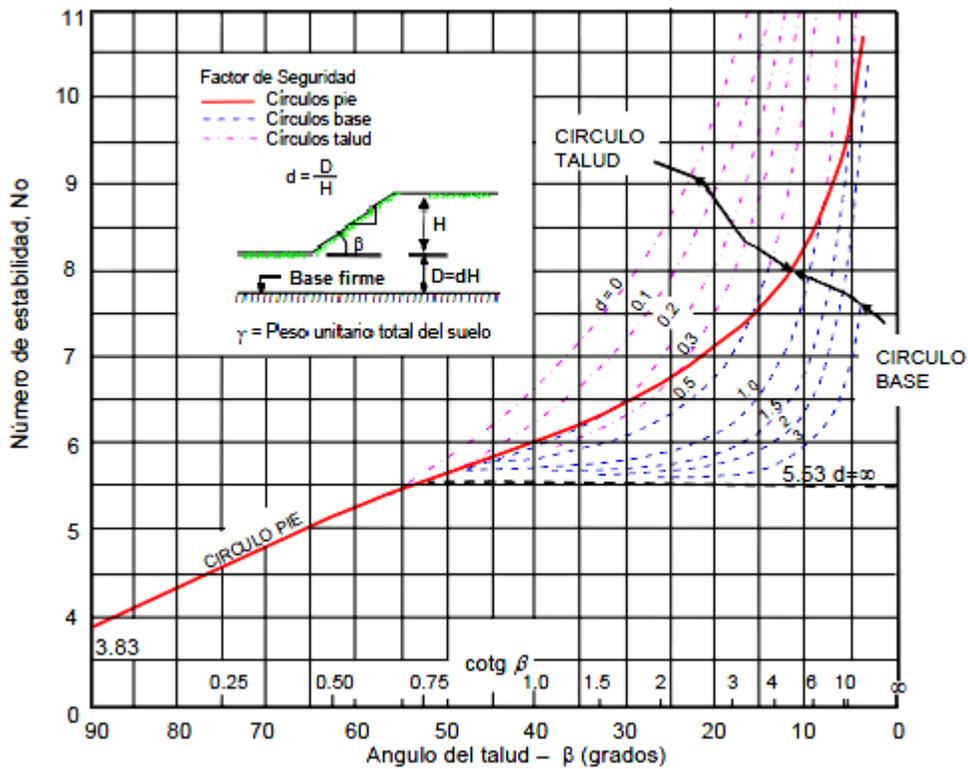


Figura 5.7 Gráfica de Taylor, para determinar el número de estabilidad (N_o).

Gráficas de Janbú. Desarrollada en 1968. Permiten el análisis de diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluyendo los

niveles freáticos y grietas de tensión. Este método presenta dos procedimientos, uno para suelos cohesivos ($\phi = 0$) y otro para suelos friccionantes ($\phi > 0$).

Procedimiento para $\phi = 0$.

- **Paso 1.** Los parámetros que se requieren para este análisis son: altura del talud H (m), pendiente del talud β (grados), cohesión del suelo C_u (kN/m^2), altura del nivel freático H_w (m), peso específico del suelo γ (kN/m^3), perfil geotécnico incluyendo todos los estratos del suelo y profundidad hasta el manto de suelo duro impenetrable D (m).
- **Paso 2.** Calcular el factor de profundidad d , con la fórmula:

$$d = \frac{H_w}{H} \tag{5.7}$$

donde: H_w = altura del nivel freático y H = profundidad del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla.

- **Paso 3.** Obtener la localización del círculo crítico (X_o, Y_o) de la figura 5.8. Para los taludes más empinados que 53° , el círculo crítico pasa por el pie. Para taludes más tendidos de 53° , el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca.

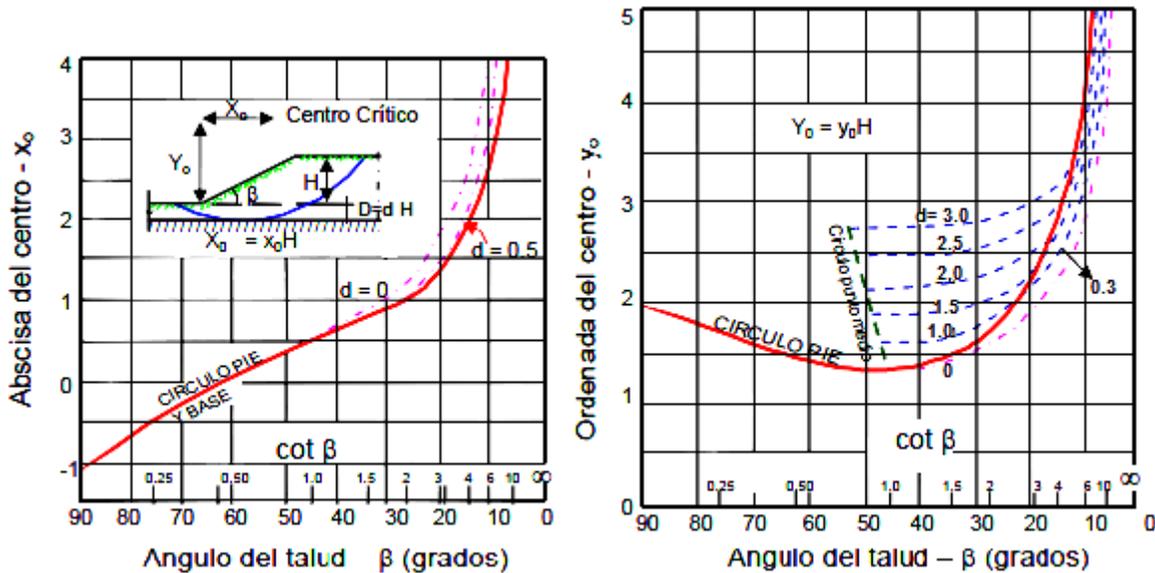


Figura 5.8 Gráficas de Janbu.

- **Paso 4.** Calcular los factores de reducción. Se determinan los factores de reducción: a) por carga adicional, b) por sumergencia e infiltración, c) por grieta de tensión sin presión hidrostática en la grieta, y d) por grieta de tensión con presión

hidrostática en la grieta. En las figuras 5.9 a 5.12, se muestran las tablas que se emplearán según el caso que se presente.

- Paso 5. Cálculo de Pd , con la siguiente fórmula:

$$Pd = \frac{(\gamma \cdot H) + q - (\gamma_w \cdot H_w)}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t} \quad (5.8)$$

donde: γ = peso unitario promedio del suelo, H = altura del talud, q = sobrecarga, γ_w = peso unitario del agua, H_w = altura de agua fuera del talud, μ_q = factor de reducción por sobrecarga, μ_w = factor de reducción por sumergencia, y μ_t = factor de reducción por grieta de tensión. Si no hay sobrecarga $\mu_q=1$; si no hay sumergencia $\mu_w=1$ y si no hay grieta de tensión, $\mu_t=1$. En la fórmula 5.8, se toma $q=0$, y $\mu_q=1$ para la condición no consolidada.

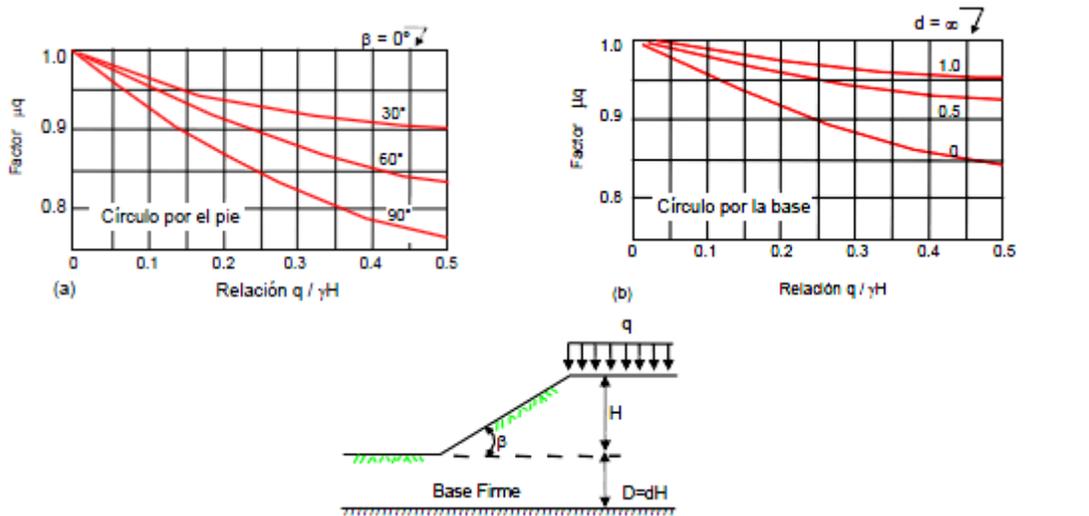


Figura 5.9 Factor de reducción por carga adicionada (μ_q).

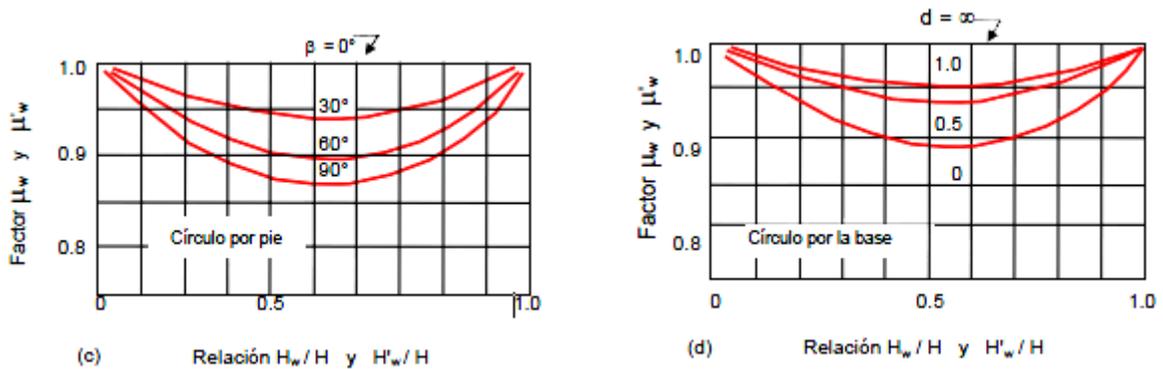




Figura 5.10 Factor de reducción por sumergencia (μ_w) e infiltración (μ'_w).

- Paso 6. Se calcula el número de estabilidad N_o , con la figura 5.7.
- Paso 7. Calcular la cohesión requerida. Despejando C_{req} de la fórmula del número de estabilidad N_o .

$$N_o = \frac{\gamma \cdot H}{C_{req}} \quad (5.9)$$

- Paso 8. El factor de seguridad se calcula utilizándose la siguiente expresión:

$$FS = \frac{N_o \cdot C_{req}}{Pd} \quad (5.10)$$

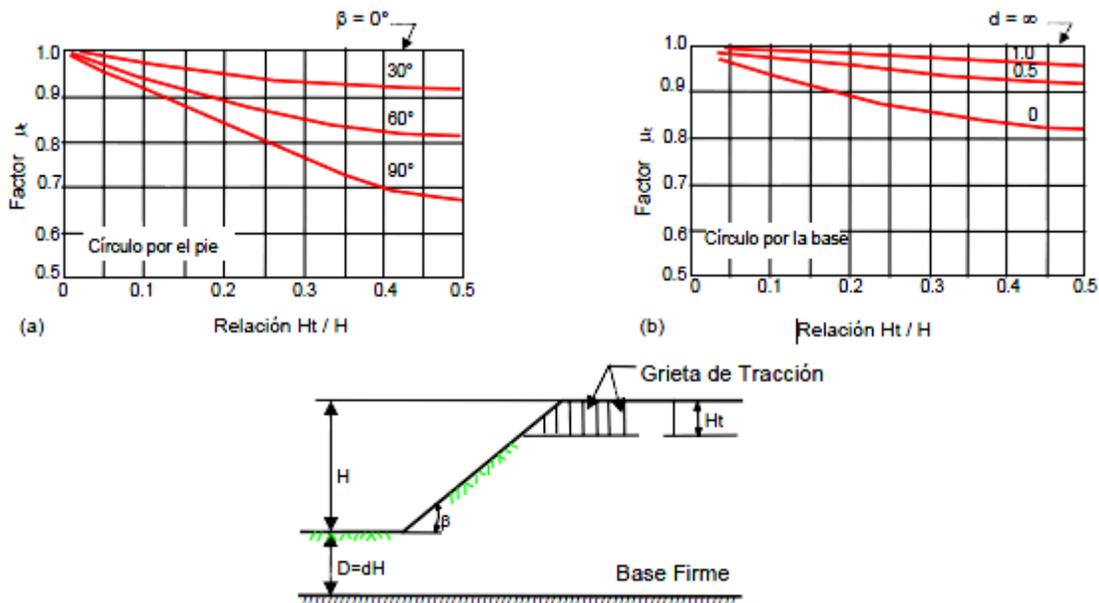


Figura 5.11 Factor de reducción por grieta de tensión sin presión hidrostática en la grieta (μ_t).

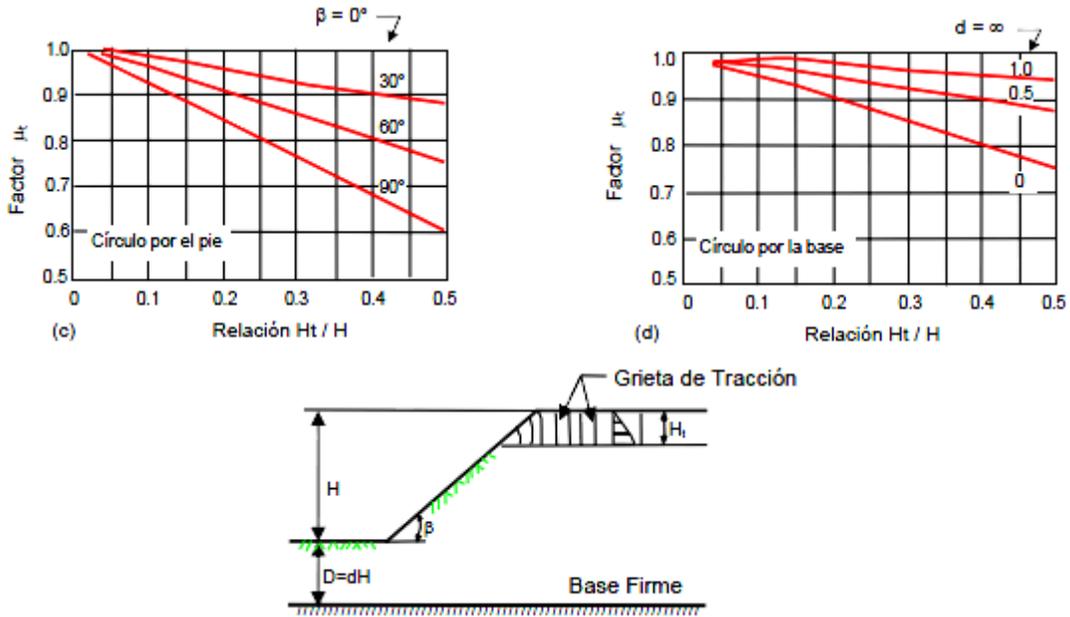


Figura 5.12 Factor de reducción por grieta de tensión con presión hidrostática en la grieta (μ_t).

Procedimiento para $\phi > 0$.

Para este caso se aplican los pasos 1 al 4 del procedimiento anterior.

- Paso 5. Calcular Pe , con la siguiente fórmula:

$$Pe = \frac{(\gamma \cdot H) + q - (\gamma_w \cdot H'_w)}{\mu_q \cdot \mu'_w} \quad (5.11)$$

donde: H'_w = altura del agua dentro del talud y μ'_w = factor de reducción por infiltración. Si la sobrecarga se aplica rápidamente, de modo que no hay suficiente tiempo para que los suelos se consoliden bajo la sobrecarga, se toma $q=0$ y $\mu_q=1$. Si no existe sobrecarga $\mu_q=1$, y si no existe infiltración, $\mu'_w=1$.

- Paso 6. Calcular el parámetro adimensional λC_ϕ con la siguiente fórmula:

$$\lambda C_\phi = \frac{Pe \cdot \tan\phi}{C} \quad (5.12)$$

donde: C = valor promedio de las cohesiones.

- Paso 7. Calcular el número de estabilidad Ncf , usando la tabla de la figura 5.13.

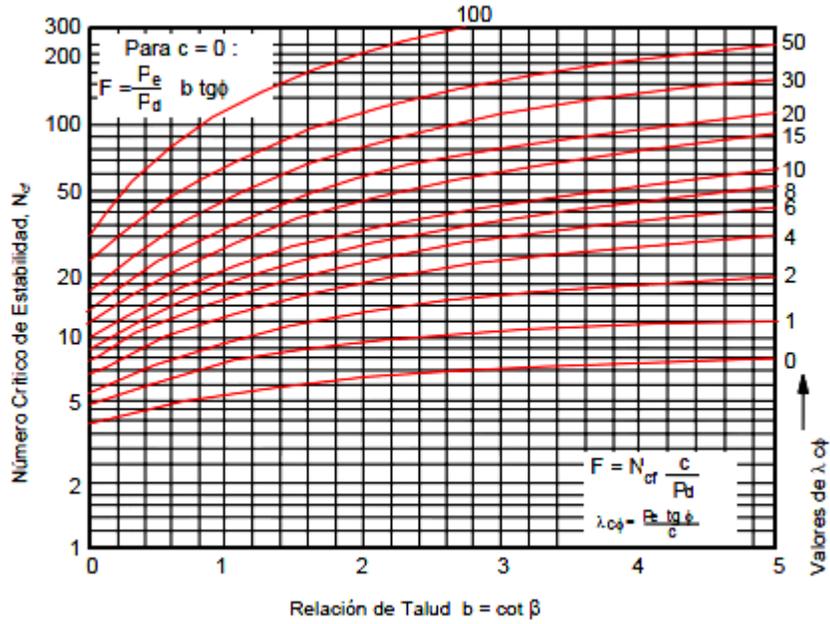
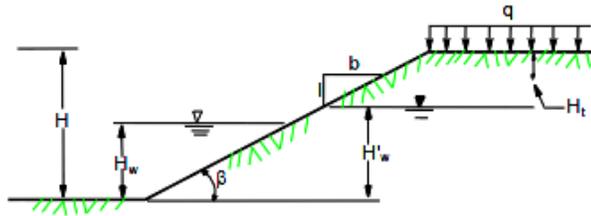


Figura 5.13 Tabla para determinar el número de estabilidad (N_{cf}).

- Paso 8. Finalmente se calcular el factor de seguridad, con la siguiente fórmula:

$$FS = N_{cf} \cdot \frac{C}{P_e} \quad (5.13)$$

- Paso 9. Se localizan las coordenadas del círculo crítico, con la gráfica de la figura 5.14, y se calcula $b = \cot \beta \cdot Y$



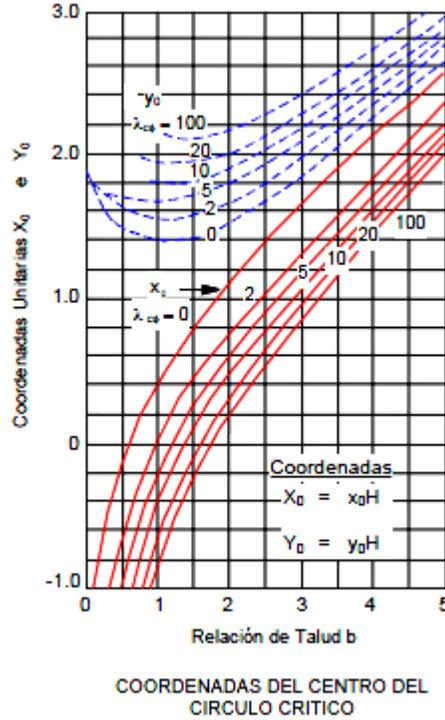


Figura 5.14 Tabla para determinar las coordenadas del centro del círculo crítico.

Ábacos de estabilidad para taludes infinitos.

En los deslizamientos de gran magnitud la mayor parte de la masa deslizada se mueve aproximadamente en forma paralela a la superficie del terreno. La naturaleza del movimiento está controlada por algún elemento geológico como una capa de roca o una capa de materiales poco resistentes. Si la longitud relativa del deslizamiento es muy grande en relación con su espesor, la contribución de la resistencia en la corona y el pie del deslizamiento, es menor comparada con la resistencia del resto de la superficie de falla (fig. 5.15).

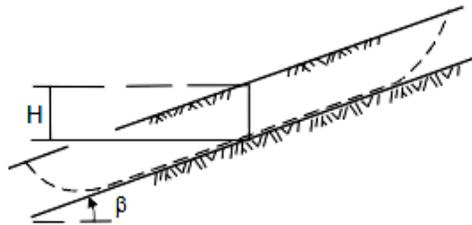


Figura 5.15 Representación esquemática de un talud infinito.

- Paso 1. Se determinan los parámetros para el análisis, como son: espesor de la capa poco resistente H (m), pendiente del talud β (grados), cohesión del suelo c' (KN/m^2), altura del nivel freático X (m), peso específico del suelo γ (kN/m^3), peso

unitario del agua γ_w (kN/m³), ángulo de fricción interna ϕ' (grados), relación de presión de poro $r_u = u/\gamma \cdot H$, donde u es la presión de poro a la profundidad H .

- **Paso 2.** Se determina el valor de r_u de valores de presión de poro medidos o obtenidos de fórmulas (fig. 5.16)

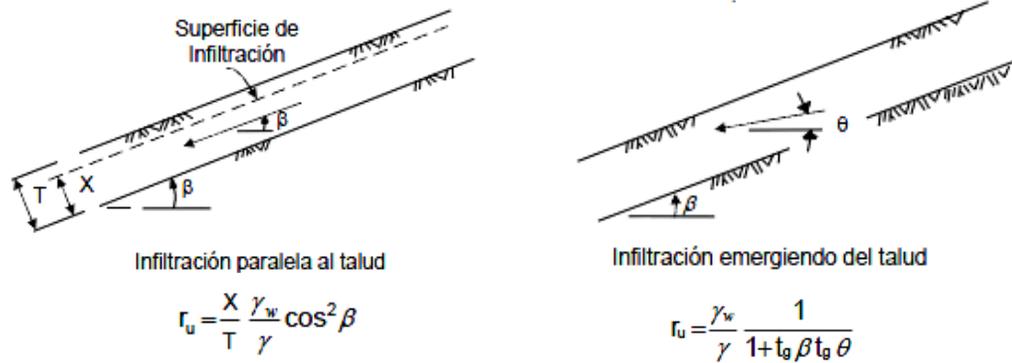


Figura 5.16 Valores de r_u obtenidos por fórmula.

- **Paso 3.** Se determina los parámetros A y B de los ábacos de las figuras 5.17.
- **Paso 4.** Finalmente se determina el factor de seguridad, empleando la siguiente expresión:

$$FS = A \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \frac{c'}{\gamma \cdot H} \quad (5.14)$$

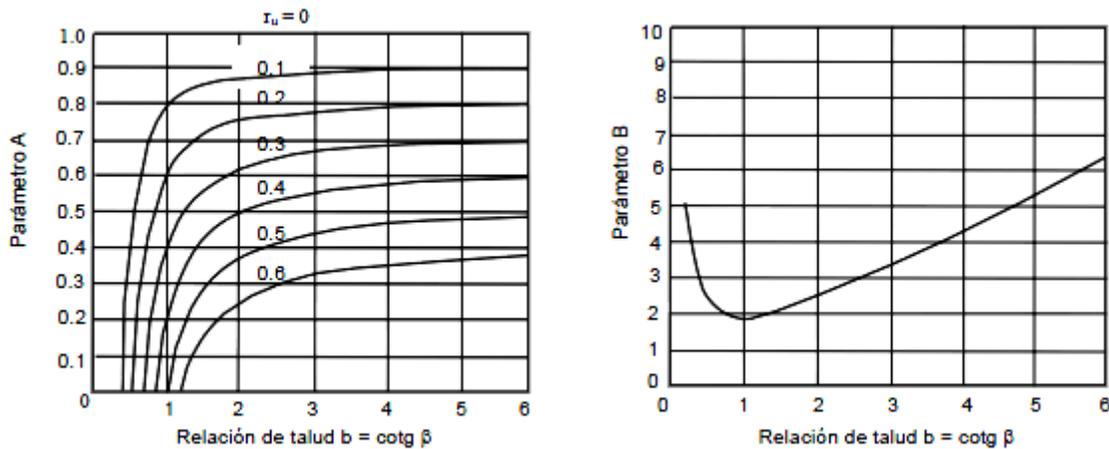


Figura 5.17 Ábacos para determinar los parámetros A y B para taludes infinitos.

Gráfica de estabilidad de taludes para $\phi = 0$ y resistencia que aumenta con la profundidad. Desarrollada por Hunter y Schuster en 1968. Para el análisis se realiza lo siguiente:

- **Paso 1.** Se extrapola el perfil de resistencia hacia arriba, para determinar H_o , (fig. 5.18).
- **Paso 2.** Se calcula $M = \frac{H_o}{H}$
- **Paso 3.** Con el valor de M , se introduce en la gráfica de la figura 5.18 para determinar con base en el ángulo β , el número de estabilidad N .
- **Paso 4.** Se determina el c_b (resistencia a la elevación del pie del talud). Nota: la resistencia no-drenada c_u , se obtiene de muestras inalteradas de pozo a cielo abierto o mediante sondeos.
- **Paso 5.** Finalmente se calcula el FS , empleando la siguiente expresión:

$$FS = N \frac{C_d}{\gamma (H + H_o)} \quad (5.15)$$

Para un talud sumergido $\gamma = \gamma'$, y cuando no exista tirante de agua arriba $\gamma = \gamma_m$.

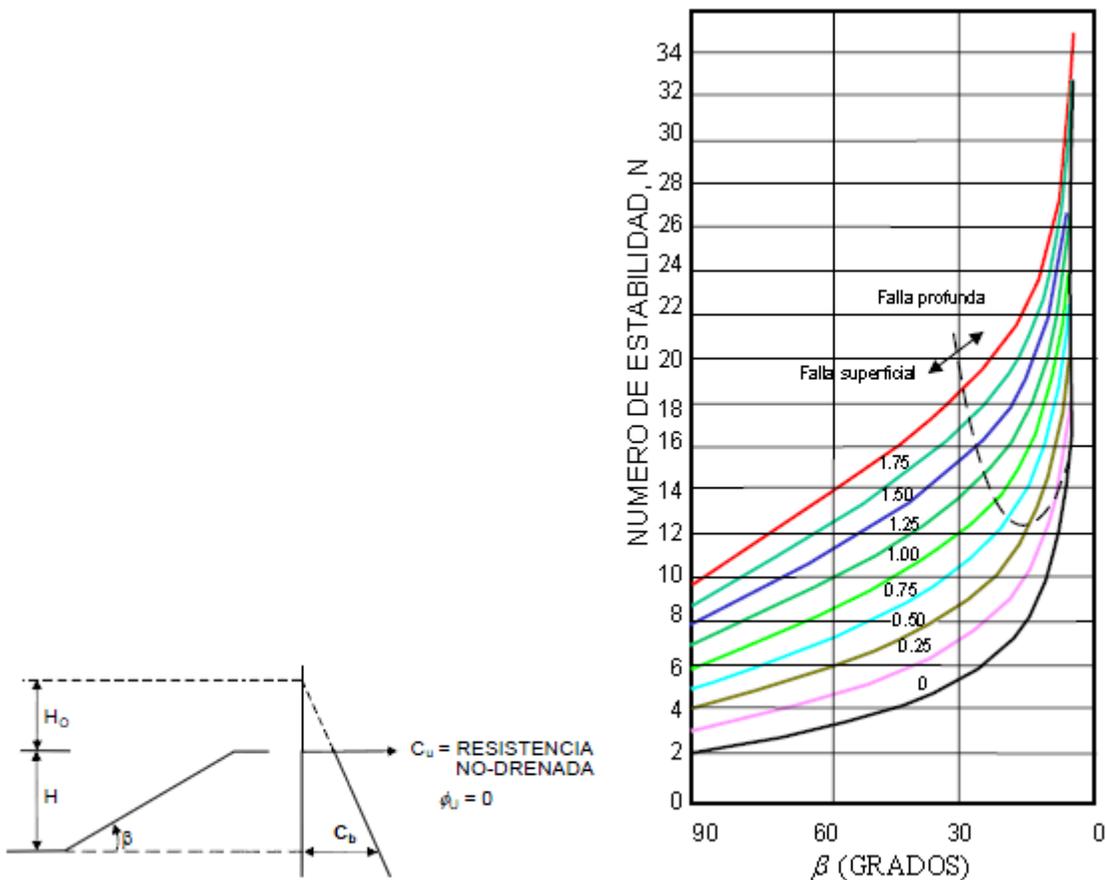


Figura 5.18 Esquema para determinar la estabilidad del talud y Gráfica para determinar el número de estabilidad N (Hunter y Schuster).

5.5 Métodos de equilibrio límite.

Se clasifican en dos grupos: a) Métodos exactos y b) Métodos inexactos. En el primero, al aplicar las leyes de la estática, proporcionan una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias que tienen todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de falla), los cuales sólo es posible en taludes de geometría sencilla, por ejemplo falla planar y por cuña. En los métodos inexactos, la geometría de la superficie de la falla no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática.

Basándose en las condiciones estáticas del equilibrio y el concepto de equilibrio límite, se resumen el número de ecuaciones y las variables desconocidas en las tablas 5.3 y 5.4.

Tabla 5.3 Resumen del sistema de ecuaciones.

Ecuación	Condición
n	Equilibrio de momentos para cada dovela
2n	Fuerzas de equilibrio para cada dovela en dirección X y Y
n	Criterio de falla de Mohr-Coulomb
4n	Total de número de ecuaciones

Tabla 5.4 Resumen del sistema de incógnitas.

Incógnitas	Condición
1	Factor de seguridad
n	Fuerza normal en la base de la dovela
n	Localización de la fuerza normal en la base de la dovela
n	Fuerza cortante en la base de la dovela
n-1	Fuerza horizontal interdovela
n-1	Fuerza tangencial interdovela
n-1	Localización de la fuerza interdovela (línea de empuje)
6n-2	Total de número de incógnitas

De las tablas anteriores se observa que el problema de estabilidad de un talud o ladera es hiperestático (de orden de $6n-2-4n=2n-2$). Para su solución, se hace alguna simplificación o hipótesis que permita su resolución (adicionar la ausencia de las ecuaciones $2n-2$). Generalmente, la localización de la fuerza normal baja se toma como centro de la dovela que es una suposición razonable (ecuaciones de n). La otra suposición es el conocimiento de la localización o la relación de la fuerza de cortante de la interdovela (de la fuerza normal del interdovela ecuaciones n-1).

Con base en las citadas suposiciones se pueden señalar a los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante (hoy en desuso) y a los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales. Los métodos de dovelas pueden dividirse en dos grupos:

- a) Métodos aproximados o simplificados. Aquellos que no cumplen todas las ecuaciones de la estática. Por ejemplo los métodos de *Fellenius*, *Janbu* y *Bishop simplificado*.
- b) Métodos precisos o rigurosos. Aquellos que cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de *Morgenstern-Price*, *Spencer* y *Bishop riguroso*.

Las limitaciones de los métodos de equilibrio límite son: a) se basan solamente en la estática, b) suponen los esfuerzos uniformemente distribuidos, c) utilizan modelos de falla muy sencillos, y d) generalmente se asume el material como isotrópico.

Diferentes técnicas de solución por equilibrio límite (*EL*) han sido desarrolladas a través de los años; sus diferencias radican en las ecuaciones de la estática incluidas y satisfechas. Es decir, cuales fuerzas entre las dovelas deslizantes son consideradas y las relaciones supuestas entre las fuerzas cortantes y normales en los contactos entre dovelas.

Todos los métodos de *EL* para análisis de estabilidad de taludes dividen la masa deslizante en n dovelas, como se muestra en la figura 5.18. Donde en cada dovela actúa un sistema general de fuerzas. La línea de empuje conecta los puntos de aplicación de las fuerzas entre bloques Z . La ubicación de la línea de empuje deberá ser supuesta o determinada utilizando un método de análisis riguroso que satisfaga el equilibrio.

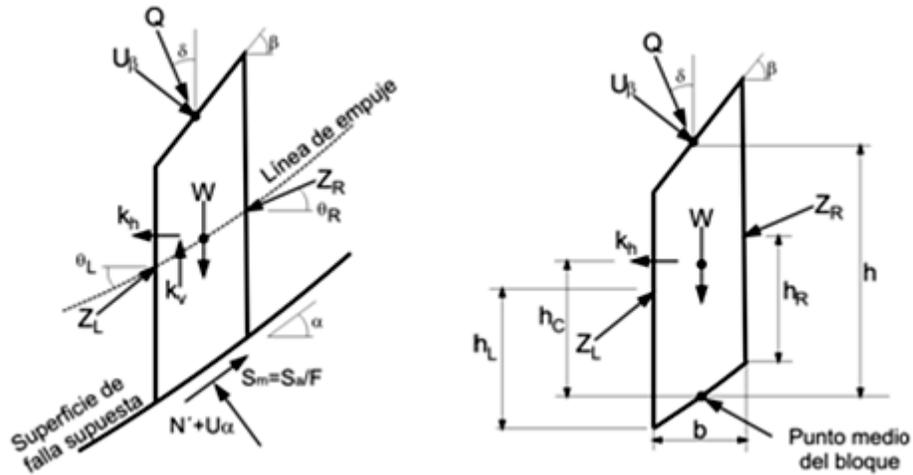


Figura 5.18 Esquema del sistema general de fuerzas en cada dovela.

En la figura 5.18, F = factor de seguridad, S_α = resistencia disponible = $C + N' \tan \phi$, S_m = resistencia movilizadora, U_α = fuerza de subpresión, U_β = fuerza del agua contra la cara del talud, W = peso del bloque, N' = fuerza efectiva normal, Q = sobrecarga externa, k_v = coeficiente sísmico vertical, k_h = coeficiente sísmico horizontal, Z_L = fuerza de interacción con dovela izquierda, Z_R = fuerza de interacción con dovela derecha, θ_L = ángulo de Z_L , θ_R = ángulo de Z_R , α = ángulo de inclinación de la base de la dovela, β = ángulo de inclinación en la corona de la dovela, b = ancho de la dovela, h = altura promedio de la dovela, y h_c = altura del centroide.

Método del bloque deslizante.

El análisis del bloque deslizante se puede utilizar cuando a una determinada profundidad existe una superficie de debilidad relativamente recta y delgada (sub-horizontal). La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independiente, al utilizar las fuerzas entre bloques (fig. 5.19).

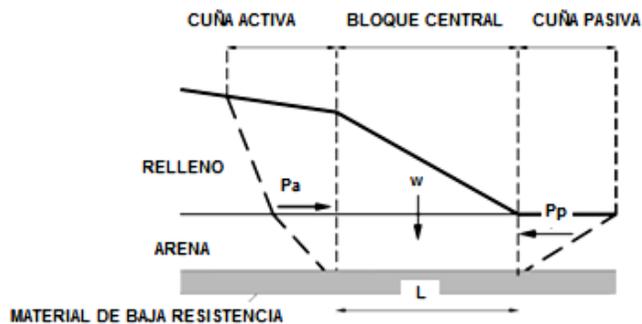


Figura 5.19 Esquema del método de bloque deslizante

No se considera la deformación de los bloques, que es útil, cuando existe un manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento. En el caso de tres bloques, la cuña superior se le llama cuña activa y las otras dos, cuña central y pasiva, respectivamente. El factor de seguridad puede calcularse sumando las fuerzas horizontales así:

$$FS = \frac{P_p + c'_m L + (W - u) \tan \theta_m}{P_a} \quad (5.16)$$

donde: P_p = fuerza pasiva producida por la cuña inferior, P_a = fuerza activa producida por la cuña superior, c'_m = cohesión efectiva del suelo blando en la base del bloque central, L = longitud del fondo del bloque central, W = peso total del bloque central., u = fuerza total de presión de poro en el fondo del bloque central, y θ_m = fricción del suelo en el fondo del bloque.

Los valores de las presiones activas (P_a) y pasivas (P_p), se obtienen utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb, teniendo en cuenta el valor de la cohesión movilizada.

$$P_a = \frac{1 - \text{sen} \theta_m}{1 + \text{sen} \theta_m} \quad y \quad P_p = \frac{1 + \text{sen} \theta_m}{1 - \text{sen} \theta_m} \quad (5.17)$$

Método del talud infinito.

Desarrollado por Taylor en 1948. Este método se utiliza para el análisis de laderas en la que la superficie de falla se considera recta. El método satisface el equilibrio de fuerzas y de momentos. Se emplea en taludes con cohesión homogénea y en taludes en la que la estratigrafía restringe la superficie de falla a profundidades bajas y paralela a la cara del talud. Se considera un método exacto. El procedimiento de análisis consiste a “grosso modo” en analizar un bloque superficial con un determinado espesor y una altura de nivel freático (en caso de que exista), y se supone una falla plana superficial paralela a la superficie del terreno, infinita con respecto al espesor deslizado (figs. 5.20 y 5.21).

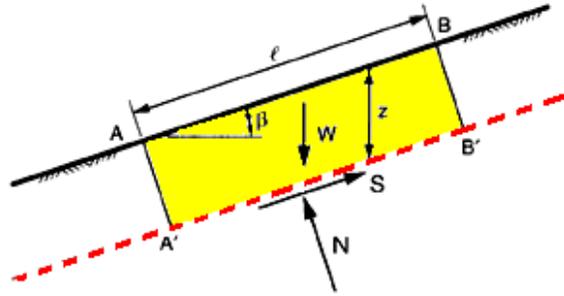


Figura 5.20. Talud infinito y superficie plana de deslizamiento.

La fuerza cortante, representada por la fricción desarrollada por el bloque de suelo, será de $S = W \sin \beta$, la fuerza normal $N = W \cos \beta$, y el peso de la sección de la masa de suelo $W = \gamma l z \cos \beta$; donde β es el ángulo de inclinación del plano, l es la longitud de la sección, z es la profundidad en la que se encuentra la falla superficial paralela a la superficie del terreno, γ es el peso específico del suelo.

El factor de seguridad estimado, en esfuerzos totales, será de:

$$FS = \frac{c + \gamma l z \cos^2 \beta \tan \phi}{\gamma l z \cos \beta \sin \beta} \quad (5.18)$$

Y en esfuerzos efectivos:

$$FS = \frac{c' + (\gamma l z \cos^2 \beta - u) \tan \phi'}{\gamma l z \cos \beta \sin \beta} \quad (5.19)$$

El factor de seguridad para un suelo, sin cohesión ($c, c' = 0$), sin presión de poro (sin flujo de agua) será de:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (5.20)$$

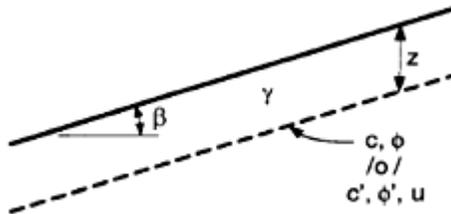


Figura 5.21. Talud infinito en función del peso específico del suelo (γ) y $l=1$.

En el caso de analizarse un talud no sumergido, el FS estimado será:

$$FS = \frac{c}{\gamma z} * \frac{2}{\sin(2\beta)} + (\cot \beta) \tan \phi \quad (5.21)$$

Y para un talud sumergido ($\phi = 0$ único)

$$FS = \frac{c}{(\gamma - \gamma_w)z} * \frac{2}{\text{sen}(2\beta)} \quad (5.22)$$

El caso general de análisis de talud infinito, con esfuerzos efectivos y con presión de poro, su factor de seguridad se estima con la expresión:

$$FS = \frac{c'}{\gamma z} * \frac{2}{\text{sen}(2\beta)} + \left[\cot\beta - \frac{u}{\gamma z} (\cot\beta + \tan\beta) \right] \tan\phi' \quad (5.23)$$

- En caso de analizarse un talud sumergido, sin flujo de agua:

$$FS = \frac{c'}{(\gamma - \gamma_w)z} * \frac{2}{\text{sen}(2\beta)} + [\cot\beta] \tan\phi' \quad (5.24)$$

- Con filtración de agua paralela a la cara del talud:

$$FS = \frac{c'}{\gamma z} * \frac{2}{\text{sen}(2\beta)} + \left[\cot\beta - \frac{\gamma_w}{\gamma} (\cot\beta) \right] \tan\phi' \quad (5.25)$$

- Con filtración horizontal:

$$FS = \frac{c'}{\gamma z} * \frac{2}{\text{sen}(2\beta)} + \left[\cot\beta - \frac{\gamma_w}{\gamma} (\cot\beta + \tan\beta) \right] \tan\phi' \quad (5.26)$$

En la que γ_w es el peso específico sumergido del suelo.

Método de la espiral logarítmica.

Desarrollado por Frohlich en 1953. Se considera uno de los mejores métodos para el análisis de taludes homogéneos y se trata de un método exacto. El tipo de falla que presenta el talud es de forma de espiral logarítmica (fig. 5.22). El método satisface el equilibrio de fuerzas y de momentos, lo que hace que el procedimiento sea relativamente preciso. El análisis asume una superficie de falla en espiral logarítmica en la cual el radio de la espiral r varía con el ángulo de rotación θ sobre el centro de la espiral. Inicialmente se supone un punto de centro y un radio r_0 para definir la espiral.

El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación alrededor del centro de la espiral de acuerdo con la expresión:

$$r = r_0 e^{\theta \tan\phi_d} \quad (5.27)$$

donde: ϕ_d = ángulo de fricción desarrollado y depende del ángulo de fricción y del factor de seguridad, σ = esfuerzo normal, y τ = es el esfuerzo cortante.

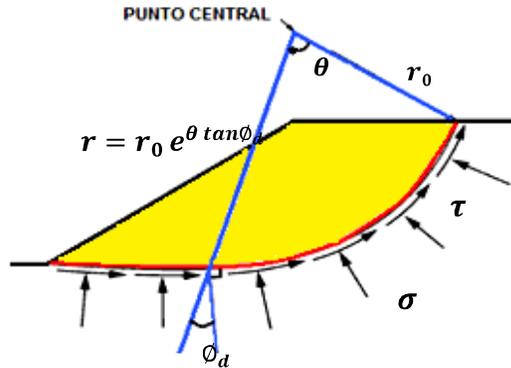


Figura 5.22. Superficie de falla en forma de espiral logarítmica.

En término de esfuerzos totales, se emplea la expresión:

$$\tau = \frac{c}{FS} + \sigma \frac{\tan \phi}{FS} \quad (5.28)$$

Y en término de la fuerza de cortante desarrollada:

$$\tau = c_d + \sigma \tan \phi_d \quad (5.29)$$

Método del arco circular o círculo Sueco.

El método fue desarrollado por Petterson en 1916, y supone una superficie de falla circular en suelos homogéneos y no homogéneos, el cual se analiza como un solo bloque. Se emplea para analizar solamente suelos cohesivos ($\phi = 0$). Satisface el equilibrio de momentos e implícitamente el equilibrio de fuerzas (fig. 5.23). En la práctica el método es un caso de la espiral logarítmica la cual se convierte en círculo. El factor de seguridad se obtiene dividiendo el momento resistente ($M_r = \tau l r$) entre el momento actuante ($M_a = W a$).

$$\tau = \frac{S}{FS} \quad \therefore \quad FS = \frac{c \cdot l \cdot r}{W \cdot a} \quad (5.30)$$

donde: W = peso de la masa del suelo, a = distancia horizontal del centro del círculo al centroide del punto del peso de la masa de suelo, τ = esfuerzo cortante, l = longitud del arco circular, r = radio del círculo, y c = cohesión.

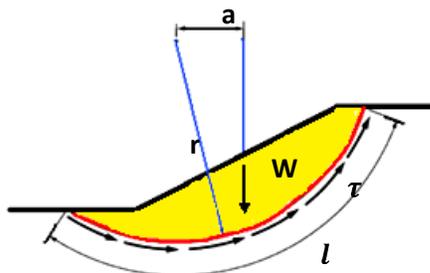


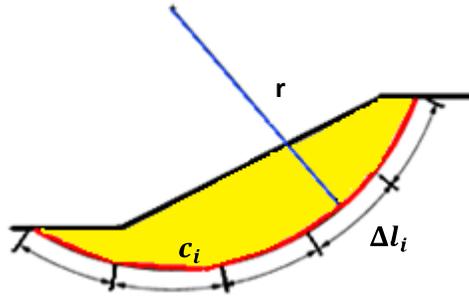
Figura 5.23 Método del círculo Sueco ($\phi = 0$).

Si c varía, el círculo de la superficie de deslizamiento es subdividido en un determinado número de segmentos de longitud Δl_i (fig. 5.24), en la que el momento resistente es:

$$M_r = \frac{\sum (c_i \Delta l_i r)}{FS} \quad (5.31)$$

Por tanto el factor de seguridad será:

$$FS = \frac{r \sum (c_i \Delta l_i)}{W_a} \quad (5.32)$$

**Figura 5.24** Superficie de falla circular subdividida en segmentos.

Método ordinario de las dovelas o de Fellenius.

Desarrollado en 1927. Conocido también como método sueco, método de las dovelas o método U.S.B.R. Es el primer método de dovelas en ser ampliamente aceptado. Considera una superficie de falla circular y suma de momentos sobre el centro del círculo. Divide el área de falla en secciones o dovelas (fig. 5.25). El método no considera las fuerzas laterales que actúan entre las dovelas para la masa deslizada como para las dovelas individuales con la finalidad de convertir el problema en estáticamente determinado, por lo cual solo satisface el equilibrio de momentos.

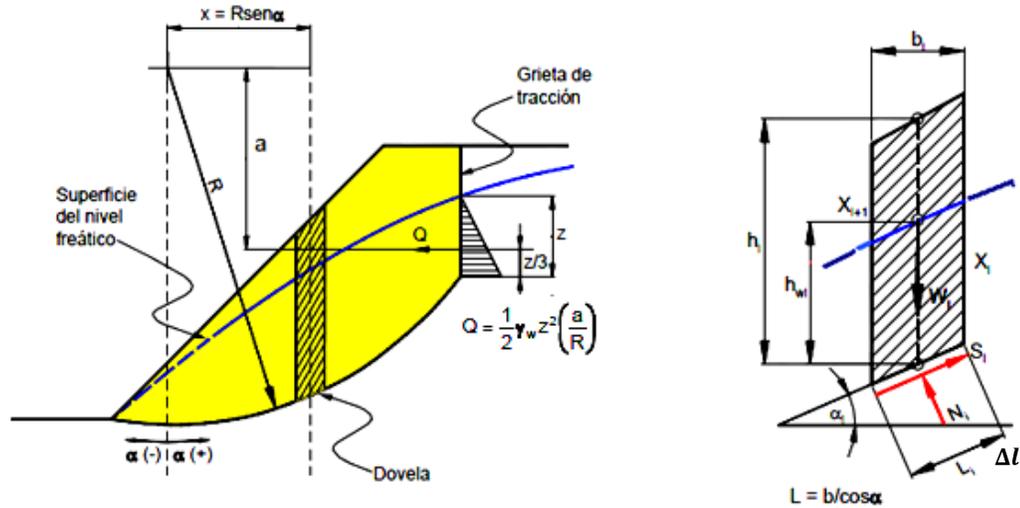


Figura 5.25 Diagrama del método ordinario o de Fellenius.

El procedimiento de análisis consiste en obtener las fuerzas actuantes y resultantes para cada dovela y con la sumatoria de los momentos respecto al centro del giro producido por estas fuerzas, obtener el factor de seguridad. El método permite determinar el factor de seguridad directamente (sin hacer iteraciones como en otros métodos que se verán más adelante). Es muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros, en los que proporciona factores de seguridad bajos. Sin embargo, es muy empleado por ser un procedimiento simple de análisis.

La ecuación gobernante del análisis, es $\Sigma M_E = \Sigma M_D$, en la que los momentos estabilizadores (M_E) son generados por la resistencia al cortante en la superficie de la falla y los momentos desestabilizadores (M_D) son generados por el peso del terreno, incluyendo el peso propio del agua.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son: a) el peso ($W = \gamma \cdot h \cdot b$) o fuerza de gravedad; la cual se puede descomponer en una tangente y una normal ($N = W \cdot \cos \alpha$) a la superficie de falla. b) las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangencial a la superficie de falla.

El factor de seguridad por este método, en esfuerzos totales se determina con:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c L_i + W_i \cos \alpha_i \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (5.33)$$

En la que w es el peso de la masa del suelo, h es la altura promedio de la dovela, b es el ancho o espesor de la dovela, $\Delta l = b/\cos(\alpha)$ es la relación de la longitud en la base de la dovela, α es el ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la superficie circular de falla, ϕ es ángulo de fricción y c es la cohesión.

Y en esfuerzos efectivos será, (siendo u la presión de poro):

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c' L_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i L_i) \tan \phi']}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i + \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \left(\frac{\alpha}{R}\right)} \quad (5.34)$$

Método simplificado de Bishop.

Desarrollado en 1955. Es aplicable a taludes con suelos no homogéneos, en la que la superficie de falla se puede aproximar a una falla circular. Considera las fuerzas horizontales (E_i) que actúan entre las dovelas (fig. 5.26). La condición de equilibrio se satisface por la suma de momento sobre el centro del equilibrio del círculo, y el de la suma de fuerza en la dirección vertical para cada dovela. Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero, generando la reducción del número de incógnitas. El procedimiento simplificado de Bishop es más exacto que el método ordinario de las dovelas, especialmente para análisis con altas presiones de poro.

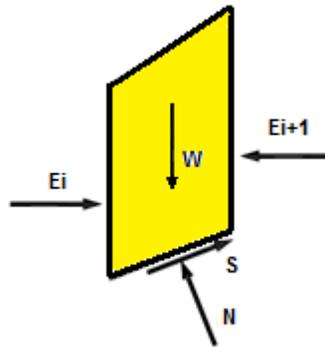


Figura 5.26 Fuerzas que intervienen en una sección de dovela en el método simplificado de Bishop.

El equilibrio de las fuerzas que intervienen en la dirección vertical, son:

$$N \cos \alpha + S \operatorname{sen} \alpha - W = 0 \quad (5.35)$$

Las fuerzas se consideran positivas cuando actúan hacia arriba. La fuerza de rozamiento es $S = \tau \Delta l$ en términos del esfuerzo cortante, el cual es:

$$\tau = \frac{S}{FS} \quad \therefore \quad S = \frac{s \Delta l}{FS} \quad (5.36)$$

La expresión para obtener el factor de seguridad por el método simplificado de Bishop, en términos de los esfuerzos efectivos, considerando las fuerzas para su análisis en el diagrama de la fig. 5.24, será de:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{c' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi'}{\cos \alpha_i \left[1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{FS'} \right]} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i + \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \left(\frac{a}{R} \right)} \quad (5.37)$$

La expresión 5.37 implica que se proponga un factor de seguridad (FS'), por lo que se resolverá por medio de iteraciones sucesivas hasta alcanzar el valor del factor de seguridad más cercano al que se propuso.

Si la presión de poro $u = 0$, el factor de seguridad en esfuerzos totales es:

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c \Delta l \cos \alpha + W \tan \phi}{\cos \alpha + (\operatorname{sen} \alpha \tan \phi) / FS} \right]}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (5.38)$$

Cuando $\phi = 0$, el FS será de:

$$FS = \frac{\sum c \Delta l}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (5.39)$$

Método simplificado de Janbú.

Desarrollado en 1968 y se emplea para cualquier forma de superficie de falla. Al igual que Bishop considera que no hay fuerza de cortante entre dovelas. El método se basa en la suposición que las fuerzas laterales entre dovelas son horizontales (fig. 5.27). La solución es sobredeterminada, ya que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección f_o para ajustar (aumentar) el factor de seguridad a valores más razonables. El f_o depende de la curvatura de la superficie de falla. Los factores de seguridad son bajos.

La expresión para calcular el factor de seguridad, en término de esfuerzos efectivos es:

$$FS = \frac{f_o \sum_{i=1}^n \frac{[c' + (\gamma h_i - \gamma_w h_{wi}) \tan \phi'] (1 + \tan^2 \alpha_i) b_i}{\left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{FS} \right)}}{\sum_{i=1}^n W_i \tan \alpha_i + \frac{1}{2} \gamma_w z^2} \quad (5.40)$$

El valor del factor de corrección se puede obtener mediante la expresión:

$$f_o = 1 + k \left[\frac{d}{T} - 1.4 \left(\frac{d}{T} \right)^2 \right] \quad (5.41)$$

cuando $c' = 0$, el valor de k vale 0.31; en cambio si $c' > 0$, $\phi' > 0$ el valor de $k=0.50$ ó mediante la gráfica (fig. 5.28).

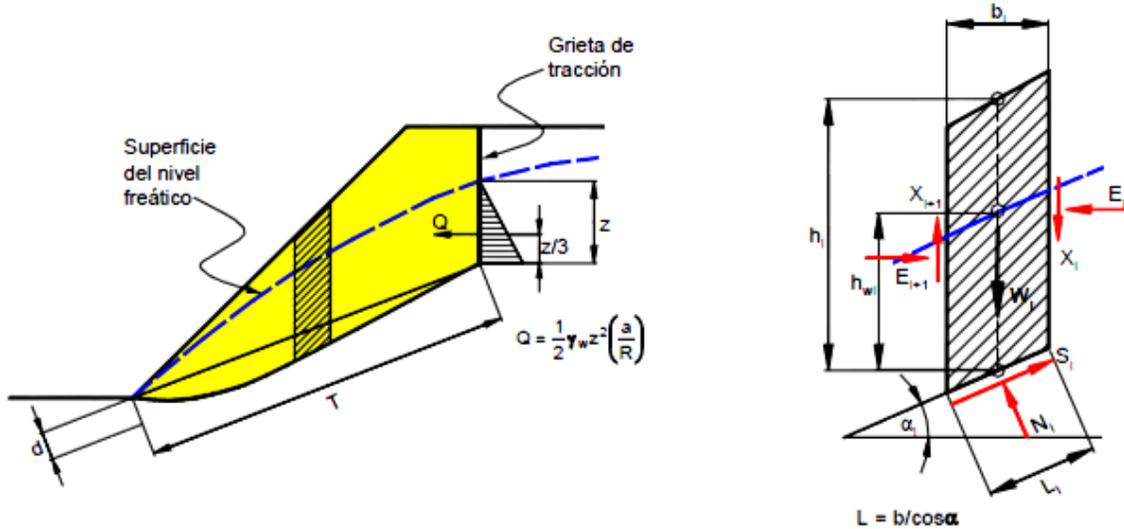


Figura 5.27 Diagrama de análisis para el método simplificado de Jambu.

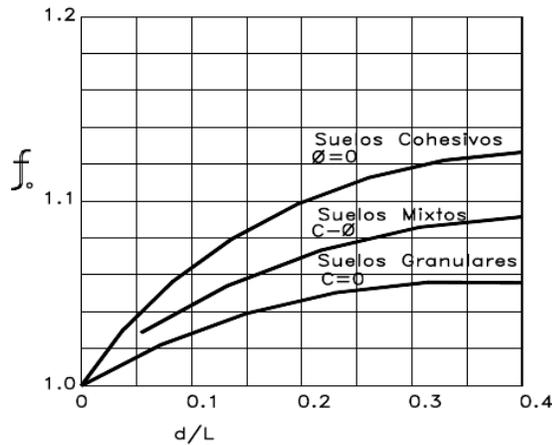


Figura 5.28 Esquema para determinar el factor f_o para el método de Janbú.

Método de Spencer.

Desarrollado en 1967. Es un procedimiento exacto aplicable virtualmente a todas las geometrías de un talud, sin importar el perfil estratigráfico del suelo. Se considera el método más completo y simple del equilibrio para calcular el factor de seguridad. El procedimiento se basa en la suposición de que las fuerzas en las dovelas son paralelas las unas con las otras y que tienen el mismo ángulo de inclinación (fig. 5.29). Rigurosamente satisface el equilibrio estático suponiendo que la fuerza resultante entre

las dovelas tiene una inclinación constante pero desconocida, por lo cual satisface el equilibrio de fuerzas y de momentos. La ecuación de equilibrio de fuerzas se exprese como:

$$\Sigma Q_i = 0 \quad (5.42)$$

donde: Q_i es la resultante de las fuerzas que intervienen, Z_i y Z_{i+1} son las fuerzas que se consideran en el lado derecho e izquierdo de la dovela.

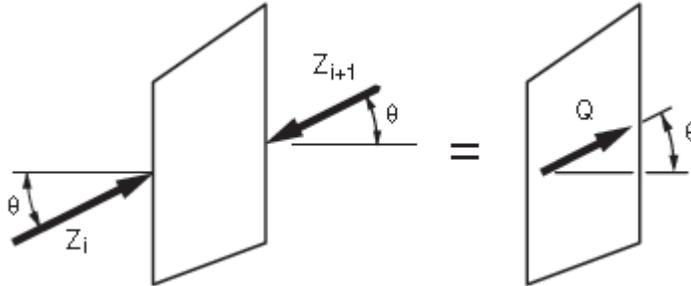


Figura 5.29 Diagrama de fuerzas que intervienen en una dovela por el método de Spencer.

Se considera que las fuerzas que actúan son paralelas por tener la misma dirección, y Q_i es simplemente la diferencia escalar entre las fuerzas que intervienen de lado derecho e izquierdo de cada dovela:

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \quad (5.43)$$

Para el equilibrio de los momentos, pueden ser sumados sobre cualquier punto arbitrario de un sistema coordenado cartesiano ($x = 0, y = 0$). La ecuación para el equilibrio del momento se expresa como:

$$\Sigma Q (x_b \text{ sen } \theta - y_Q \text{ cos } \theta) = 0 \quad (5.44)$$

donde: x_b = coordenada horizontal del centro de la base de la dovela, y y_Q = coordenada vertical del punto en la línea de acción de la fuerza, Q , directamente sobre el centro de la base de dovela (fig. 5.30).

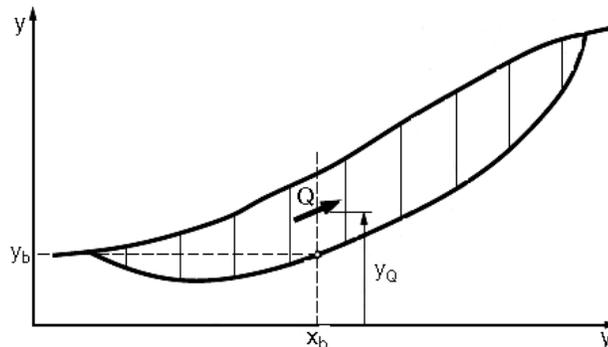


Figura 5.30 Coordenadas de una superficie de falla no circular usada para el método de Spencer.

La coordenada y_Q se puede expresar en términos de la coordenada y del punto en el centro de la base de dovela (y_b) por:

$$y_Q = y_b + \frac{M_o}{Q \cos \theta} \quad (5.45)$$

En la que M_o = momento que se requiere conocer y es producido por las fuerzas en el centro de la base de la dovela. En la ausencia de fuerzas debido a cargas sísmicas o a cargas en la superficie del talud, el momento $M_o = 0$, y $y_Q = y_b$.

Las fuerzas que intervienen para satisfacer el equilibrio en una dovela en forma individual, son:

$$N + F_v \cos \alpha - F_h \operatorname{sen} \alpha - Q \operatorname{sen} (\alpha - \theta) = 0 \quad (5.46)$$

$$S + F_v \operatorname{sen} \alpha - F_h \operatorname{cos} \alpha - Q \operatorname{cos} (\alpha - \theta) = 0 \quad (5.47)$$

F_v y F_h representan todas las fuerzas horizontales y verticales que se consideran en la dovela, incluyendo el peso de la sección, cargas sísmicas, fuerzas distribuidas y concentración de cargas superficiales, refuerzos de fuerzas (anclas). Al combinar las fuerzas de equilibrio de las ecuaciones 5.46 y 5.47, con la ecuación del Mohr-Coulomb para la fuerza del esfuerzo cortante, la solucionando para Q (fig. 5.31), será:

$$Q = \frac{-F_v \operatorname{sen} \alpha - F_h \operatorname{cos} \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{FS}\right) + (F_v \operatorname{cos} \alpha - F_h \operatorname{sen} \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{FS}\right)}{\operatorname{cos}(\alpha - \theta) + \left[\operatorname{sen}(\alpha - \theta) \frac{\tan \phi'}{FS}\right]} \quad (5.48)$$

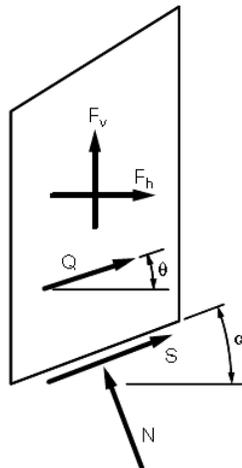


Figura 5.31 Dovelita con las fuerzas que intervienen en el método de Spencer

Mediante procedimientos de ensaye y error, se generan iteraciones para obtener las soluciones para el FS . Los valores del FS son supuestos en varias ocasiones hasta satisfacer las dos ecuaciones dentro de niveles aceptables de error (fuerza y momento de equilibrio). Una vez obtenido el factor de seguridad, se analiza la inclinación de la fuerza de intersección que interviene en las ecuaciones de la fuerza y equilibrio del momento para una sola dovela, y posteriormente se calculan los valores de la fuerza normal (N) en la base de la dovela.

Método de Morgenstern y Price.

Desarrollado en 1965. Es un procedimiento exacto, aplicable virtualmente a todas las geometrías de un talud y con diferentes perfiles de suelo. Se considera como un método completo y riguroso.

El método expresa la relación entre la fuerza tangencial (X), y la normal total (E), sobre el lado vertical de cada faja. Asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre las dovelas.

$$X = \lambda f(x)E \quad (5.49)$$

donde: X y E = fuerzas vertical y horizontal que actúan entre las dovelas, λ = factor de escala desconocido que se emplea como parte de la solución, y $f(x)$ = función que prescribe valores en cada uno de los límites de cada dovela.

La ecuación 5.49 es hiperestática, para su solución, hay que suponer la forma de la función $f(x)$, obtiene como resultado su magnitud λ . Esta función puede considerarse constante como en el caso del método de Spencer.

El método cumple con el equilibrio de fuerzas y de momentos, y es muy similar al método de Spencer con la diferencia de que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria. La localización de la fuerza normal en la base de la dovela también se asume que actúa en el punto mediano de la base de la dovela o en un punto en la base de la dovela que está directamente debajo del centro de gravedad. Si E' es la fuerza normal efectiva

sobre el lado vertical de cada faja X/E' ha de ser menor que $\tan\phi'$. Si no es así, la función supuesta no es correcta.

Se obtiene el factor de seguridad, así como el resultado de la posición del empuje sobre el lado vertical de cada dovela, lo cual permite comprobar si la hipótesis hecha sobre la forma de $f(x)$ era o no razonable (verificando los esfuerzos que aparecen al lado de la dovela). Este método será exacto siempre que la función $f(x)$ escogida corresponda a la real. El cálculo del factor de seguridad empleando éste método con respecto al equilibrio de fuerzas (FS_F) y de momentos (FS_M), es:

$$FS_F = \frac{\sum [c \beta + (N - u l) \tan \phi \cos \alpha]}{\sum N \operatorname{sen} \alpha - \sum D \cos \alpha} \quad (5.50)$$

$$FS_M = \frac{\sum [c \beta + (N - u l) R \tan \phi]}{\sum W x - \sum N f \pm \sum D d} \quad (5.51)$$

donde: c = cohesión del suelo, ϕ = ángulo de fricción del suelo, β = longitud de la superficie de falla, W = peso de la dovela, α = inclinación de la superficie de falla, N = fuerza normal entre dovelas, y x = fuerza tangencial entre dovelas.

Método de Chen y Morgenstern.

Este método de desarrollo en 1983 y es un refinamiento del método de Morgenstern y Price, en el cual se intenta mejorar los estados de esfuerzos en los extremos la superficie de falla idealizada. Chen y Morgenstern sugirieron que en los extremos de la superficie de deslizamiento en donde las fuerzas que intervienen deben llegar a ser paralelas al talud. Esto lleva a la siguiente relación entre el cortante (x) y (E) la fuerza horizontal en la dovela:

$$X = [\lambda f(x) + f_o(x)]E \quad (5.52)$$

donde: $f(x)$ y $f_o(x)$ son dos funciones separadas que definen la distribución de las inclinaciones de la fuerza que intervienen en el análisis.

La función $f(x)$ es cero en cada final de la superficie de la dovela, y la función $f_o(x)$, es igual a la tangente de la inclinación del talud en cada extremo de la superficie de la dovela. Las variaciones de ambos $f(x)$ y $f_o(x)$ entre los dos extremos de la superficie de la dovela son supuestas por el ingeniero geotecnista. El procedimiento de Chen y de

Morgenstern restringe la gama de inclinaciones admisibles de la fuerza que intervienen en el análisis, y reduce así la gama de posibles soluciones.

Método de Sarma.

Desarrollado en 1973. El método se aplica para cualquier forma de superficie de falla. Supone que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad.

Se considera un factor de seguridad y se encuentra el coeficiente sísmico requerido para producir este factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Generalmente el factor de seguridad se asume con valor de 1 y el coeficiente sísmico que entonces se calcula representa el coeficiente sísmico requerido para causar el desplazamiento. El método satisface las condiciones de equilibrio tanto de fuerzas, como de momentos; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.

En el procedimiento de Sarma, la fuerza de cortante entre las dovelas se relaciona con base a la expresión:

$$X = \lambda f(x)S_v \quad (5.53)$$

donde: S_v = fuerza de cortante disponible en la dovela, λ = parámetro desconocido y $f(x)$ una función con valores prescritos en cada límite vertical de la dovela.

La fuerza de cortante S_v , depende de los parámetros de la fuerza de cortante del suelo a lo largo del límite de la dovela (c, c' y ϕ, ϕ'); para los materiales friccionantes ($\phi, \phi' > 0$) de la fuerza normal (horizontal) fuerza de las fuerzas que intervienen E . El procedimiento de Sarma es más fácil de utilizarse para calcular un coeficiente sísmico para un factor de seguridad prescrito.

Comparación de resultados de los diversos métodos de equilibrio límite.

Los métodos de análisis por equilibrio límite proporcionan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios, los cuales son una muestra de la incertidumbre que caracteriza a los análisis de estabilidad. Los métodos más utilizados son el simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern y Price y Spencer. Cada método arroja valores diferentes en el factor de seguridad.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados por el método de Bishop difieren aproximadamente un 5% con respecto a soluciones más precisas. Mientras el método simplificado de Janbú generalmente subestima el factor de seguridad hasta un 30% y en algunos casos los sobreestima hasta en 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn, 1977, (Tabla 5.5).

Tabla 5.5 Comparación de los resultados del cálculo del FS por varios métodos (Fredlund y Krahn, 1977)

Talud	Factor de Seguridad Calculado				
	Bishop	Spencer	Janbú	Morgenstern-Price	Ordinario
Talud 2H:1V	2.08	2.07	2.04	2.08	1.93
Talud sobre una capa de suelo débil	1.38	1.37	1.45	1.38	1.29
Talud con una línea piezométrica	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69
Talud con dos líneas piezométricas	1.25	1.25	1.33	1.25	1.17

Los métodos que satisfacen el equilibrio en forma más completa son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores irreales del $F.S.$, por exceso o defecto.

Por las razones anteriormente expuestas, se prefieren los métodos más sencillos y fáciles de manejar como es el simplificado de Bishop. Todos los métodos que satisfacen el equilibrio completo proporcionan valores similares del factor de seguridad (Fredlund y Krahn, 1977, Duncan y Wright, 1980). No existe un método de equilibrio completo que sea significativamente más preciso que otro.

El método de Spencer es más simple que el de Morgenstern y Price o el de Chen y Morgenstern. Los métodos de Morgenstern son más flexibles para tener en cuenta diversas situaciones de fuerzas entre dovelas; no obstante, se debe tener en cuenta que la dirección de las fuerzas entre dovelas en estos métodos, no afecta en forma importante el resultado del factor de seguridad. El método de Sarma, tiene ciertas ventajas en relación con los demás métodos, para el análisis sísmico.

Hurtado Alva en 1994, presentó las siguientes conclusiones al comparar los diversos métodos de equilibrio límite:

- Cualquier método que satisface el equilibrio de momentos, proporciona el mismo factor de seguridad en el análisis de $\phi = 0$ con superficies de falla circular.
- El método ordinario de dovelas (Fellenius), arroja un error en el lado conservador para el caso de $\phi > 0$. Con presiones de poro pequeñas, para los análisis en función de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos, el error es menor del 10%.
- Para pendientes casi planas con presiones de poro altas, el error puede ser mayor del 50%.
- Para el análisis de $\phi = 0$ ó $\phi > 0$ con presiones de poro bajas o altas, el método simplificado de Bishop es adecuado y estable para el análisis de falla circular.
- Numéricamente, sólo hay problemas de convergencia cuando los extremos de la superficie de falla son muy parados, casi verticales.
- En los métodos que satisfacen solamente el equilibrio de fuerzas, el factor de seguridad es muy sensible a la inclinación asumida por las fuerzas laterales. El método de Lowe y Karafiath es razonable para el análisis de $\phi > 0$ pero no conservador (10 - 15%) para $\phi = 0$.
- Si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el factor de seguridad es muy pequeña, usualmente $\pm 5\%$ de la respuesta correcta.

Métodos numéricos.

El auge que ha tomado en los últimos años el uso del computador, ha permitido su empleo en el análisis de estabilidad de taludes. Estos métodos permiten incorporar más información en los modelos de análisis y analizar situaciones que no son posibles con los métodos manuales. Existen programas comerciales de software como SLOPE/W,

STABLE y TALREN, entre otros, que permiten de una forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad y para varios métodos de análisis. Algunos métodos emplean los elementos finitos, con poco éxito en la estabilidad de taludes específicos, y otros emplean análisis de equilibrio por interacción, siendo este último sistema muy empleado.

Análisis en tres dimensiones de equilibrio límite. La mayoría de los deslizamientos tienen una geometría en tres dimensiones, por lo cual, varios autores han presentado métodos de análisis, como Yamagami y Jiang en 1996. Este método de análisis utiliza las ecuaciones de factor de seguridad de Janbú junto con un esquema de minimización basado en programación dinámica. Mediante este programa se obtiene la superficie de falla crítica en tres dimensiones, sin restricción a la forma de la falla, su respectivo factor de seguridad y la dirección del movimiento (fig. 5.32).

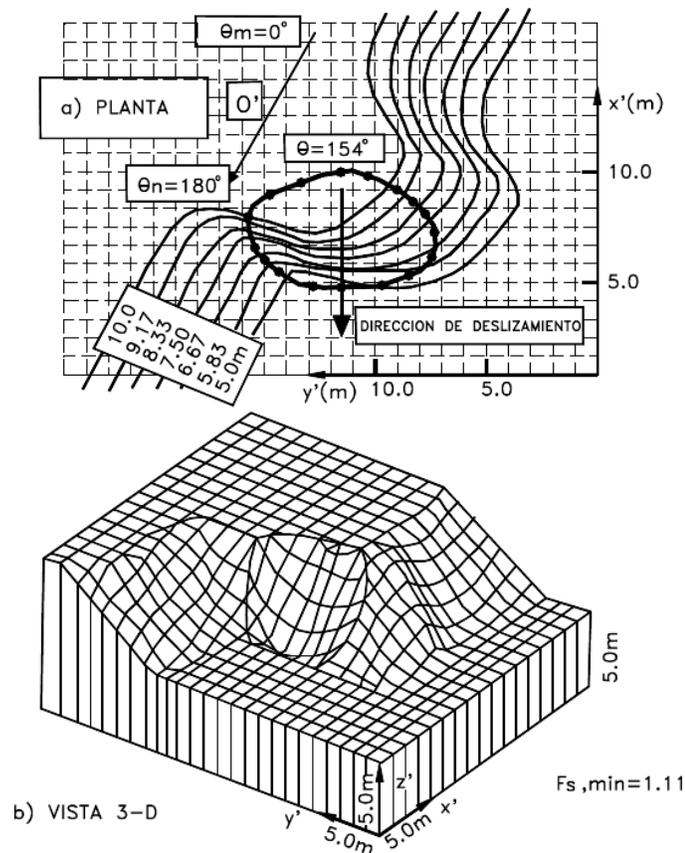


Figura 5.32. Dirección del deslizamiento y superficie de falla crítica en un análisis en tres dimensiones (Yamagami y Jiang, 1996).

Ocasionalmente se realizan análisis de estabilidad de equilibrio límite en tres dimensiones. Al igual que con los métodos 2-D, se requiere realizar una serie de suposiciones para que el problema sea estáticamente determinado. La mayoría de métodos 3-D tiene limitaciones importantes y son útiles solamente para conocer el efecto de la situación 3-D sobre una determinada superficie de falla. Los métodos de equilibrio límite 3-D se utilizan poco en el diseño y análisis (U. S. Corps of Engineers, 2003).

5.6 Análisis por elementos finitos.

El método de elementos finitos satisface todas las condiciones de esfuerzo. Fue introducido por Clough y Woodward en 1967 y se emplea para cualquier forma de superficie de falla, analizándose esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad. El método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas llamadas elementos finitos, los cuales se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. Para poder establecer el cálculo del factor de seguridad se debe de hacer la relación del esfuerzo cortante calculado en la etapa de análisis i (s_i), con respecto al esfuerzo cortante calculado en una etapa de análisis anterior (τ_{i-1}). Este proceso continua hasta que se obtenga la convergencia del método. La expresión empleada para el cálculo de factor de seguridad por elementos finitos (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de estados Unidos, 2003), es:

$$FS = \frac{\sum s_i (\Delta l)}{\sum \tau_{i-1} (\Delta l)} \quad (5.54)$$

Siendo Δl la longitud de cada elemento individual en que se divida la superficie que se desliza.

El método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos en los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en la que no todos los elementos fallan simultáneamente (fig. 5.33). Existen algunos programas de análisis de estabilidad de taludes utilizando métodos de elemento finito, como FLAC, UDEC y PLAXIS.

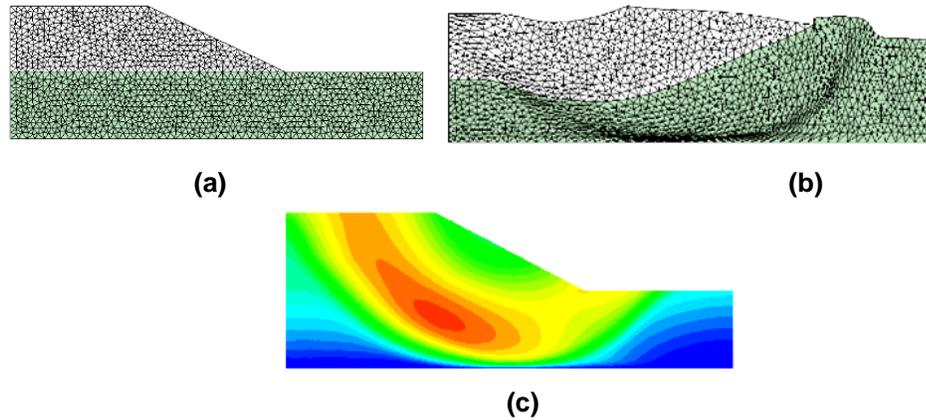


Figura 5.33 Modelación de un talud por elemento finito (PLAXIS). a) Estado actual, b) Generación de la falla, y c) Representación de los esfuerzos en el talud.

Análisis en dos direcciones por elemento finito. Este tipo de análisis se emplea por su facilidad en su aplicación. El análisis planar o en dos direcciones asume cero esfuerzo o cero deformación en las superficies laterales del modelo, por lo tanto para que se simulen las condiciones de campo se requiere que existan esas condiciones. El análisis permite aplicar al modelo carga hidrostática lateral.

Generalmente, las mallas analizadas contienen elementos de tamaño uniforme con anchos (w) y alturas (h) iguales. El tamaño y forma de los elementos influye en forma importante sobre los resultados obtenidos. Es común que entre más pequeños sean los elementos se obtienen mayores niveles de esfuerzos de tensión en la corona del talud (fig. 5.34).

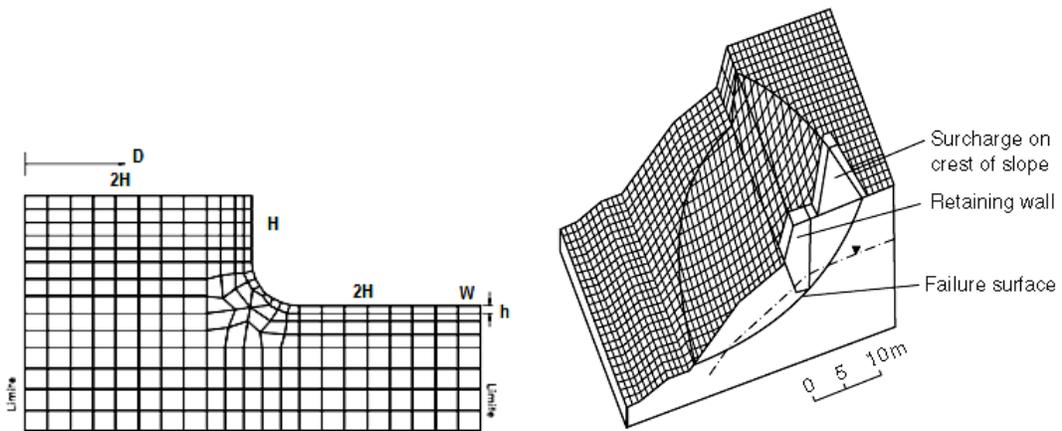


Figura 5.34. Malla típica cuadrada para análisis por elementos finitos (Ashford y Sitar 1994) y Análisis tridimensional de la estabilidad de un talud (Hungry, 1987)

Para el análisis de estabilidad en rocas existen programas de computo como el XSTABL, el cual examina la estabilidad de una sección de la anchura de la unidad del talud, en un análisis de dos dimensiones, ignorando los esfuerzos de tensión en los lados de la dovela (éste es el mismo principio que se utiliza en el análisis de una falla plana).

Los procedimientos en dos dimensiones han resultado ser el método del análisis de confianza, y el análisis tridimensional define la superficie de falla con la geometría más exacta del talud.

Un programa que proporciona un análisis tridimensional es el llamado CLARA por Hungr en 1987 (fig. 5.34), el cual divide la masa de desplazamiento en columnas. El caso de la figura 5.34 muestra un ejemplo del análisis de CLARA para un talud parcialmente saturado de agua, generándose la falla por debajo de la parte inferior de la grieta de la tensión.

Ventajas de los métodos de análisis por elementos finitos:

- Se puede considerar el comportamiento no lineal de los materiales en la totalidad del dominio analizado.
- Es posible modelar la secuencia de excavación incluyendo la instalación de refuerzos y sistemas de estructura de soporte.
- La falla es progresiva.
- Los detalles estructurales de juntas o fisuras cercanas pueden modelarse utilizando una técnica de homogenización.
- Se puede introducir un comportamiento de los materiales con base en el tiempo.
- El sistema de ecuaciones es simétrico con excepción de los problemas elastoplásticos y de flujo.
- Se puede emplear una formulación convencional de deformaciones para la mayoría de las posibilidades de carga.
- Se han desarrollado formulaciones especiales para incluir el análisis del agua subterránea.

- Existe mucha experiencia sobre el uso de estos modelos y los programas de software han sido actualizados teniendo en cuenta esas experiencias.

Desventajas de los métodos de análisis por elementos finitos:

- Debido a que el sistema de ecuaciones es muy grande, se requieren tiempos prolongados y capacidades altas de memoria dependiendo de la estructura general de los taludes y la implementación de los algoritmos del código de elementos finitos.
- La totalidad del volumen del dominio analizado tiene que discretizarse.
- Algunos modelos requieren de algoritmos sofisticados de acuerdo con el tipo de material constitutivo utilizado.
- El método no es apropiado para rocas muy fracturadas o suelos altamente fisurados cuando las discontinuidades se encuentran distribuidas en forma no uniforme y controlan el comportamiento mecánico de los taludes.

Las anteriores desventajas son mucho más pronunciadas en el análisis 3-D y menos fuertes en el análisis 2-D. Sin embargo, teniendo en cuenta la tendencia a utilizar modelos 3-D, el manejo de los modelos de elementos finitos, relativamente es complejo

Tabla 5.6 Clasificación en varias categorías de diferentes métodos de elemento finitos.

Método	Características	Utilización
Elementos Finitos (FEM)	Se asume una malla de elementos con sus respectivos nodos y las propiedades elastoplásticas de los materiales.	Se aplica a taludes que puedan considerarse como masas continuas sin bloques.
Diferencias finitas (FDM)	Se elabora una malla con una variedad de relación esfuerzo-deformación.	Se utiliza para modelar masa rocosa con un alto grado de fracturación.
Elementos distintos o discretos (DEM)	Se divide el talud en elementos con sus propiedades internas y de las uniones entre los elementos que se pueden mover libremente.	Se aplica para analizar inclinación de bloques.
Elementos de Borde (BEM)	Se discretizan las áreas para poder modelar la ocurrencia de agrietamientos en el talud.	Se utiliza para estudiar problemas de propagación de grietas.

Las diferentes metodologías utilizadas en los análisis convencionales de estabilidad de laderas y taludes, se resumen en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Resumen de los tipos de metodologías empleadas en la modelación de laderas y taludes.

Método	Parámetros utilizados	Ventajas	Limitaciones
Equilibrio límite	Topografía del talud, estratigrafía, ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, niveles freáticos y cargas externas.	Existe una gran cantidad de paquetes de software. Se obtiene un número de factor de seguridad. Analiza superficies curvas, rectas, cuñas, inclinaciones, etc. Análisis en dos y tres dimensiones con muchos materiales, refuerzos y condiciones de nivel de agua.	Genera un número único de factor de seguridad sin tener en cuenta el mecanismo de inestabilidad. El resultado difiere de acuerdo con el método que se utilice. No incluye análisis de las deformaciones.
Esfuerzo-deformación (continuos)	Geometría del talud, propiedades de los materiales, propiedades elásticas, elasto-plásticas y de "creep". Niveles freáticos, resistencia.	Permite simular procesos de deformación. Permite determinar la deformación del talud y el proceso de falla. Existen programas para trabajar en dos y tres dimensiones. Se puede incluir análisis dinámico y análisis de "creep"	Es complejo y no lineal. Comúnmente no se tiene conocimiento de los valores reales a utilizar en la modelación. Se presentan varios grados de libertad. No permite modelar roca muy fracturada
Esfuerzo-deformación (discontinuos, elementos discretos)	Geometría del talud, propiedades del material, rigidez, discontinuidades resistencia y niveles freáticos.	Permite analizar la deformación y el movimiento relativo de bloques.	Existe poca información disponible sobre las propiedades de las juntas. Se presentan problemas de escala, especialmente en los taludes en roca
Cinemáticos estereográficos para taludes en roca	Geometría y características de las discontinuidades. Resistencia a las discontinuidades.	Es relativamente fácil de utilizar. Permite la identificación y análisis de bloques críticos, utilizando teoría de bloques. Pueden combinarse con técnicas estadísticas	Útiles para el diseño preliminar. Se requiere criterio de ingeniería para determinar cuáles son las discontinuidades críticas. Evalúa las juntas.
Dinámica de caídos de roca	Geometría del talud, tamaño y forma de los bloques y coeficiente de restitución.	Permite analizar la dinámica de los bloques y existen programas en dos y tres dimensiones.	Existe muy poca experiencia de su uso en los países tropicales.
Dinámica de flujos	Relieve del terreno. Concentración de sedimentos, viscosidad y propiedades de la mezcla suelo-agua.	Se puede predecir el comportamiento, velocidades, distancia de recorrido y sedimentación de los flujos.	Se requiere calibrar los modelos para los materiales de cada región. Los resultados varían de acuerdo con el modelo utilizado.

5.7 Análisis de estabilidad de taludes en roca.

El método consiste en determinar la orientación de las discontinuidades y posteriormente llevar a cabo el análisis de su estabilidad o equilibrio, comparando las fuerzas actuantes con las fuerzas resistentes.

Los tipos de falla que se presenten, son: *falla planar* (controlada por una sola discontinuidad), *falla de cuña* (controlada por dos discontinuidades), *falla en escalera* (controlada por varias discontinuidades a diferentes niveles), *falla por volteo* (involucra

columnas de roca definidas por discontinuidades de buzamiento de gran magnitud, y *fallas circulares* (ocurren en masas rocosas que están muy fracturadas o compuestas de material con muy baja resistencia al esfuerzo cortante).

Análisis estereográfico de la estructura. La interpretación de los datos geológicos estructurales (orientación, rumbo y buzamiento de las discontinuidades) requiere del uso de proyecciones estereográficas que permiten la representación de datos en dos y tres dimensiones. Las proyecciones más comúnmente utilizadas son la red de áreas iguales y la red polar Hoek y Bray en 1980, y de Goodman en 1976. El concepto fundamental de la proyección estereográfica es una esfera que tiene una orientación fija de su eje relativo al norte y su plano ecuatorial, relativo al horizontal (fig. 5.35).

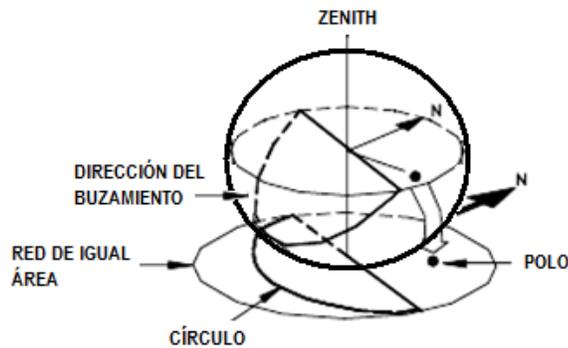


Figura 5.35. Representación de datos geológicos mediante proyección estereográfica.

La localización de los puntos corresponde a una línea y la intersección de dos planos se define como una línea. Las proyecciones estereográficas se pueden presentar como puntos con sus respectivos símbolos o por medio de contornos de áreas.

1. *Análisis de falla planar.* La falla planar es la más sencilla de las formas de rotura posibles. Ocurren a lo largo de una superficie aproximadamente plana y se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca, convenientemente orientada respecto al talud. Frecuentemente se trata de fallas que interceptan al talud. También se puede generar en terrenos granulares, entre dos capas de buenas características resistentes, intercalándose un estrato de material de poco espesor con menos resistencia.

Su análisis se plantea como un problema en dos dimensiones. Aunque pueden existir otras discontinuidades que definen los límites laterales de los movimientos, solo se tiene en cuenta el efecto de la discontinuidad principal. El tamaño de las fallas planares va desde unos cuantos metros cúbicos a grandes volúmenes (fig. 5.36).

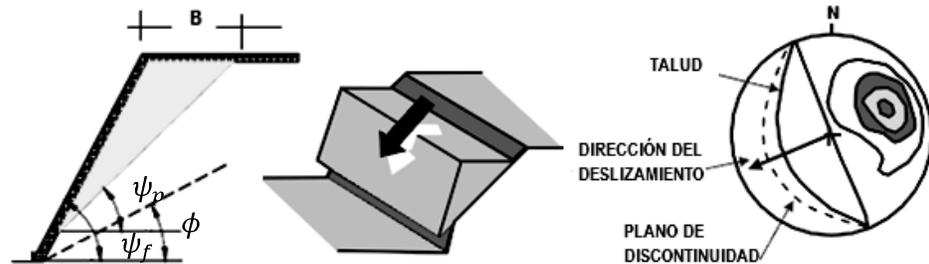


Figura 5.36. Representación de falla planar.

El análisis cinemático tiene en cuenta cuatro condiciones estructurales: 1) la dirección de la discontinuidad debe estar a $\pm 20^\circ$ con respecto de la dirección de la superficie del talud. 2) el buzamiento de la discontinuidad debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud. 3) el buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción (ϕ), cumpliéndose la desigualdad: $\Psi_f > \Psi_p > \phi$; (en la que Ψ_p es el ángulo que forma el plano de deslizamiento con la horizontal Ψ_f es el ángulo del talud con la horizontal). 4) La extensión lateral de la masa potencial de falla debe ser definida por superficies laterales que no contribuyen a la estabilidad. Si las condiciones anteriores se cumplen, la estabilidad puede evaluarse por el método del equilibrio límite. Este análisis requiere la solución de fuerzas perpendiculares y paralelas a la superficie de falla potencial.

Previo al análisis, en el talud debe definirse la profundidad crítica Z_c (ecuación 5.55) y la distancia de la grieta de tensión crítica B_c (ecuación 5.56). Si bien en algunos casos los movimientos no se han iniciado, la profundidad crítica y grieta de tensión crítica pueden obtenerse con las siguientes expresiones (Hoek y Bray, 1981):

$$\frac{Z_c}{H} = 1 - \sqrt{\cot \Psi_f \tan \Psi_p} \quad (5.55)$$

$$\frac{B_c}{H} = \sqrt{\cot\Psi_f \cot\Psi_p - \cot\Psi_f} \quad (5.56)$$

Dependiendo de la localización de la grieta de tensión, se consideran dos casos: a) con grieta de tensión en la superficie de la corona del talud y b) con grieta de tensión sobre la cara del talud (fig. 5.37).

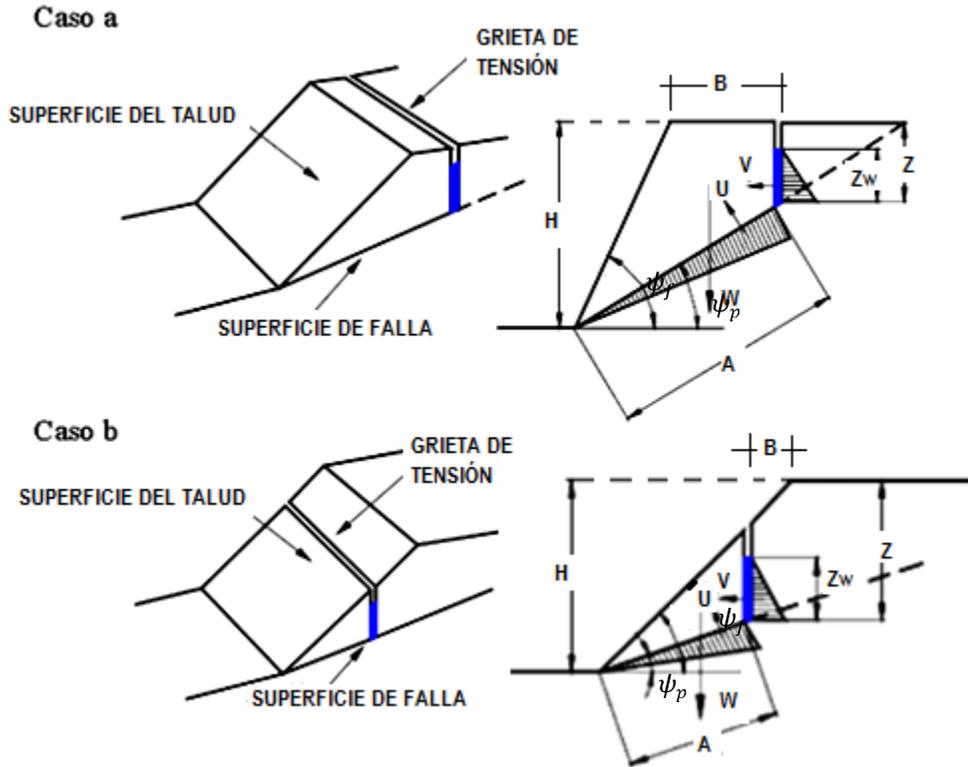


Figura 5.37. Tipo de falla plana, dependiendo la localización de la grieta de tensión.

La expresión para calcular el factor de seguridad de una falla plana, será:

$$FS = \frac{\text{fuerzas resistentes}}{\text{fuerzas actuantes}} = \frac{c A + \sum N \tan\phi}{\sum S} \quad (5.57)$$

$$FS = \frac{c A + [W \cos\Psi_p - U - V \sin\Psi_p] \tan\phi}{W \sin\Psi_p + V \cos\Psi_p} \quad (5.58)$$

$$A = \text{área de la superficie de falla} = (H - Z) \operatorname{cosec}\Psi_p \quad (5.59)$$

$$U = \text{fuerza de subpresión del agua} = \frac{1}{2} \gamma_w z_w * A \quad (5.60)$$

$$V = \text{fuerza de empuje del agua} = \frac{1}{2} \gamma_w (z_w)^2 \quad (5.61)$$

Para el Caso a, el peso del bloque es:

$$W = \gamma \left[(1 - \cot \Psi_f \tan \Psi_p) \left(BH + \frac{1}{2} H^2 \cot \Psi_f \right) - \frac{1}{2} B^2 \tan \Psi_p \right] \quad (5.62)$$

Para el Caso b, el peso del bloque es:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \frac{Z}{H} \right)^2 \cot \Psi_p * (\cot \Psi_p \tan \Psi_f - 1) \right] \quad (5.63)$$

donde: H = altura de cara del talud, Ψ_f = inclinación del talud, Ψ_p = inclinación del plano de falla, B = distancia de la grieta, c = cohesión, ϕ = ángulo de fricción, γ = densidad roca, γ_w = densidad agua, z_w = altura de agua en la grieta, y Z = profundidad de la grieta,

Si el análisis requiera considerar fuerzas de estabilización por medio de anclas (T) y de la aceleración sísmica (a). La expresión para calcular el factor de seguridad, será:

$$FS = \frac{\{cA + [W(\cos \Psi_p - a \sin \Psi_p) - U - V \sin \Psi_p + T \cos \theta] \tan \phi\}}{[W(\sin \Psi_p + a \cos \Psi_p) + V \cos \Psi_p - T \sin \theta]} \quad (5.64)$$

donde θ es la inclinación de los tensores (anclas) con la normal a la falla.

La expresión 5.64 puede simplificarse para algunos casos, por ejemplo:

1. Cuando no hay fuerzas externas (a y $T = 0$):

$$FS = \frac{\{cA + (W \cos \Psi_p - U - V \sin \Psi_p) \tan \phi\}}{(W \sin \Psi_p + V \cos \Psi_p)} \quad (5.65)$$

2. Cuando no existen fuerzas externas ni presión de agua:

$$FS = \frac{(cA + W \cos \Psi_p \tan \phi)}{W \sin \Psi_p} \quad (5.66)$$

3. Cuando no hay fuerzas externas ni presión de agua, ni cohesión:

$$FS = \frac{(\tan \phi)}{\tan \Psi_p} \quad (5.67)$$

2. *Análisis de falla en cuña.* Ocurre cuando la masa de roca se desliza a lo largo de dos discontinuidades que se interceptan en un ángulo oblicuo a la superficie del talud, con la línea de intersección de ambas aflorando en la superficie del mismo y buzando en sentido desfavorable (fig. 5.38).

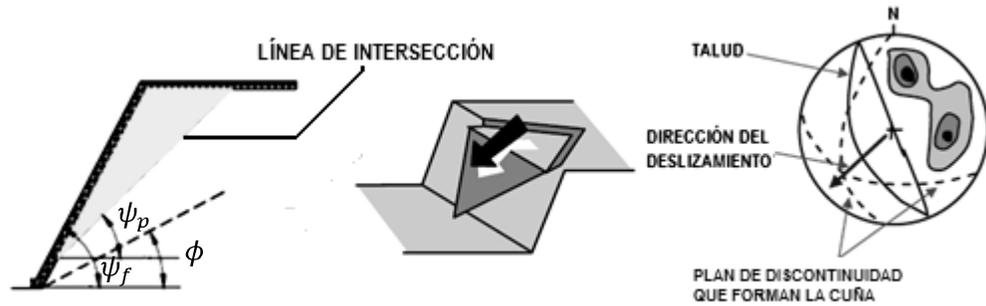


Figura 5.38. Tipo de falla en cuña.

Este tipo de falla se origina en macizos rocosos en los que se da una disposición adecuada en orientación y buzamiento de las discontinuidades. La formación de una falla en cuña depende primordialmente de la litología y de la masa de roca.

El análisis cinemático de una falla en cuña es controlado por la orientación de la línea de intersección de los dos planos. Las condiciones estructurales que se deben cumplir son:

- La dirección de la línea de intersección debe ser cercana a la del buzamiento de la superficie del talud.
- El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el de la superficie del talud, condición $\psi_p < \psi_f$, en la que ψ_p es el ángulo de inclinación de la línea de intersección, cuya dirección es la dirección de deslizamiento, y ψ_f es el ángulo de inclinación del talud, medido en la sección vertical indicada, que sólo será igual al talud, ψ_p si la línea de intersección está contenida en una sección perpendicular al mismo
- El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de las dos superficies.

El cálculo del factor de seguridad, se realiza en tres dimensiones. El caso más general, es aquel en que la falla se presenta en dos planos A y B (fig. 5.39). En la figura 5.39 se definen las siguientes líneas: línea 1, intersección del plano A con la cara de la cuesta; línea 2, intersección del plano B con la cara de la cuesta; línea 3, intersección del plano A con la parte superior del talud; línea 4, intersección del plano B con la parte superior superficie de la cuesta; línea 5, intersección de los

planos A y B. Se asume que el desplazamiento de la cuña ocurre siempre a lo largo de la línea de intersección 5 y su factor de seguridad es:

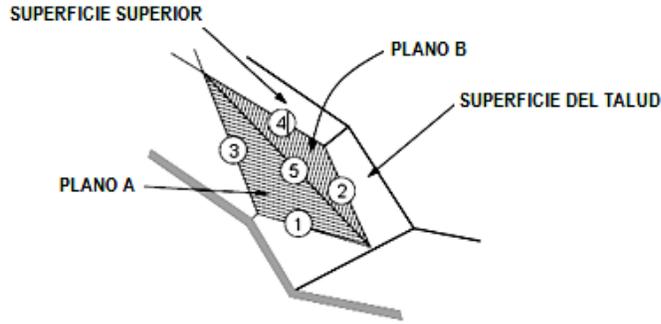


Figura 5.39. Caso general de tipo de falla en cuña.

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2 \gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2 \gamma_r} Y \right) \tan \phi_B \quad (5.68)$$

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{24}}{\text{sen } \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2 \cdot na}} \quad Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1 \cdot nb}} \quad (5.69)$$

$$A = \frac{\cos \Psi_A - \cos \Psi_B \cdot \cos \theta_{na \cdot nb}}{\text{sen } \Psi_5 \cdot \text{sen}^2 \theta_{na \cdot nb}} \quad B = \frac{\cos \Psi_b - \cos \Psi_a \cdot \cos \theta_{na \cdot nb}}{\text{sen } \Psi_5 \cdot \text{sen}^2 \theta_{na \cdot nb}} \quad (5.70)$$

donde: c_A y c_B = fuerza de cohesión de cada plano, ϕ_A y ϕ_B = ángulos de fricción interna respectivo de los planos A y B, γ_r = peso unitario de la roca, γ_w = peso unitario del agua, Ψ_A y Ψ_B = buzamiento de los planos A y B, Ψ_5 = buzamiento de la línea de intersección (línea 5), H = altura total del bloque, y X, Y, A y B son parámetros que dependen de la geometría. Los ángulos requeridos para la solución de las ecuaciones se pueden medir lo más convenientemente posible en un estereograma que defina la geometría de la cuña y del talud (fig. 5.40).

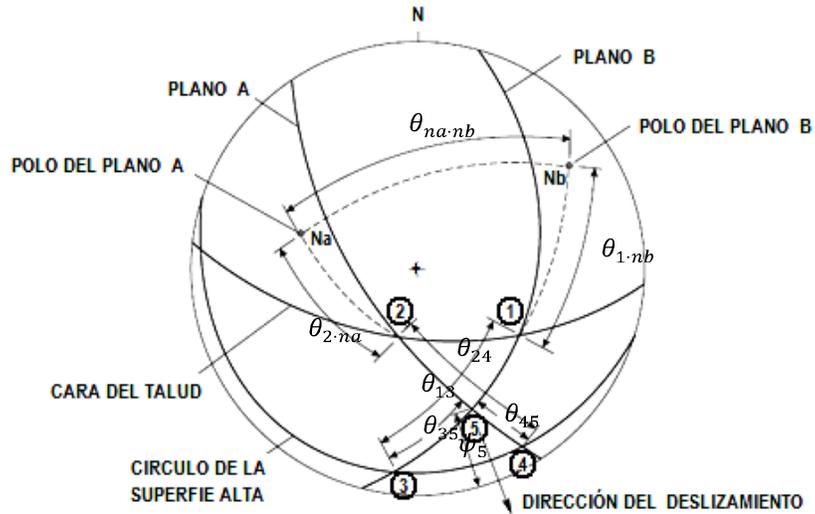


Figura 5.40 Estereograma para el análisis de la estabilidad en falla de cuña.

3. *Análisis de falla al volteo.* Las fallas al volteo ocurren en masas de roca que están subdivididas en una serie de lajas de gran buzamiento y con rumbo aproximadamente paralelo a la superficie del talud. El volteamiento de lajas o bloques de roca es debido a la acción de la gravedad y a las fuerzas adyacentes. En este tipo de análisis de falla, el concepto de factor de seguridad no es aplicable (fig. 5.41).

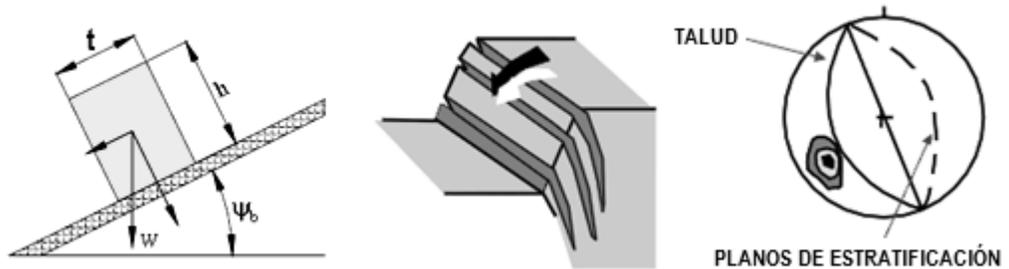


Figura 5.41 Falla de volteamiento.

El análisis cinemático requiere que, para que ocurra volteo, se presenten las siguientes condiciones:

- a. El rumbo de las capas debe ser más o menos paralelo a la superficie del talud. En ningún caso la diferencia debe ser superior a 20° .
- b. El buzamiento debe cumplir la siguiente condición: $(90^\circ - \psi_b) < (\psi_f - \phi_b)$, en la que ψ_b es buzamiento de los bloques o capas de estratificación, ψ_f es el

buzamiento de la superficie del talud, y ϕ_b es el ángulo de fricción a lo largo de los planos.

- c. Condición de deslizamiento: $\psi_b > \phi_b$
- d. Condición de volteamiento: $\tan \psi_b > t/h$, si $\tan \psi_b < t/h$ no existe volteamiento.

El análisis de estabilidad implica un proceso iterativo en el cual las dimensiones de todos los bloques y las fuerzas que actúan en cada uno de ellos se calculan. La estabilidad de cada uno se examina, comenzando en el bloque más grande. Cada uno de los bloques puede presentar estabilidad, volteamiento y deslizamiento (fig. 5.42).

La pendiente total se considera inestable si el bloque más bajo sufre desplazamiento generándose la falla de volteamiento de los bloques que sostenía. El requisito básico de este análisis es que el ángulo de fricción en la base de cada bloque debe de ser mayor que el ángulo de la superficie del talud (ψ_f), de modo que si resbala el bloque bajo, no ocurra el volteamiento en ausencia de cualquier fuerza externa que actúa en el bloque. El método de análisis de equilibrio límite es adaptado idealmente a incorporar fuerzas externas resistentes y actuantes en el talud, como anclas, mallas, incluyendo movimientos sísmicos, lo cual permite simular una gran variedad de condiciones reales que se presentan en campo.

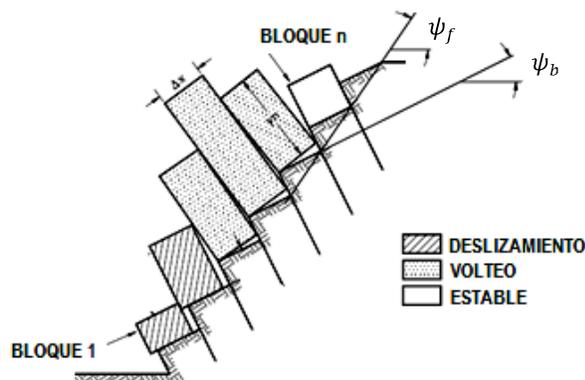


Figura 5.42 Representación de la estabilidad de una columna de bloques.

Por equilibrio límite, el factor de seguridad puede aplicarse a la columna de roca, dividiendo la tangente del ángulo de la fricción disponible y la tangente del ángulo de la fricción requerida.

$$FS = \frac{\tan \phi_{disponible}}{\tan \phi_{requerido}} \quad (5.71)$$

5.8 Análisis sísmico.

Los eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de naturaleza cíclica de gran magnitud, las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo, puede reducirse a causa de las cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones de poros altas. La combinación de la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso más crítico es el de los materiales no plásticos de grano fino, como son los limos o las arenas finas.

En el análisis de estabilidad se requiere analizar los siguientes cinco factores: 1) magnitud de la fuerza sísmica, 2) disminución de la resistencia a causa de las cargas oscilatorias, 3) disminución de la resistencia por aumento de la presión de poro, 4) fenómeno de resonancia, y 5) amplificación de las cargas sísmicas por la presencia de suelos blandos.

Ante la acción de eventos sísmicos se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de los taludes y laderas:

- Método pseudoestático, en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales.
- Método del desplazamiento o de las deformaciones, el cual se basa en el concepto de que las aceleraciones reales pueden superar la aceleración límite permitida, produciendo desplazamientos permanentes, por Newmark en 1965.
- Método de la estabilidad después del sismo, la cual es calculada utilizando las resistencias no drenadas en muestras de suelo representativas que han sido sometidas previamente a fuerzas cíclicas comparables a las del sismo esperado, por Castro y otros en 1985.

- Método de análisis dinámico por elementos finitos. Por medio del análisis en dos o tres dimensiones, que utiliza un modelo específico, se pueden obtener detalles relacionados con esfuerzos, deformaciones cíclicas o permanentes, por Prevost y otros en 1985, y Finn en 1988.

Los dos primeros métodos, son los más utilizados en la práctica de la geotecnia debido especialmente a su facilidad de implementación.

1. *Análisis pseudoestático.* El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales, debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen, que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos k_h y k_v expresados en términos de la aceleración g , producida por el sismo.

Generalmente, se recomienda analizar con carga sísmica pseudoestática solamente la superficie más crítica identificada en el análisis estático. La mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y k_v se asume igual a cero. La magnitud del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración del movimiento y frecuencia.

Para un análisis muy conservador se puede asumir que el coeficiente sísmico k_h es igual a la máxima aceleración pico esperada de un evento sísmico en el sitio. Sin embargo, este análisis conservador puede producir dificultades numéricas para k_h mayor que 0.4. Un procedimiento es el utilizar los coeficientes indicados en la tabla 5.8; Sin embargo, en ocasiones se realiza el análisis a la inversa haciendo una gráfica de coeficiente sísmico contra factor de seguridad, el cual permite determinar la magnitud de la amenaza para diversas aceleraciones de sismo (fig. 5.43). En el cual se utiliza el método estático de análisis de estabilidad colocando una fuerza sísmica pseudoestática adicional.

Tabla 5.8 Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestático.

k_h	F.S.	Observaciones
0.10g	> 1.0	Sismo importante. Cuerpo de ingenieros, 1982.
0.15g	> 1.0	Sismo de gran magnitud. Cuerpo de ingenieros, 1982.
0.15 a 0.25g	> 1.0	Japón
0.15g	> 1.15	Seed, 1979. Con una reducción de resistencia del 20%
Un ½ de la aceleración máxima	> 1.0	Hynes-Griffin y Franklin, 1984, y una reducción de resistencia del 20%.

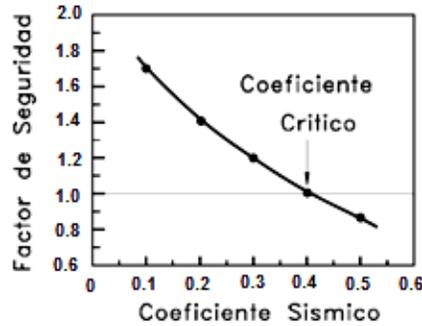


Figura 5.43 Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico horizontal k_h .

- a) *Cálculo del factor de seguridad para una superficie de falla finita plana y fuerzas sísmicas horizontal y vertical.*

Desarrollado por Kramer en 1996. En el cual, las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas son:

$$F_h = \frac{W \cdot a_h}{g} = k_h \cdot W \quad \text{y} \quad F_v = \frac{W \cdot a_v}{g} = k_v \cdot W \quad (5.72)$$

donde: F_h y F_v = fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales, a_h y a_v = aceleraciones máximas horizontales y verticales, k_h y k_v = coeficientes pseudoestáticos, y W = peso de la masa deslizada.

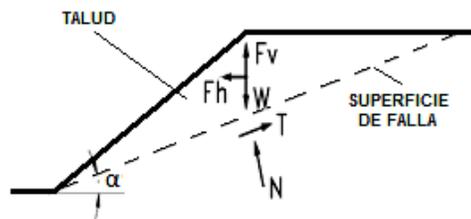


Figura 5.44 Análisis sísmico pseudoestático para una falla plana.

El factor de seguridad para una falla plana de longitud L , es igual a:

$$FS = \frac{cL + ((W - F_v)\cos\alpha - F_h\sin\alpha) \tan\phi}{(W - F_v)\sin\alpha + F_h\cos\alpha} \quad (5.73)$$

donde: c = cohesión, L = longitud del plano de falla, α = el ángulo de inclinación del talud, y ϕ = el ángulo de fricción.

b) *Cálculo de la aceleración máxima que produce una falla en un talud infinito.*

Es común utilizar solamente un valor de aceleración máxima, sin diferenciar los valores de aceleración horizontal y vertical. Un procedimiento consiste en determinar la aceleración máxima necesaria para causar un deslizamiento durante un sismo. $a_{m\acute{a}xima}$ la cual está dada por la siguiente expresión para el caso de un talud infinito:

$$\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} = \left[\frac{c_d}{c} \left(F_s - \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \right) + \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} - 1 \right] \div \left(\frac{1}{\tan\alpha} + \tan\phi \right) \quad (5.74)$$

$$F_s = \left(\frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \right) + \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \cos\alpha \cdot \text{sen}\alpha} \quad \text{para el talud seco} \quad (5.75)$$

$$F_s = \frac{\gamma_b}{\gamma} \left(\frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \right) + \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \cos\alpha \cdot \text{sen}\alpha} \quad \text{para el talud saturado} \quad (5.76)$$

donde: H = profundidad de la falla, α = ángulo de inclinación del talud, γ = peso unitario del suelo, γ_b = peso unitario sumergido.

c) *Cálculo del factor de seguridad para falla curva con un valor de $a_{m\acute{a}x}$.*

Un procedimiento utilizado es presentado por Ishiara en 1985. Donde el factor de seguridad es calculado para diferentes valores de la aceleración máxima, de acuerdo a una fórmula modificada utilizando el procedimiento original de Janbú (1955), dividiendo la masa deslizada en dovelas y realizando las respectivas sumatorias.

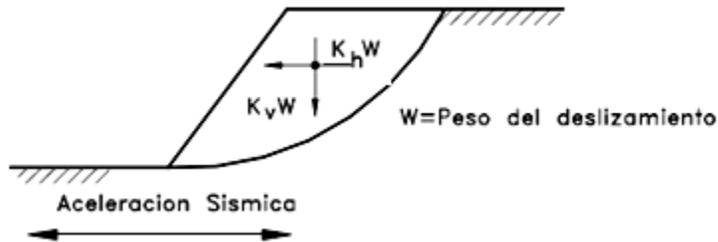


Figura 5.45 Análisis sísmico seudoestático de equilibrio límite para una falla circular.

El factor de seguridad se obtiene con la expresión:

$$FS = \frac{\sum[W \tan\phi + c_d L \cos\alpha] \div [\cos^2\alpha (1 + \tan\alpha \cdot \tan\phi \div F_d)]}{\sum \left[W \tan\alpha + \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} W \right]} \quad (5.77)$$

d) *Determinación del valor de $a_{m\acute{a}x}$ para el análisis.* La cuantificación de un valor de aceleración máxima para estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

- Si la masa considerada para deslizamiento es rígida la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.
- Si la masa de suelo no es rígida, como es el caso de la mayoría de situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico solo se presenta en períodos de tiempo muy pequeños no suficientes para producir una falla; se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2 g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado. Según Marcusonm en 1981, recomienda utilizar valores entre 1/3 y 1/2 de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones.

e) *Limitaciones del método pseudoestático.* El método pseudoestático presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud. Algunas de estas limitaciones son las siguientes: 1). no es confiable en suelos que generan presiones de poro altas, 2). no tiene en cuenta que algunos suelos presentan degradación de la resistencia hasta en un 15% debido a la onda sísmica.

2. *Métodos de análisis de las deformaciones.* En este análisis se tienen en cuenta las deformaciones inducidas por el evento sísmico. Si las fuerzas de inercia debidas al sismo y a la situación del talud (Estáticas + Dinámicas), superan las fuerzas resistentes disponibles, el factor de seguridad alcanza valores por debajo de 1.0 y la masa de suelo no está más en equilibrio y se produce una aceleración por el desbalance de fuerzas. Esta aceleración corresponde a una deformación a lo largo de la superficie de falla considerada.

El análisis de estas deformaciones se realiza por medio de una doble integración de la aceleración de exceso. El problema del análisis dinámico consiste en su complejidad, la cual lo hace poco práctico para análisis rutinarios de estabilidad. Existen sin embargo, programas basados en elementos finitos, los cuales permiten trabajos de investigación detallados sobre las deformaciones y sus efectos.

Método del desplazamiento de Newmark. Este procedimiento extiende el análisis a la consideración de la historia de aceleraciones (acelerogramas) de la masa de deslizamiento. Este acelerograma se selecciona en tal forma que represente un modelo realístico de los movimientos del terreno esperados en el sitio y luego se compara con la aceleración límite para determinar los desplazamientos permanentes.

El método de Newmark asume que existe una superficie de falla definida, un material rígido y perfectamente plástico, una pérdida despreciable durante el sismo y la ocurrencia de deformaciones permanentes solamente si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al cortante. Adicionalmente, se supone que el talud solo se deforma hacia abajo. El procedimiento requiere que previamente se determine el valor de la aceleración crítica k_y , utilizando métodos convencionales de equilibrio límite. La principal dificultad de este método es la selección de un acelerograma apropiado que simule el movimiento del talud; sin embargo, una vez se ha seleccionado el acelerograma, se pueden calcular los desplazamientos permanentes por integración doble de las partes del acelerograma que excede la aceleración límite para la superficie de falla crítica. Existen programas de computador para desarrollar esta doble integración por Abramson en 1996 y Houston en 1987.

Los desplazamientos permanentes representan el movimiento del centro de gravedad de la masa deslizada. Existen criterios encontrados sobre desplazamiento permanente tolerable, mientras algunos Autores como Wieczorek en 1985, Keefer en 1989 y Jibson en 1993, que utilizan límites permitidos entre 5 y

10 centímetros; Hynes-Griffin y Franklin en 1984 sugirieron que se pueden permitir desplazamientos hasta de 100 centímetros para una presa de tierra bien construida. Debe tenerse en cuenta que los taludes construidos con materiales dúctiles, plásticos, pueden permitir desplazamientos mucho mayores que los taludes de materiales frágiles y sensitivos.

5.9 Metodología para estabilizar deslizamientos.

La estabilización de deslizamientos activos o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere de metodologías de diseño y construcción. Existen varias formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear depende de una serie de factores técnicos, sociales, económicos y políticos, con una gran cantidad de variables en el espacio y en el tiempo. Algunas de las metodologías que se han utilizado para disminuir o eliminar el riesgo de los deslizamientos en laderas y taludes fueron desarrolladas por Schuster y Kockelman en 1996, y son:

- A. *Prevención.* Incluye el manejo de la vulnerabilidad, evitando la posibilidad de que se presenten riesgos o amenazas. La prevención debe ser un programa del estado, en todos sus niveles mediante una legislación y un sistema de manejo de amenazas que permita disminuir los riesgos a deslizamiento en un área determinada (tabla 5.9).

Tabla 5.9 Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo.

Método	Ventajas	Desventajas
Disuasión con medidas coercitivas	Son muy efectivas cuando la comunidad está consciente del riesgo y colabora con el estado.	El manejo de los factores socioeconómicos y sociales es difícil.
Planeación del uso de la tierra	Es una solución ideal para zonas urbanas y es fácil de implementar.	No se puede aplicar cuando ya existe el riesgo.
Códigos técnicos	Presenta herramientas precisas para el control y prevención de amenazas.	Se requiere de una entidad que los haga cumplir.
Aviso y Alarma	Disminuye en forma considerable el riesgo cuando es inminente.	Generalmente, se aplica después de ocurrido el desastre.

- B. *Elusión.* Consiste en evitar que los elementos en riesgo sean expuestos a la amenaza de deslizamiento (tabla 5.10).

Tabla 5.10 Métodos de elusión de amenazas de deslizamientos.

Método	Ventajas	Desventajas
Variantes o relocalización del proyecto.	Se recomienda cuando existe el riesgo de activar grandes deslizamientos difíciles de estabilizar o existen deslizamientos antiguos de gran magnitud. Puede ser el mejor de los métodos si es económico hacerlo.	Puede resultar costoso y el nuevo sitio o alineamiento puede estar amenazado por deslizamientos.
Remoción total de deslizamientos.	Es atractivo cuando se trata de volúmenes pequeños de excavación	La remoción de los deslizamientos puede producir nuevos movimientos.
Remoción parcial de materiales inestables	Se acostumbra el remover los suelos subsuperficial inestable cuando sus espesores no son muy grandes.	Cuando el nivel freático se encuentra subsuperficial se dificulta el proceso de excavación.
Modificación del nivel del proyecto o subrasante de una vía.	La disminución de la altura de los cortes en un alineamiento de gran longitud puede resolver la viabilidad técnica de un proyecto.	Generalmente, al disminuir la altura de los cortes se desmejoran las características del proyecto.
Puentes o viaductos sobre los movimientos	Muy útil en terrenos de pendientes muy altas.	Se requiere cimentar los puentes sobre suelo estable y las pilas deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales del material inestable.

C. *Control.* Son métodos tendientes a controlar la amenaza activa antes de que se produzca el riesgo a personas o propiedades. Generalmente, consisten en estructuras que retienen la masa en movimiento. Este tipo de obras se construyen abajo del deslizamiento para detenerlo después de que se ha iniciado (tabla 5.11).

Tabla 5.11 Estructuras de control de masas en movimiento.

Método	Ventajas	Desventajas
Bermas	Generalmente son económicas rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande a mitad de talud.
Trincheras	Sirven al mismo tiempo para controlar las aguas de lluvia.	Los cantos fácilmente pasan por encima
Estructuras de retención	Retienen las masas en movimiento	Se pueden requerir estructuras algo costosas.
Cubiertas de protección	Son uno de los métodos más efectivos para disminuir el riesgo en carreteras.	Son muy costosas.

D. *Estabilización.* Involucra los siguientes factores: 1) determinar el sistema o combinación de sistemas de estabilización más apropiados, teniendo en cuenta todas las circunstancias de la ladera o talud estudiado, 2) diseñar en detalle el sistema a emplear, incluyendo planos y especificaciones de diseño, y 3) instrumentación y control durante y después de la estabilización.

Debe tenerse en cuenta, que nunca existen diseños detallados inmodificables y que las observaciones que se hacen durante el proceso de construcción tienden,

generalmente, a introducir modificaciones al diseño inicial y esto debe preverse en las cláusulas de contratos de construcción.

Los sistemas de estabilización se pueden clasificar en cinco categorías principales:

1. *Conformación del talud o ladera.* Sistemas que tienden a lograr un equilibrio de masas, reduciendo las fuerzas que producen el movimiento (tabla 5.12).

Tabla 5.12 Métodos de conformación topográfica para equilibrar fuerzas.

Método	Ventajas	Desventajas
Remoción de materiales de la cabeza del talud.	Muy efectivo en la estabilización de deslizamientos rotacionales.	En movimientos muy grandes las masas a remover tendrían una gran magnitud.
Abatimiento de la pendiente.	Efectivo especialmente en suelos friccionantes.	No es viable económicamente en taludes de gran altura.
Terraceo de la superficie	Además de la estabilidad al deslizamiento, permite construir obras para controlar la erosión.	Cada terraza debe ser estable independientemente.

2. *Recubrimiento de la superficie.* Métodos que tratan de impedir la infiltración o la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión, o refuerzan el suelo más subsuperficial. Pueden consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal (tabla 5.13).

Tabla 5.13 Métodos de recubrimiento de la superficie del talud.

Método	Ventajas	Desventajas
Recubrimiento de la superficie del talud.	El recubrimiento ayuda a controlar la erosión.	Se debe garantizar la estabilidad del recubrimiento.
Conformación de la superficie.	Puede mejorar las condiciones del drenaje superficial y facilitar el control de erosión.	Su efecto directo sobre la estabilidad es generalmente, limitado.
Sellado de grietas superficiales.	Disminuye la infiltración de agua.	Las grietas pueden abrirse nuevamente y se requiere mantenimiento por períodos importantes de tiempo.
Sellado de juntas y discontinuidades.	Disminuye la infiltración de agua y presiones de poro en las discontinuidades.	Puede existir una gran cantidad de discontinuidades que se requiere sellar.
Cobertura vegetal. Árboles Arbustos y Pastos.	Representan una alternativa ambientalmente excelente.	Pueden requerir mantenimiento para su establecimiento

3. *Control de agua superficial y subterránea.* Sistemas tendientes a controlar el agua y sus efectos, disminuyendo fuerzas que producen movimiento y/o aumentando las fuerzas resistentes (tabla 5.14).

Tabla 5.14 Métodos de control de agua y presión de poro.

Método	Ventajas	Desventajas
Canales superficiales para control de escorrentía.	Se recomienda construirlos como obra complementaria en la mayoría de los casos. Generalmente, las zanjas se construyen arriba de la corona del talud.	Se deben construir estructuras para la entrega de las aguas y disipación de energía.
Subdrenes de zanja.	Muy efectivos para estabilizar deslizamientos poco profundos en suelos saturados subsuperficialmente.	Poco efectivos para estabilizar deslizamientos profundos o deslizamientos con nivel freático profundo.
Subdrenes horizontales de penetración.	Muy efectivos para interceptar y controlar aguas subterráneas relativamente profundas.	Se requieren equipos especiales de perforación y su costo puede ser alto.
Galerías o túneles de subdrenaje.	Efectivos para estabilizar deslizamientos profundos en formaciones con permeabilidad significativa y aguas subterráneas.	Muy costosos.
Pozos profundos de subdrenaje.	Útiles en deslizamientos profundos con aguas subterráneas. Efectivos para excavaciones no permanentes.	Su uso es limitado debido a la necesidad de operación y mantenimiento permanente.

4. *Estructuras de contención.* Métodos en los cuales se van a colocar fuerzas externas al movimiento aumentando las fuerzas resistentes, sin disminuir las actuantes. Las estructuras de contención son obras generalmente masivas, en las cuales el peso de la estructura es un factor importante. Es común colocar estructuras ancladas en las que la fuerza se transmite al deslizamiento por medio de un cable o varilla de acero. Cada tipo de estructura tiene un sistema diferente de trabajo y se deben diseñar de acuerdo a su comportamiento particular (tabla 5.15).

Tabla 5.15 Métodos de estructuras de contención.

Método	Ventajas	Desventajas
Relleno o berma de roca o suelo en la base del deslizamiento.	Efectivos en deslizamientos no muy grandes especialmente en los rotacionales actuando como contrapeso.	Se requiere una cimentación competente para colocar el relleno.
Muros de contención convencionales, de tierra armada etc.	Útiles para estabilizar masas relativamente pequeñas.	Se requiere una buena calidad de cimentación. Son poco efectivos en taludes de gran altura.
Pilotes.	Son efectivos en movimientos poco profundos, en los cuales existe suelo debajo de la superficie de	No son efectivos en deslizamientos profundos o cuando aparece roca o suelo

	falla que sea competente para permitir el hincado y soporte de los pilotes.	muy duro debajo de la superficie de falla. Poco efectivos en deslizamientos rotacionales.
Anclajes o pernos.	Efectivos en roca, especialmente cuando es estratificada.	Se requieren equipos especiales y son usualmente costosos.
Pantallas ancladas	Útiles como estructuras de contención de masas de tamaño pequeño a mediano.	Existen algunas incertidumbres sobre su efectividad en algunos casos, especialmente, cuando hay aguas subterráneas y son generalmente costosas.

5. *Mejoramiento del suelo.* Métodos que aumenten la resistencia del suelo. Incluyen procesos físicos y químicos que aumentan la cohesión y/o la fricción de la mezcla suelo-producto estabilizante o del suelo modificado (tabla 5.16).

Tabla 5.16 Métodos para mejorar la resistencia del suelo.

Método	Ventajas	Desventajas
Inyecciones o uso de químicos.	Endurecen el suelo y pueden cementar la superficie de falla.	La disminución de permeabilidad puede ser un efecto negativo.
Magmaficación	Convierte el suelo en roca utilizando rayos especiales desarrollados por la industria espacial.	Su utilización en la actualidad es solamente para uso experimental.
Congelación.	Endurece el suelo al congelarlo.	Efectos no permanentes.
Electro-osmosis.	Reducen el contenido de agua.	Utilización para estabilización no permanente.
Explosivos.	Fragmenta la superficie de falla.	Su efecto es limitado y puede tener efectos negativos.

Las obras pueden ser definitivas o temporales de acuerdo al método utilizado. Generalmente en la estabilización de deslizamientos se emplean sistemas combinados que incluyen dos o más tipos de control de los indicados anteriormente. En todos los casos debe hacerse un análisis de estabilidad del talud ya estabilizado y se debe llevar un seguimiento del proceso durante la construcción y algunos años después.

EJEMPLOS DE ANÁLISIS DE LADERAS Y TALUDES

En forma general la ocurrencia de una falla se presenta al cumplirse cuatro etapas: 1) condiciones originales del talud (susceptibilidad al deslizamiento), 2) factores de deterioro (modificación lenta de las condiciones originales), 3) factores detonantes (procesos geomorfológicos, físicos y antrópicos), y 4) fallamiento. Las cuatro etapas involucran fenómenos mecánicos, leyes y parámetros que pueden ser diferentes en cada una, por lo que se deben analizar como un todo y también en forma separada.

6.1 Consideraciones para el planteamiento del problema.

- A. *Condiciones drenadas o no drenadas.* Las fallas de laderas y taludes ocurren en condiciones drenadas o no drenadas. Se pueden generar condiciones no drenadas cuando en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener suficiente tiempo para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga causada por la remoción de materiales al pie del talud o aumento de las cargas en la corona.

Para suelos con permeabilidades mayores de 10^{-4} cm/seg, se pueden considerar condiciones drenadas y suelos con permeabilidades menores de 10^{-7} cm/seg, como no drenadas. Las permeabilidades intermedias se consideran parcialmente drenadas.

Duncan (2005) recomienda que para el análisis de fallas en laderas y taludes por causa del aumento de la presión de poro debido a las lluvias, se debe plantear el

problema en condición drenada. Sugiere determinar las condiciones de drenaje empleando la siguiente expresión:

$$T = \frac{C_v \cdot t}{D^2} \quad (6.1)$$

donde: T = factor adimensional, C_v = coeficiente de consolidación, t = tiempo de drenaje y D = longitud del camino de drenaje o la distancia de salida del agua al cambio de presión.

Asimismo, Duncan establece que la condición es drenada cuando $T > 3$, y no drenada si $T < 0.01$. Pero si T está entre $0.01 \leq T \leq 3.0$ ocurre drenaje parcial durante el tiempo de cambio de cargas; en este caso se deben analizar ambas condiciones, es decir el caso drenado y el no drenado.

B. Análisis con esfuerzos totales o efectivos. Los problemas de estabilidad de taludes pueden analizarse con esfuerzos totales o con esfuerzos efectivos. El esfuerzo total (σ) que actúa en cualquier punto de una sección de un suelo saturado, está formado por dos componentes: uno llamado presión de poro, presión intersticial o esfuerzo neutro (u), que actúa en el agua y en el sólido con igual intensidad y en todas direcciones; y otro conocido como esfuerzo efectivo (σ'), que representa el exceso sobre el esfuerzo neutro, y actúa exclusivamente entre los puntos de contacto de los componentes sólidos:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (6.2)$$

El empleo de esfuerzos efectivos en los análisis de laderas y taludes se justifica con base a dos hipótesis según Bishop (1959):

1. El cambio de volumen y la deformación de un suelo dependen de la diferencia entre el esfuerzo total y la presión creada en el fluido en el espacio de poro, y no en el esfuerzo total aplicado. Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo ($\sigma - u$). También se le llama presión efectiva, porque al cambiar está se originan deformaciones y cambios estructurales del suelo. Dicha presión origina fricción entre los granos de un suelo, por lo que la fricción intergranular es función del esfuerzo intergranular. En las arcillas y en

general en los materiales cohesivos, el esfuerzo intergranular hace que los granos se acerquen entre sí aumentándose la adherencia entre ellos.

2. La resistencia al cortante depende del esfuerzo efectivo, y no del esfuerzo normal total en el plano considerado. Esto se expresa con la ecuación:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (6.3)$$

donde: τ = resistencia al cortante, σ' = esfuerzo efectivo en el plano considerado, c' = cohesión, ϕ' = el ángulo de la resistencia al cortante, con respecto al esfuerzo efectivo.

Si una ladera natural ha existido en la misma condición por muchos años, llegando a un equilibrio con las condiciones de infiltración del terreno, entonces debe ser analizada utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. La resistencia puede determinarse con ensayos triaxiales drenados (CD); ensayos de corte directo o ensayos triaxiales consolidados–no drenados con medición de presión de poro (CU). Las presiones de poro pueden ser determinadas con mediciones en campo (piezómetros) o mediante redes de flujo. La presión de poro interna y la presión de agua externa deben incluirse en el análisis.

En cambio, cuando la ladera es modificada con cortes y rellenos, es necesario analizar la estabilidad de la misma para diferentes condiciones de presión de poro, tales como:

1. *Condición a corto plazo.*

- A. Si el talud se excava total o parcialmente en suelos granulares, sin desarrollo de exceso de presión de poro al final del corte, su resistencia deberá ser tratada en términos de esfuerzos efectivos. El valor de ϕ' debe determinarse con ensayos triaxiales drenados, corte directo o por correlaciones con granulometría, densidad relativa y forma de partículas.
- B. Si el talud se excava total o parcialmente en suelos cohesivos de baja permeabilidad, sus resistencias deben tratarse en términos de esfuerzos totales, mediante ensayos triaxiales no consolidados–no drenados en especímenes inalterados. En el caso de arcillas saturadas, la cohesión

es la resistencia no drenada y puede determinarse además por ensayos de compresión no confinada o veleta con las correlaciones respectivas.

2. *Condición a largo plazo.* Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia al corte determinados de ensayos triaxiales consolidados drenados (CD), consolidados-no drenados con medición de presión de poro (CU) o ensayos de corte directo, realizados en especímenes inalterados de suelo. La presión de poro está gobernada por condiciones de infiltración constante, pudiendo determinarse con redes de flujo. Las presiones de poro internas y externas deben ser incluidas en el análisis.

C. *Pesos unitarios y presión de poro.* Los pesos unitarios totales son los pesos húmedos por arriba del nivel freático y saturados por debajo de este. En el caso de utilizar pesos sumergidos, se debe ignorar la presencia de nivel freático. Las condiciones de presión de poro pueden especificarse para los análisis utilizando los siguientes métodos:

- a. *Nivel freático.* Se define como el nivel libre del agua subterránea. En una superficie freática, la presión de poro es calculada de acuerdo a las condiciones de estado de régimen permanente (fig. 6.1). En la superficie piezométrica, la presión de poro es la distancia vertical entre la superficie piezométrica indicada y el punto. Este concepto se basa en la suposición de que todas las líneas equipotenciales sean ortogonales. Entonces, si la inclinación del segmento de superficie freática es θ y la distancia vertical entre el punto y la superficie freática es hw , la presión de poro está dada por la expresión $u = hw = hw \cos^2 \theta$.

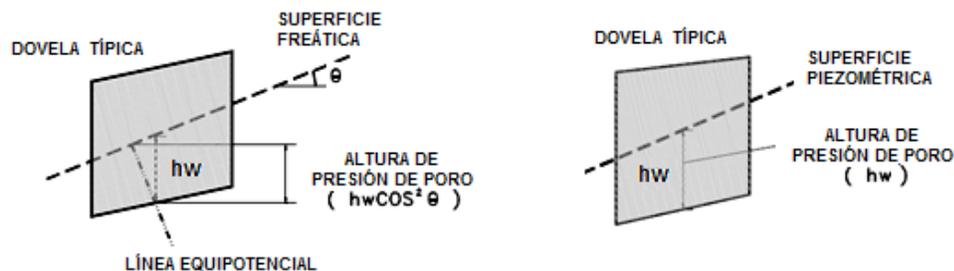


Figura 6.1 Presión de poro en las dovelas.

En el caso de líneas de flujo de gran pendiente, el cálculo anterior puede resultar sobre-estimado y se requiere tener en cuenta que las líneas equipotenciales tienden a ser curvas (fig. 6.2).

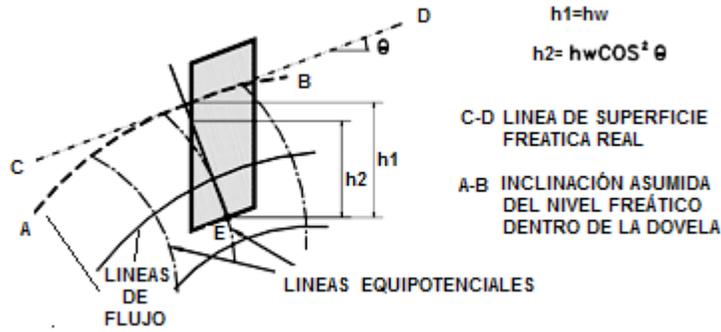


Figura 6.2 Presión de poro en una secciones del análisis de estabilidad por redes de flujo.

- b. *Relación de presión de poro.* Es un método para normalizar el valor de la presión de poro en un talud de acuerdo a la expresión:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v} \quad (6.4)$$

donde: r_u = relación de la presión de poro, u = presión de poro, y σ_v = esfuerzo vertical total del suelo a una profundidad z .

La dificultad de empleo del método está asociada con la asignación de ese parámetro a diferentes partes (profundidades) del talud. En ocasiones el talud requiere de una extensiva subdivisión en regiones con diferentes valores de r_u .

- D. *Grietas de tensión en los análisis de estabilidad.* La existencia de grietas de tensión aumenta la tendencia de un suelo a fallar. La longitud de la superficie de falla a lo largo de la cual se genera resistencia es reducida y adicionalmente la grieta puede llenarse con agua, por lluvias (fig. 6.3). La profundidad de las grietas de tensión (Z_c) puede determinarse con la expresión:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \phi \right) \quad (6.5)$$

donde: c = cohesión, γ = peso unitario del suelo y ϕ = ángulo de fricción interna.

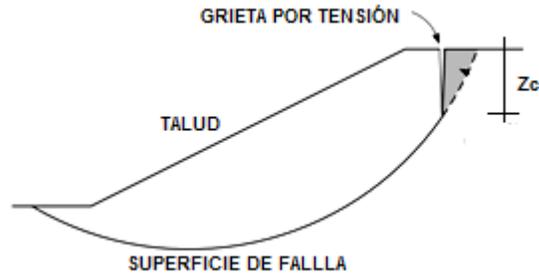


Figura 6.3 Grieta por tensión en un talud.

La aparición de grietas de tensión en general causa tres efectos diferentes (Terzaghi):

1. Una reducción del momento resistente, al reducirse la longitud activa de la superficie de deslizamiento.
2. Una disminución del momento motor, en el peso de la cuña (en la figura 6.3, la parte sombreada no interviene en el análisis de la estabilidad, debido a que la grieta de tensión intercepta la superficie de falla),
3. La generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia que se almacena en la grieta; estos empujes siempre son desfavorables para la estabilidad.

La presencia de grietas de tensión dificulta en forma considerable la confiabilidad de los análisis cuando no se tiene en cuenta la utilización de parámetros en esfuerzos efectivos. Estas grietas son muy importantes y profundas en cortes de taludes, donde existe un alivio de presión de confinamiento al ejecutarse la excavación.

6.2 Consideraciones en la identificación de la superficie de falla.

Para caracterizar las fallas en una ladera o talud, es importante tomar en cuenta el espaciamiento necesario de los sondeos; el número y profundidad de ellos dependerán del tamaño y características del movimiento. Por ejemplo, para una zona donde es posible que ocurra un deslizamiento, se sugiere una cuadrícula de sondeos y donde ya ocurrió el deslizamiento se requieren sondeos por dentro y por fuera del movimiento (fig. 6.4), siempre y cuando exista cierta seguridad para el personal y el equipo para laborar por dentro del área de la superficie del deslizamiento.

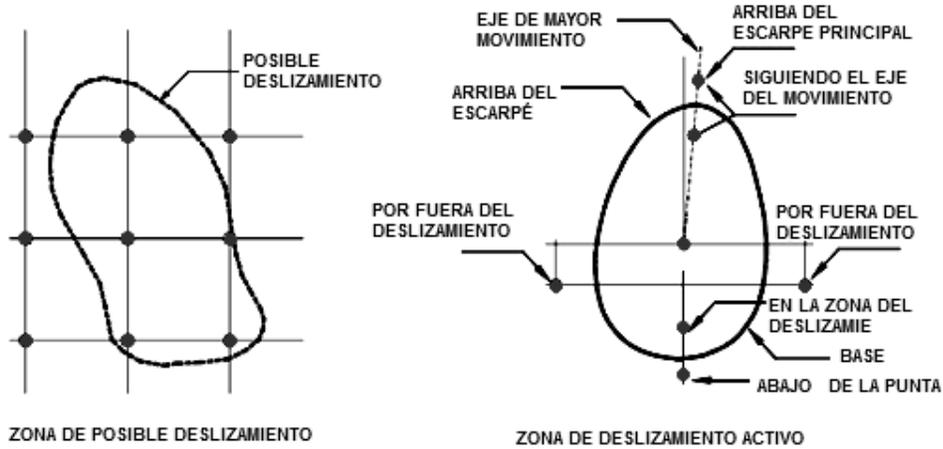


Figura 6.4 Localización sugerida general de sondeos para estudios de deslizamientos en laderas.

La profundidad de los sondeos debe superar siempre la cota de la superficie de deslizamiento previsto o estimado, la cual puede identificarse en forma aproximada mediante:

- a. Introducción de una tubería dejando que se corte por el plano de falla e introduciendo testigos. Por ejemplo, se puede introducir un tramo de tubo metálico suficientemente pesado para que deslice con facilidad por el interior del sondeo hasta el fondo del mismo, izándolo periódicamente hasta que la falla producida por el deslizamiento impida su movimiento ascendente (fig. 6.5).
- b. Empleo de ensayos de penetración estándar. La superficie de falla generalmente coincide con una profundidad a la cual la resistencia del suelo disminuye, por tanto, la resistencia a la penetración es menor, disminuyendo el número de golpes en el lugar donde se encuentra la falla (fig. 6.6).

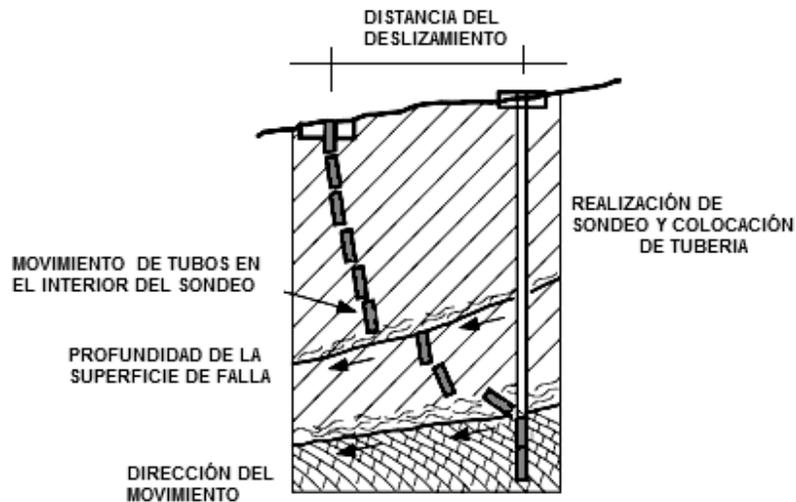


Figura 6.5 Localización de la superficie de falla con secciones de tubo en una ladera.

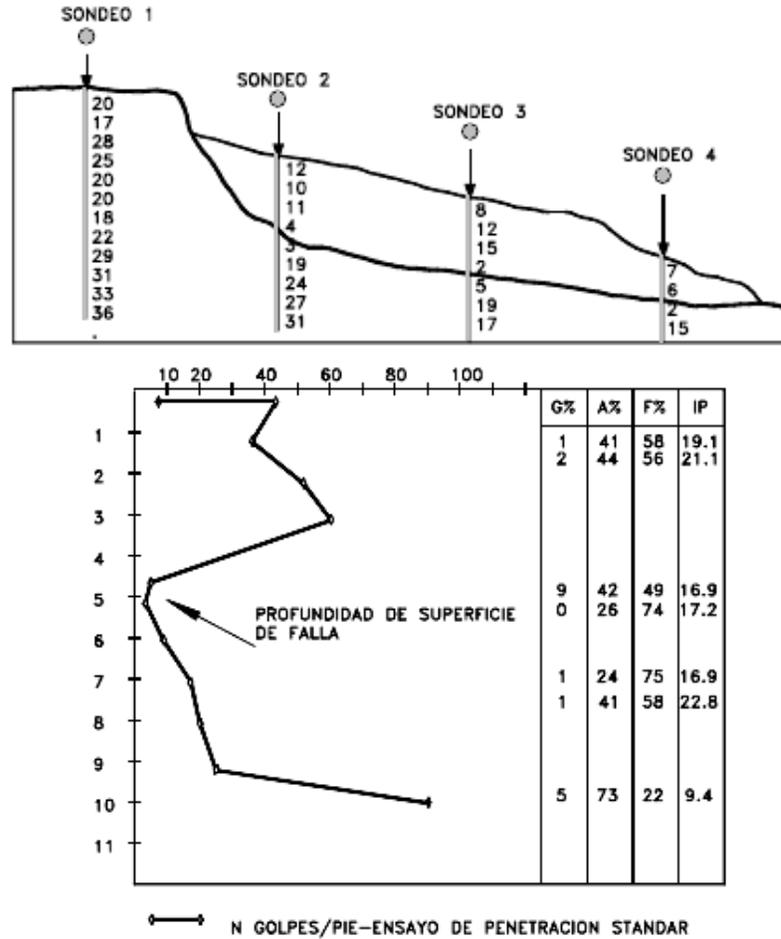


Figura 6.6 Determinación de la falla mediante ensayos de penetración estándar.

La observación detallada a las muestras obtenidas en los sondeos de penetración estándar, permiten detectar: niveles arcillosos blandos, superficies estriadas, zonas alteradas, brechificadas y/o húmedas, planos con signos de presencia de agua, donde la falla puede ocurrir a favor de una o varias superficies o zonas de cierto espesor.

- c. Instalación de inclinómetros y extensómetros, teniendo en cuenta que si los movimientos son rápidos, éstos pueden cortar las tuberías de citados equipos (fig. 6.7).
- d. Introducir cámaras de TV para observación directa del interior de los sondeos.

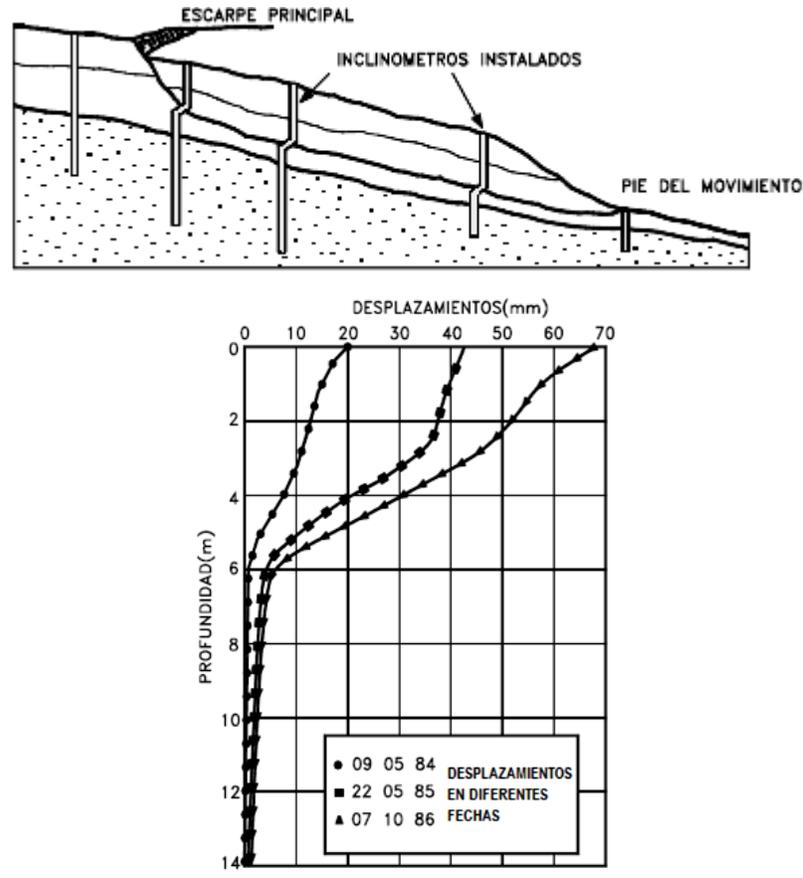


Figura 6.7 Determinación del movimiento del talud mediante inclinómetros.

Si no es posible detectar la superficie de falla en forma directa, ésta puede deducirse a partir de la comparación entre las propiedades y características del material deslizado y del terreno *in situ* no afectado por el movimiento. En determinados tipos de materiales (suelos y rocas blandas deformables) las masas desplazadas suelen estar alteradas, desorganizadas, con fisuras, y en el caso de los suelos arcillosos, presentan contrastes en su origen con respecto al terreno *in situ*.

6.3 Consideraciones para seleccionar el método de análisis a emplear.

En la selección de cualquier método de análisis de estabilidad de una ladera o talud se debe de considerar lo siguiente:

1. Visualizar la forma probable de la superficie de deslizamiento y la generación de la falla.
2. La geometría y la idealización de la localización de los diversos tipos del suelo o roca que conforman al talud o ladera.

3. Distinguir claramente entre la disposición actual del terreno y los movimientos posibles generados a lo largo de superficies existentes del deslizamiento.
4. Tomar decisiones con base a los valores relativos del factor de seguridad, respecto a la cohesión y a la fricción.
5. Tomar decisiones referentes al uso del tipo análisis con esfuerzos efectivos o con esfuerzos totales.
6. Considerar el tipo de materiales existentes y si el análisis es para las condiciones a corto plazo o a largo plazo.

6.4 Ejemplo 1. Talud infinito.

Se plantea el caso de un talud infinito sin infiltración. Este tipo de falla se presenta como un deslizamiento superficial, en muchas laderas naturales, donde la superficie de falla está definida por el contacto prácticamente paralelo al talud entre el terreno superficial (coluvial o suelo residual) y la roca subyacente (fig. 6.8).



Figura 6.8 Imagen de una falla por deslizamiento superficial en una ladera natural.

1. Planteamiento del problema.
Se requiere conocer el factor de seguridad contra deslizamiento a lo largo de la interfaz suelo-roca que se presentan en la figura. 6.9.
2. Parámetros mecánicos del suelo que intervienen en el problema:
Peso específico del material $\gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$, cohesión $c = 9.6 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción interna $\phi = 15^\circ$. En este caso los parámetros mecánicos de la roca subyacente se desprecian, por no influir en el análisis.

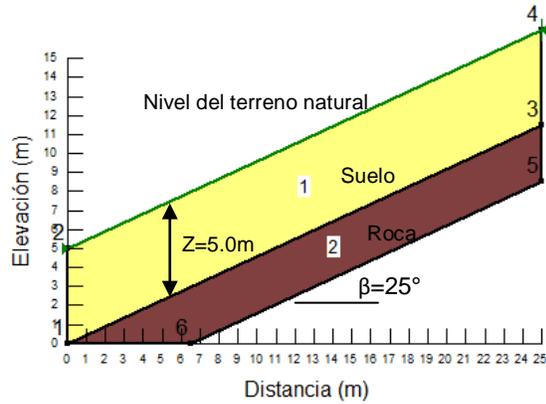


Figura 6.9 Modelo para el análisis de falla infinito (sin infiltración) en una ladera natural.

3. Análisis.

La resistencia al cortante de un suelo está representada por la ecuación:

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

Para su análisis, se evalúa el factor de seguridad contra una posible falla del talud a lo largo de un plano 1 – 3, a una profundidad Z, por debajo de la superficie del terreno natural. Considérese un elemento de talud ABCD (fig. 6.10), tiene una longitud unitaria perpendicular al plano de la sección mostrada. Las fuerzas F que actúan sobre las caras AB y CD, se suponen iguales y opuestas por tanto tienden a anularse y a despreciarse en el análisis.

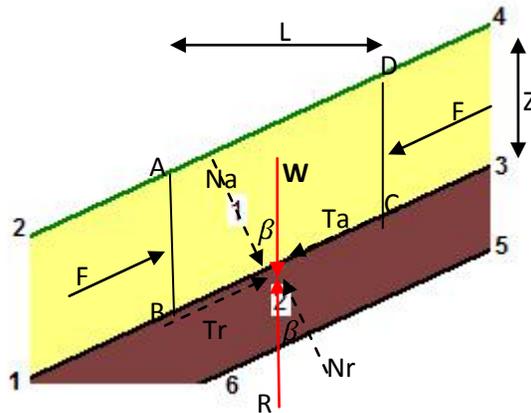


Figura 6.10 Sección para el análisis de falla en talud infinito.

El peso efectivo del elemento del suelo (con presión de poro igual a cero), es:

$$W = (\text{volumen del elemento de suelo}) \times (\text{peso específico del suelo}) = \gamma LZ$$

Se resuelve, dividiéndolo en dos componentes: uno es la fuerza perpendicular al plano:

$$1 - 3 = N_a = W \cos \beta = \gamma LZ \cos \beta$$

y la otra, la fuerza paralela al plano:

$$1 - 3 = T_a = W \sin \beta = \gamma LZ \sin \beta$$

Esta última la fuerza es la que tiende a causar el deslizamiento a lo largo del plano 1 - 3.

El esfuerzo efectivo σ' y el esfuerzo cortante τ en la base del elemento del talud son:

$$\sigma' = \frac{N_a}{\text{área de la base}} = \frac{\gamma LZ \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta}} = \gamma Z \cos^2 \beta$$

$$\tau = \frac{T_a}{\text{área de la base}} = \frac{\gamma LZ \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta}} = \gamma Z \cos \beta \sin \beta$$

La reacción al peso W es una fuerza igual y opuesta R , las componentes normal y tangencial de R con respecto al plano 1 - 3, son:

$$N_r = R \cos \beta = W \cos \beta \quad \text{y} \quad T_r = R \sin \beta = W \sin \beta$$

Por equilibrio, el esfuerzo cortante resistente desarrollado en la base del elemento es:

$$\frac{T_r}{\text{área de la base}} = \gamma Z \sin \beta \cos \beta$$

Que se escribe también de la forma:

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d$$

Al sustituir σ' y $\tau = \tau_d$ en la expresión anterior, resulta:

$$\gamma Z \cos \beta \sin \beta = c_d + \gamma Z \cos^2 \beta \tan \phi_d \quad \text{ó} \quad \frac{c_d}{\gamma Z} = \sin \beta \cos \beta - \cos^2 \beta \tan \phi_d$$

Por tanto, el factor de seguridad con respecto a la resistencia será:

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{FS} \quad \text{y} \quad c_d = \frac{c}{FS}$$

Sustituyendo las expresiones que obtuvimos anteriormente, obtenemos la expresión para calcular el factor de seguridad de un talud infinito (sin infiltración):

$$FS = \frac{c}{\gamma Z \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Al sustituir los parámetros mecánicos que presenta el suelo para el ejemplo planteado, en la expresión anterior, donde: $\gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$, $c = 9.6 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 15^\circ$, con $Z = 5.0 \text{ m}$ y $\beta = 25^\circ$, obtenemos el factor de seguridad del talud:

$$FS = \frac{9.6}{(15.7)(5.0)(\cos 25^\circ)^2 (\tan 25^\circ)} + \frac{\tan 15^\circ}{\tan 25^\circ} = 0.89$$

4. Resultado.

El resultado obtenido de $FS = 0.89$, indica que el talud es inestable.

A continuación se plantea el caso de un talud infinito con infiltración a través del suelo y con nivel de agua freática coincidiendo con la superficie del terreno. Un ejemplo de este tipo de falla se presentó en el estado de Chiapas, el 4 de octubre de 2007, donde después de 4 días intensas de lluvias (precipitaciones acumuladas de entre 400 y 700 mm), elevaron el nivel freático en la zona del orden de 10 a 15 m. Durante la temporada de lluvias ocurrió un deslizamiento de tierra en un cerro cercano al poblado de Juan de Grijalva, Chis. La zona deslizada tenía 1,000 m de largo x 700 m de ancho, y estaba delimitada por fallas preexistentes al sur, al norte y en la dirección NW, con echados casi horizontales de 8° con rumbo prácticamente perpendicular al río Grijalva (Alemán, 2009), (fig. 6.11).



Figura 6.11 Zona de deslizamiento Juan de Grijalva, Chis.

El nivel del cauce en el sitio correspondía aproximadamente la cota +60.0 m. El terreno se elevaba inmediatamente hasta alcanzar la cota +175.0 m, para posteriormente ascender a una pendiente suave (cerca a los 8°) hasta una elevación cercana a la cota +300.0 m para inmediatamente bajar. Las intensas lluvias elevaron el nivel freático en la zona del orden de 10 a 15 m durante la temporada (Alemán, 2009), (fig. 6.12).

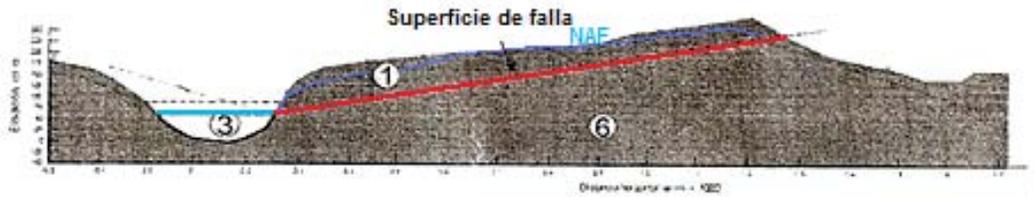


Figura 6.12 Perfil de la zona de deslizamiento Juan de Grijalva, Chis.

El perfil de la zona de deslizamiento presenta: una secuencia de areniscas y lutitas (zona 1) con las siguientes propiedades mecánicas: $c=100$ kPa, $\phi=34^\circ$, $\gamma=22$ kN/m³. La superficie de falla se dio a través de un plano de debilidad continuo asociado a la estratigrafía existente, de estratos de arcillas de baja resistencia al corte con las siguientes propiedades mecánicas: $c=5$ kPa, $\phi=14.7^\circ$, $\gamma=21.30$ kN/m³. La zona 3 representa el aluvión del cauce y la 6 la secuencia de lutitas y areniscas inferiores. (Alemán, 2009).

Se realizaron ensayos a la arcilla con muestras cúbicas de los estratos expuestos en las laderas cercanas, determinando un ángulo de fricción pico de 16° y un ángulo de fricción residual de 11.5° . Se observa que existe una reducción de la resistencia del orden de 30%, lo cual explican por qué el deslizamiento se dio de una manera súbita (Alemán, 2009).

Para idealizar el ejemplo, se tomaran los datos de las propiedades mecánicas citadas anteriormente. En este trabajo se analizará una sección del talud infinito con infiltración, con el fin de determinar el factor de seguridad que presentaba el talud antes de la falla, la cual se debió al incremento del nivel freático, hasta coincidir dicho nivel con el nivel del terreno, saturando el material existente.

1. Planteamiento del problema.

Se requiere conocer el factor de seguridad contra el deslizamiento a lo largo de la interfaz suelo (arcilla)-roca de la falla que se generó en el río Grijalva, para lo cual de la figura 6.12 se tomará una sección representativa de unos 25.0 m de largo, que servirá para llevar a cabo el análisis de la falla generada (fig. 6.13).

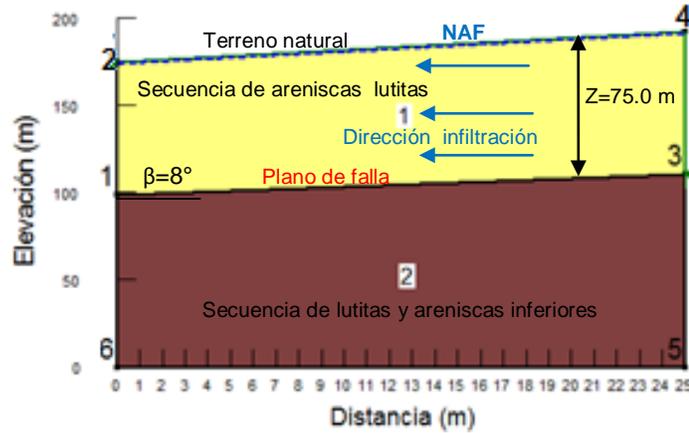


Figura 6.13 Sección para el análisis de falla infinita (con infiltración).

2. Parámetros mecánicos del suelo que intervienen en el problema. Se considera arcilla con cohesión $c=5$ kPa, ángulo de fricción interna $\phi=14.7^\circ$, peso específico $\gamma=21.30$ kN/m³, ángulo de inclinación $\beta=8^\circ$, y profundidad del espesor constante $Z=75$ m.
3. Análisis.

Para determinar el factor de seguridad contra la falla, se emplea el diagrama de la figura 6.10, incrementándose la componente del valor de la presión de poro (fig. 6.14).

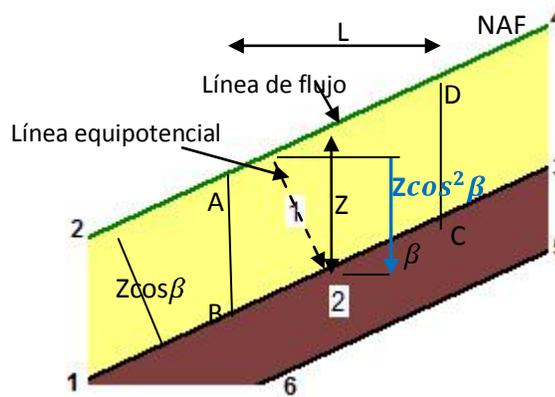


Figura 6.14 Sección para el análisis de falla en talud infinito con presión de poro.

El peso W genera una reacción igual a R (ver fig. 6.10), por tanto, sus componentes son:

$$N_r = R \cos \beta = \gamma_{sat} L Z \cos \beta \quad y \quad T_r = R \sin \beta = \gamma_{sat} L Z \sin \beta$$

De la figura 6.10, el esfuerzo normal total σ y el esfuerzo cortante τ en la base del elemento del talud son:

$$\sigma = \frac{Nr}{L \cos \beta} = \gamma_{sat} Z \cos^2 \beta \quad y \quad \tau = \frac{Tr}{L \cos \beta} = \gamma_{sat} Z \cos \beta \sin \beta$$

El esfuerzo cortante resistente desarrollado en la base del elemento también está dado:

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d = c_d + (\sigma - u) \tan \phi_d$$

Donde la presión de poro $=u = \gamma_w Z \cos^2 \beta$, al sustituir u :

$$\tau_d = c_d + (\gamma_{sat} Z \cos^2 \beta - \gamma_w Z \cos^2 \beta) \tan \phi_d = c_d + \gamma' Z \cos^2 \beta \tan \phi_d$$

siendo γ' el peso específico efectivo del suelo.

Al sustituir τ para el equilibrio de fuerzas, resulta:

$$\gamma_{sat} Z \cos \beta \sin \beta = c_d + \gamma' Z \cos^2 \beta \tan \phi_d \quad \text{ó} \quad \frac{c_d}{\gamma_{sat} Z} = \cos^2 \beta (\tan \beta - \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \tan \phi_d)$$

Al sustituir las expresiones siguientes:

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{FS} \quad y \quad c_d = \frac{c}{FS}$$

Finalmente obtenemos el factor de seguridad con respecto a la resistencia de un talud infinito (con infiltración):

$$FS = \frac{c}{\gamma_{sat} Z \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

Para el ejemplo planteado, sustituyendo los parámetros mecánicos que presenta el suelo: $c=5$ kPa (equivalente a 5 kN/m^2), $\phi=14.7^\circ$, $\gamma=21.30 \text{ kN/m}^3$, $\beta=8^\circ$, y $Z=75$ m:

$$FS = \frac{5}{(21.30)(75.0)(\cos 8^\circ)^2 (\tan 8^\circ)} + \frac{(21.30 - 9.81) \tan 14.7^\circ}{21.30 \tan 8^\circ} = 1.02$$

Al considerar el ángulo de fricción pico de la arcilla de $\phi=16^\circ$

$$FS = \frac{5}{(21.30)(75.0)(\cos 8^\circ)^2 (\tan 8^\circ)} + \frac{(21.30 - 9.81) \tan 16^\circ}{21.30 \tan 8^\circ} = 1.12$$

Y con el ángulo de fricción residual de la arcilla de $\phi=11.5^\circ$:

$$FS = \frac{5}{(21.30)(75.0)(\cos 8^\circ)^2 (\tan 8^\circ)} + \frac{(21.30 - 9.81) \tan 11.5^\circ}{21.30 \tan 8^\circ} = 0.80$$

4. Resultado.

Al considerar únicamente una sección del perfil de la falla de 25 m, y estimar en forma aproximada el espesor del estrato, se obtiene un $FS = 1.02$ que indica la inestabilidad del talud. Al realizarse el análisis con el ángulo de fricción pico, se

obtiene un $FS = 1.12$ que indica que el talud se encontraba en condiciones de incertidumbre. Al ser analizado con el ángulo de fricción residual y con el ascenso del NAF hasta alcanzar el nivel del terreno natural y saturando la arcilla (como la condición del 4 de octubre de 2010), se obtiene un $FS = 0.80$.

El aumento en las presiones del agua presente en los poros del suelo, reduce los esfuerzos efectivos entre las partículas y esto, a su vez, disminuye la resistencia a la fricción en el suelo. Generalmente el aumento de la presión de poro está relacionado con la ocurrencia de lluvias, pero en muchos casos ésta se produce debido a la infiltración generada por los procesos antrópicos. La presión de poro puede aumentar por la infiltración de agua y/o el ascenso del nivel de agua freática. Todos los suelos son afectados al aumentar la presión de poro. El tiempo requerido para que se produzcan cambios en la presión de poro depende de la permeabilidad del suelo. En los suelos con permeabilidad alta, los cambios pueden ocurrir rápidamente y en pocos minutos, las presiones de poro pueden ascender en forma sustancial, durante una lluvia de gran intensidad. En suelos con permeabilidad baja, los cambios son más lentos, aunque en ocasiones, las masas arcillosas pueden tener permeabilidad secundaria sorpresivamente alta, debido a la presencia de grietas, fisuras y lentes de materiales más permeables.

6.5 Ejemplo 2. Talud finito.

Se trata de analizar la estabilidad de un talud homogéneo situado por arriba del nivel freático, con los siguientes parámetros de resistencia: ángulo de fricción interna $\phi=4^\circ$, cohesión $c=4 \text{ ton/m}^2$, y peso volumétrico $\gamma=1,600 \text{ kg/m}^3$. La geometría del talud se muestra en la figura 6.15.

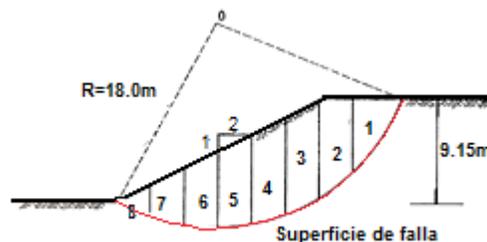


Figura 6.15 Geometría de la sección a analizar.

1. Análisis.

El método de cálculo considerado es el de Fellenius, por lo cual se propone una superficie de falla circular, con un radio $R=18.0$ m. La masa deslizante se divide en 8 dovelas. Se calcula el volumen de suelo en cada dovela, considerándose una profundidad unitaria normal al plano analizado; este volumen será numéricamente igual al área. El peso de cada dovela (W_i) genera una reacción normal (N_i) y otra tangencial (T_i) en la base supuesta de la superficie de falla de cada dovela.

La componente N_i genera un esfuerzo normal a la superficie de deslizamiento en cada dovela. Como aproximación, el esfuerzo normal total medio (σ_i) actuante en la base de la dovela se expresa como:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta L_i}$$

donde: ΔL_i es la distancia del arco de cada dovela en la superficie de falla.

El esfuerzo resistente (s_i) que tiene lugar en la superficie de falla del deslizamiento que corresponde a cada dovela (de acuerdo con la ley de resistencia), es:

$$s_i = 4 + \sigma_i \tan 4^\circ \text{ (t/m}^2\text{)}$$

La fuerza resistente en cada dovela es el producto de $s_i * \Delta L_i$. El factor de seguridad se calcula con base en un momento resistente ($M_r = \sum s_i L_i$) de giro al punto O (para este caso de radio $R=18.0$ m), entre el momento motor ($M_m = \sum T_i$) al mismo punto O .

El análisis expuesto anteriormente se resume en la siguiente tabla:

Tabla 6.1 Disposición de los cálculos por el método de Fellenius.

No. de Dovelas	W_i (ton)	N_i (Ton)	T_i (ton)	$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta L_i}$	s_i (ton/m ²)	$s_i L_i$ (ton)
1	26.64	16.97	21.67	2.09	4.14	33.53
2	37.08	28.98	23.29	7.60	4.53	17.26
3	43.20	39.73	20.37	12.04	4.84	15.97
4	40.32	37.44	11.26	11.55	4.80	15.55
5	35.28	34.22	3.94	11.40	4.79	14.37
6	28.08	27.94	-1.58	9.31	4.65	13.95
7	18.72	18.22	-4.29	5.62	4.39	14.22
8	6.48	5.91	-2.39	1.82	4.13	13.38
$\Sigma = 72.31$						$\Sigma = 138.23$
						FS=1.91

2. Resultados.

El factor de seguridad obtenido de 1.91; por ser mayor a 1.5, se considera que el talud esta estable. El método de análisis de Fellenius es un método aproximado debido a que en su análisis solo considera el peso de las dovelas e ignora las fuerzas que actúan entre cada dovela. Por ello, en un proceso de análisis de estabilidad de talud o ladera, se debe de comparar el resultado con otros métodos de análisis, con la finalidad de corroborar los resultados obtenidos.

Los factores de seguridad obtenidos con otros métodos de análisis de estabilidad, empleando el programa de cómputo GeoStudio 2004 (versión estudiantil), en su parte de análisis de taludes (Slope/W), son:

Tabla 6.2 Resultados del análisis.

Método de análisis	de	FS mínimo	
		Momentos	Fuerzas
Fellenius (Ordinario)		2.060	---
Bishop		2.106	---
Janbu		---	1.814
Morgenstern-Price		2.105	2.098

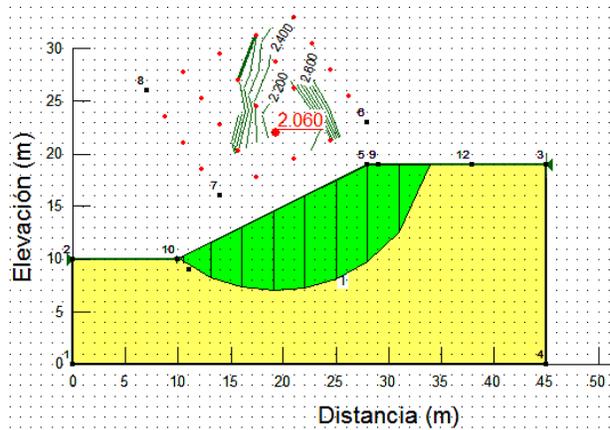


Figura 6.16 Geometría de la sección a analizada empleándose el programa de cómputo Geo Studio.

El programa de cómputo permite analizar al talud, bajo diferentes condiciones reales, como son: agua, sismo, cargas puntuales y distribuidas y la combinación de estas. A continuación se muestran los factores de seguridad obtenidos en el mismo ejemplo de la figura 6.16, analizándose con el factor agua, donde el nivel de aguas freáticas NAF asciende (fig. 6.17). En los resultados obtenidos, se observa una disminución del factor de seguridad, debido al incremento del NAF. Esta condición real se presenta en temporada de lluvias, saturando el suelo, incrementándose el peso de cada dovela generando a su vez mayor presión de poro en el suelo y por tanto, la disminución de los esfuerzos efectivos.

Tabla 6.3 Resultados del análisis.

Método de análisis	FS mínimo	
	Momentos	Fuerzas
Fellenius	1.968	---

Método de análisis	FS mínimo	
	Momentos	Fuerzas
Fellenius (Ordinario)	1.916	---

(Ordinario)		
Bishop	2.013	---
Janbu	---	1.814
Morgenstern-Price	2.011	2.098

Bishop	1.957	---
Janbu	---	1.828
Morgenstern-Price	1.956	1.954

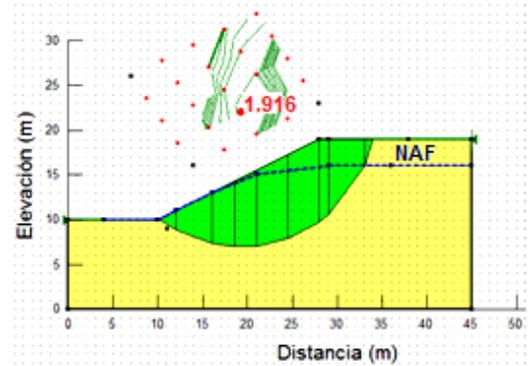
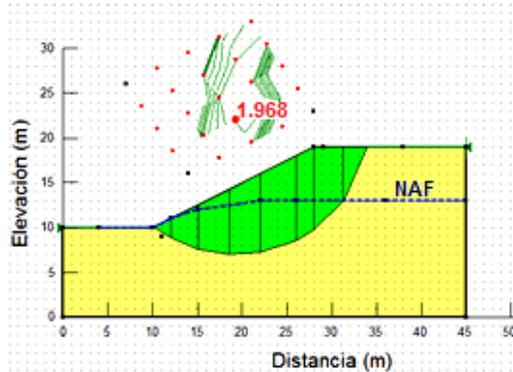


Figura 6.17 Resultados del análisis con aumento del NAF en la sección del talud.

6.6 Ejemplo 3. Análisis de estabilidad del deslizamiento La Aurora.

El 5 de octubre de 1999 en la ciudad de Teziutlán Pue., se generó un deslizamiento en la colonia La Aurora, debido a las intensas lluvias que cayeron los días 4 y 5 de octubre, que alcanzaron tirantes de agua equivalentes a 300 mm y a 360 mm, respectivamente; siendo la media mensual para el mes de octubre en esa región de 183 mm. Adicionalmente, en dos días consecutivos de la semana anterior hubo precipitaciones diarias de más de 100 mm. (Comisión Nacional del Agua).

Un análisis de la falla que se presentó fue realizado por Noriega en 2005. En la cual, la masa fallada en su extremo superior corto al terreno de un panteón, con un ángulo de 50°, alcanza un ancho máximo en la corona de 38 m, mismo que se reduce hacia el pie. La ladera tenía una pendiente de aproximadamente 23°, el perfil topográfico antes del deslizamiento se presenta en la figura 6.18.

El suelo que conforma la ladera es una arcilla con densidad de sólidos $G_s = 2.71$ y peso volumétrico total natural $\gamma_t = 13.01 \text{ kN/m}^3$, con contenido de humedad $w=97.8\%$. De pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con acción torsionante monotónica (CU-TM), realizadas a especímenes de suelo, se obtuvieron las siguientes propiedades mecánicas: cohesión de $c'=13.73 \text{ kPa}$ y ángulo de fricción interna de $\phi'=33.0^\circ$, (Noriega, 2005).

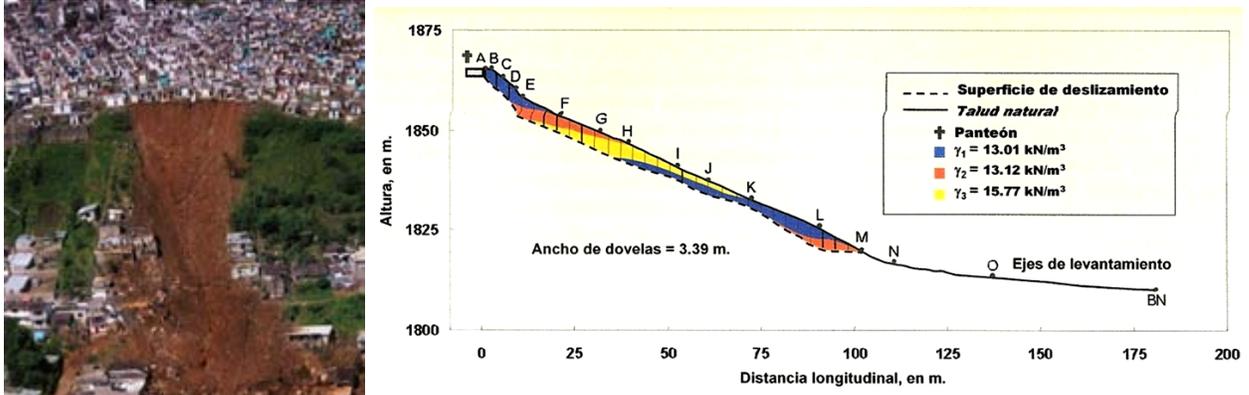


Figura 6.18 Deslizamiento de suelo en la Col. La Aurora, y perfil longitudinal (Noriega, 2005).

El análisis realizado por Noriega en 2005 consistió en suponer que el FS alcanzó un valor unitario precisamente en el momento de la falla. Para su análisis se contaba con los parámetros de resistencia y con la geometría de la ladera, quedando como incógnita la presión de poro en el momento de la falla, obteniéndose por tanteos dicha incógnita, a través del cociente de la presión de poro r_u , el cual es igual $\frac{u}{\gamma_t z}$ (fig. 6.19).

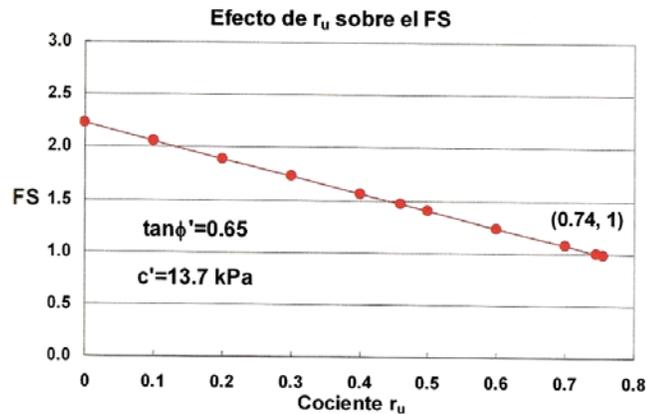


Figura 6.19 Resultados para determinar el FS con el cual falla el talud con el cociente r_u (Noriega, 2005)

Además, se supuso una sobre-carga de $q=9.81 \text{ kN/m}^2$ en la corona de la ladera, que corresponde al peso de las casas que se encontraban y que afectaban las condiciones del talud. Para su análisis, Noriega, empleó un programa de cómputo denominado JanbuNR. Con citado programa se obtuvieron los valores de r_u con los cuales el talud falló ($FS = 1$), siendo $r_u=0.74$ como se muestra en la figura 6.19.

A continuación, en este trabajo se presenta el análisis realizado a la ladera con el programa de computo GEO5, con el objeto de determinar la variación del factor de

seguridad al ser afectado por el factor r_u , a través de métodos exactos como son el de Spencer y Sarma. Con base a la figura 6.18 se obtuvieron los puntos (coordenadas) para trazar el perfil topográfico de la ladera, así como los puntos para el trazo de la superficie de falla (tablas 6.4, 6.5 y fig. 6.20):

Tabla 6.4 Trazo de geometría del talud.

Punto	Coordenadas	
	X (m)	Y (m)
1	-1.0	45.70
2	11.89	45.65
3	12.0	45.0
4	14.84	45.47
5	18.17	40.21
6	20.34	38.04
7	30.71	33.70
8	41.53	29.34
9	49.15	27.17
10	62.28	20.65
11	70.82	17.40
12	82.57	13.04
13	99.58	5.43
14	110.52	0.00
15	118.90	-4.39
16	142.40	-6.52

Tabla 6.5 Trazo de la superficie de falla

Punto	Coordenadas	
	X (m)	Y (m)
1	12.0	45.0
2	12.01	41.30
3	14.84	39.13
4	18.17	35.86
5	20.34	32.60
6	30.71	29.34
7	41.53	23.91
8	49.15	21.74
9	62.28	17.39
10	70.82	14.13
11	82.57	9.74
12	99.58	0.0
13	110.52	0.0

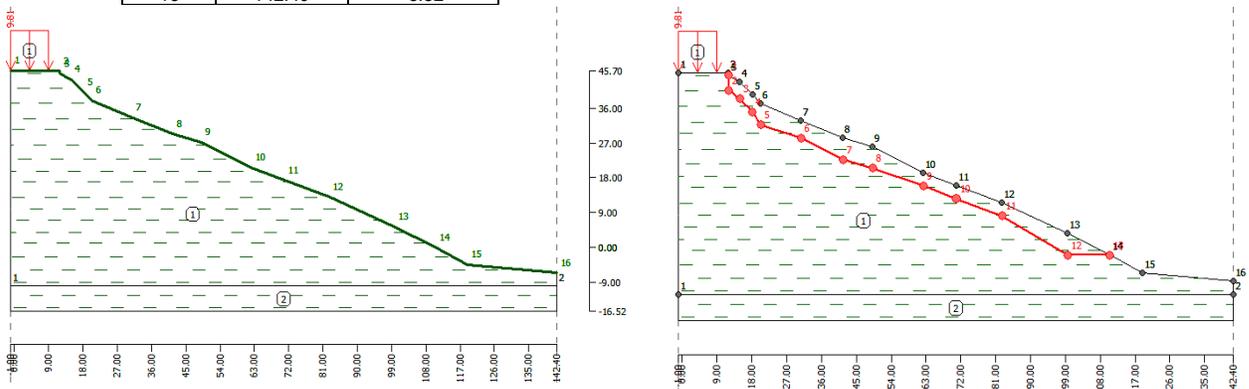


Figura 6.20 Geometría del perfil topográfico longitudinal y trazo de la superficie de falla.

El análisis de la estabilidad se dividió en dos partes: En la primera, se determinó el factor de seguridad considerando los parámetros mecánicos sin ser afectados por el factor r_u . De dicho análisis, el programa GEO5 arrojó los siguientes resultados:

Comprobación de la estabilidad de taludes (Spencer)

Factor de seguridad = 1.62 > 1.50
 Estabilidad de taludes ACEPTABLE

Comprobación de la estabilidad de taludes (Sarma)

Factor de seguridad = 1.56 > 1.50
 Estabilidad de taludes ACEPTABLE

Los resultados obtenidos indican que la estabilidad de la ladera es aceptable y que el talud se encuentra estable.

En el segundo análisis, se introdujo el efecto que ejerce el agua en la ladera representada por la variación del factor r_u , hasta alcanzar el valor de $r_u=0.74$, (valor

obtenido del resultado del análisis realizado por Noriega, 2005). La variación del factor de seguridad que se obtiene en este análisis, variando el factor r_u , es:

Tabla 6.6. Variación del factor r_u en el análisis del deslizamiento “la Aurora”.

r_u	FS Spencer	FS Sarma
0.10	1.45	1.39
0.20	1.28	1.25
0.30	1.11	1.06
0.35	1.03	0.98
0.40	0.95	0.91
0.74	0.42	0.59

Los resultados obtenidos al considerar el valor de $r_u=0.74$ (fig. 6.21), son:

Comprobación de la estabilidad de taludes (Spencer)
 Factor de seguridad = 0.42 < 1.50
 Estabilidad de taludes NO ACEPTABLE

Comprobación de la estabilidad de taludes (Sarma)
 Factor de seguridad = 0.59 < 1.50
 Estabilidad de taludes NO ACEPTABLE

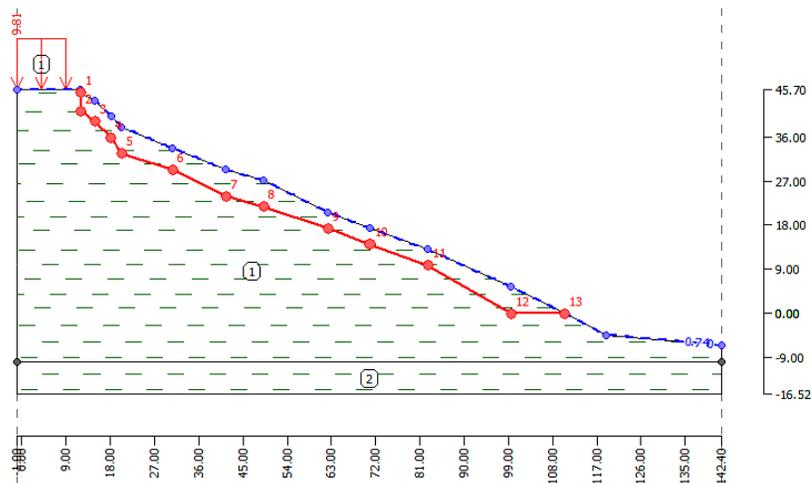


Figura 6.21 Valor de $r_u=0.74$ en la superficie de falla.

Estos resultados representan la variación del factor de seguridad con el cual falló el talud cuando $FS = 1$, el cual se da cuando r_u se encuentra entre 0.30 y 0.35; asumiendo que dicho talud alcanzó un valor unitario precisamente en el momento de la falla (fig. 6.22).

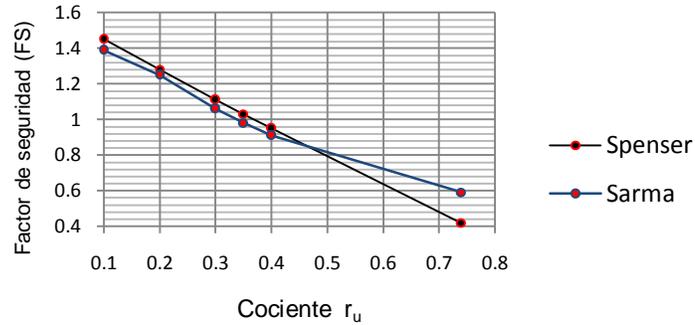


Figura 6.22 Grafica de resultados entre r_u vs FS. En el deslizamiento “La Aurora”.

Dentro del proceso de análisis de este trabajo, se planteo la colocación de cargas distribuidas en la cara del talud, las cuales existían antes del deslizamiento (ver figura 6.18). Se supusieron cargas distribuidas de $q=9.81 \text{ kN/m}^2$ en los puntos coordinados 10,11 y 12 (aproximadamente donde estarían las casas), con un ángulo de inclinación de 23° (con base a la entrada de datos del programa de cómputo) para que coincidiera con la superficie del terreno (fig. 6.23). El factor de seguridad obtenido es:

Comprobación de la estabilidad de taludes (Sarma)
 Factor de seguridad = 1.55 > 1.50
 Estabilidad de taludes ACEPTABLE

Comprobación de la estabilidad de taludes (Spenser)
 Ha sido obtenido un factor de seguridad irreal Comprobar el análisis de entrada de datos.

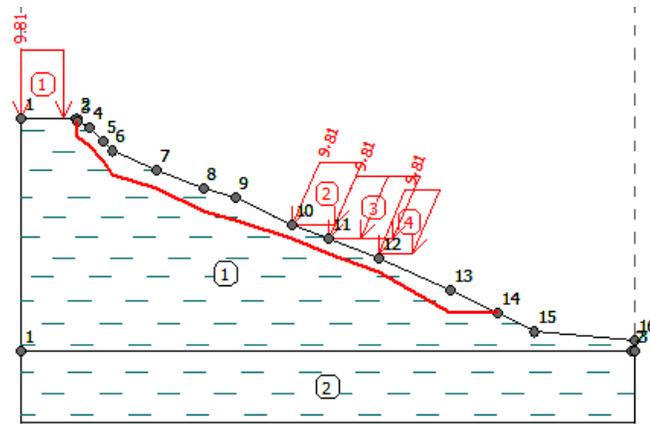


Figura 6.23 Geometría del perfil longitudinal y trazo de la superficie de falla.

Los resultados indican que la estabilidad es aceptable por el método de Sarma con un valor superior a 1.5. Sin embargo, el programa de cómputo arrojó un factor de seguridad irreal por el método de Spenser, el cual nos hace suponer que era inestable la ladera ante las cargas distribuidas existentes.

Nuevamente, al introducir dentro del análisis los valores de $r_u = 0.30$ y 0.35 , con los cuales el $FS=1$ en el momento de la falla. El programa arroja valores para el FS de:

Tabla 6.7. Variación del factor r_u en el análisis del deslizamiento “la Aurora”.

r_u	FS Spencer	FS Sarma
0.30	No disponible	1.07
0.35	No disponible	0.98

Estos valores, indican la inestabilidad que presenta el talud con carga distribuida en la cara de la ladera y con la presencia del agua.

Si dentro del análisis de estabilidad, se considerando una superficie de falla circular diferente a la poligonal que se presentó en dicho deslizamiento, con los mismos parámetros mecánicos; con la finalidad de estimar el FS en una falla circular con otros métodos como son Bishop y Fellenius. Los resultados que arroja el programa, sin ser afectado por el factor r_u son:

Comprobación de la estabilidad de taludes (todos los métodos)

Bishop : FS = 1.64 > 1.50 ACCEPTABLE
 Fellenius / Petterson : FS = 1.61 > 1.50 ACCEPTABLE
 Spencer : FS = 1.65 > 1.50 ACCEPTABLE

Los cuales indican que el talud era estable antes de la falla, además se observa que el valor obtenido por el método de Spencer de 1.65 es similar con el obtenido anteriormente con la superficie de falla poligonal (Spencer $FS=1.62$), lo cual, es una forma de comparar los resultados obtenidos en este trabajo de dicho análisis.

Cuando dentro de la superficie de falla circular, se introducen los valores de r_u de 0.30 y 0.35 (valores cuando $FS=1$ en el análisis de falla del tipo poligonal), así como las cargas distribuidas en la cara del talud (fig. 6.24).

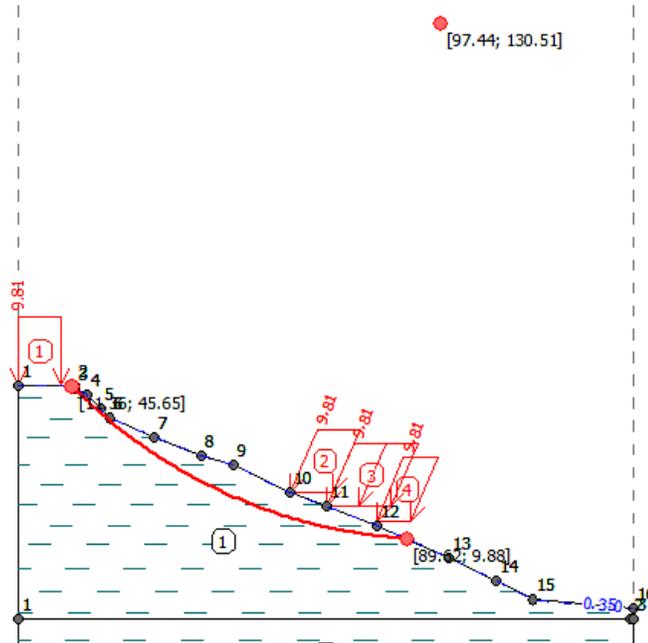


Figura 6.24 Análisis del talud considerándose una falla circular.

Los valores del FS obtenidos respectivamente son:

Comprobación de la estabilidad de taludes (todos los métodos)		Comprobación de la estabilidad de taludes (todos los métodos)	
Bishop :	FS = 0.01 < 1.50 NO ACEPTABLE	Bishop :	FS = 0.01 < 1.50 NO ACEPTABLE
Fellenius / Petterson :	FS = 1.10 < 1.50 NO ACEPTABLE	Fellenius / Petterson :	FS = 1.01 < 1.50 NO ACEPTABLE
Spencer :	FS = 1.14 < 1.50 NO ACEPTABLE	Spencer :	FS = 1.05 < 1.50 NO ACEPTABLE

Estos resultados indican la inestabilidad de la ladera. Así mismo, son comparables con los valores obtenidos por el método de Spencer en la falla poligonal, cuando $r_u = 0.30$, FS= 1.11, y cuando $r_u = 0.35$, FS= 1.03.

La comparación entre un tipo de falla poligonal y otra del tipo circular, representan en los resultados obtenidos para cada tipo de falla, una similitud del factor de seguridad de la ladera, ya sea con presencia de agua (r_u), sin presencia de la misma y con la colocación de la carga distribuida en la cara de la ladera.

Puede concluirse que el mecanismo de falla del deslizamiento del tipo poligonal, que se presentó en la colonia La Aurora, se provocó por una estación lluviosa fuera de lo común, generando en el suelo una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante. El exceso de agua que generaron las lluvias intensas, provocó la saturación del suelo, aumentando con ellos su peso volumétrico total, induciendo presión de poro que a su

vez redujo aún más la resistencia cortante de los suelos, hasta provocar la falla, como se observo en los resultados presentados por Noriega y en los resultados obtenidos con el programa de computo GEO5.

6.7 Ejemplo 4. Rotura planar en roca.

Se presenta un problema de estabilidad de un talud en roca, con rotura planar que es afectada por una grieta de tensión (fig. 6.25). Esa grieta influye en la estabilidad al presentar en su interior una columna de agua, que ejerce presión hidrostática. Se desea conocer el factor de seguridad cuando la columna de agua varía de: 0.0 m, 3.75 m, 7.50 m, 11,25 m, y 15.0 m de altura.

1. Geometría del problema.

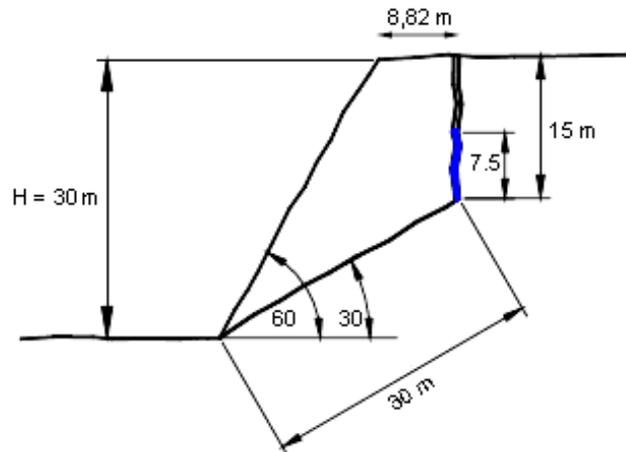


Figura 6.25 Representación esquemática de rotura planar.

2. Parámetros mecánicos que intervienen en el problema.

Altura del talud $H=30.0$ m, ángulo del talud con la horizontal $\psi_t=60^\circ$, ángulo que forma el plano de deslizamiento con la horizontal $\psi_p=30^\circ$, profundidad de la grieta de tensión $Z=15.0$ m, altura del agua en la grieta de tensión $Z_w=7.50$ m, la cohesión $c=47.88$ kPa, el peso específico del material de la roca $\gamma=25.14$ kN/m³, y del agua $\gamma_w=9.81$ kN/ m³. Se asume que el desplazamiento es resistido solamente por la fricción y que el ϕ del ángulo de la fricción es igual para ambos planos (ψ_t y ψ_p), el cual es de $\phi = 30^\circ$.

3. Análisis.

$$A = \text{area de la superficie de falla} = \frac{H - Z}{\text{sen}\Psi_p} = \frac{30 - 15}{\text{sen}30^\circ} = 30.0\text{m}$$

$$U = \text{fuerza de subpresión del agua} = \frac{1}{2} \gamma_w z_w * A = \frac{1}{2} (9.81)(7.5)(30.0) = 1103.63 \text{ kN/m}$$

$$V = \text{fuerza de empuje del agua} = \frac{1}{2} \gamma_w (z_w)^2 = \frac{1}{2} (9.81)(7.5)^2 = 275.91 \text{ kN/m}$$

$$W = \text{peso del bloque} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{1 - \left(\frac{Z}{H}\right)^2}{\tan \Psi_p} - \frac{1}{\tan \Psi_t} \right] = \frac{1}{2} (25.14)(30)^2 \left[\frac{1 - \left(\frac{15}{30}\right)^2}{\tan 30^\circ} - \frac{1}{\tan 60^\circ} \right] = 8,164.45 \text{ kn/m}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente en la expresión para el cálculo del factor de seguridad de una rotura plana:

$$FS = \frac{c A + [W \cos \Psi_p - U - V \sin \Psi_p] \tan \phi}{W \sin \Psi_p + V \cos \Psi_p}$$

$$FS = \frac{(47.88)(30) + [(8,164.45)(\cos 30^\circ) - 1103.63 - (275.91)(\sin 30^\circ)] \tan 30^\circ}{(8,164.45)(\sin 30^\circ) + (275.91)(\cos 30^\circ)} = 1.11$$

4. Resultados.

Los factores de seguridad obtenidos con la variación de la altura de la columna de agua en la grieta de tensión, son:

Zw (m)	0	3.75	7.50	11.25	15.0
FS	1.36	1.25	1.11	0.95	0.78

Cuando la columna de agua en la grieta aumenta, el factor de seguridad disminuye, asociado al efecto del empuje hidrostático que ejerce el agua en el macizo rocoso. Si las grietas en la parte superior de un talud se llenan total o parcialmente de agua, entonces la presión hidrostática en la grieta aumenta en forma relativamente importante, incrementan los esfuerzos de cortante y la desestabilización el talud. Si las grietas permanecen llenas de agua la presión hidrostática genera una situación mayor de inestabilidad.

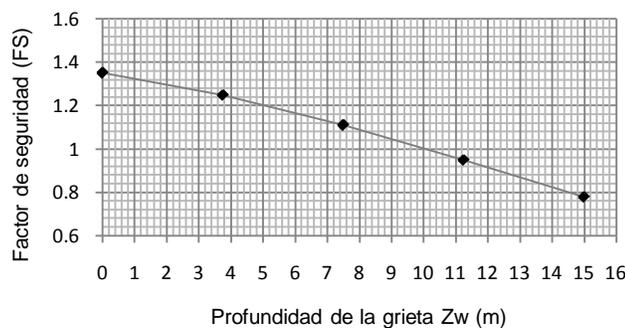


Figura 6.26 Gráfica de profundidad de grieta vs. Factor de seguridad.

6.8 Ejemplo 5. Rotura de cuña en roca.

Se presenta un problema de una rotura en cuña en un macizo rocoso (fig. 6.27), considerándose el análisis mediante proyección de un estereograma.

1. Geometría del problema.

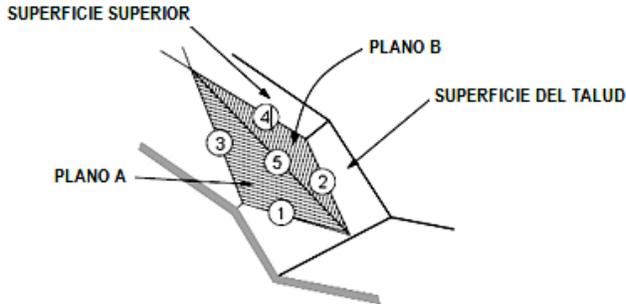


Figura 6.27 Tipo de falla en cuña.

Los ángulos requeridos para la solución de las ecuaciones, se miden de un estereograma que define la geometría de la cuña y del talud (fig. 6.28).

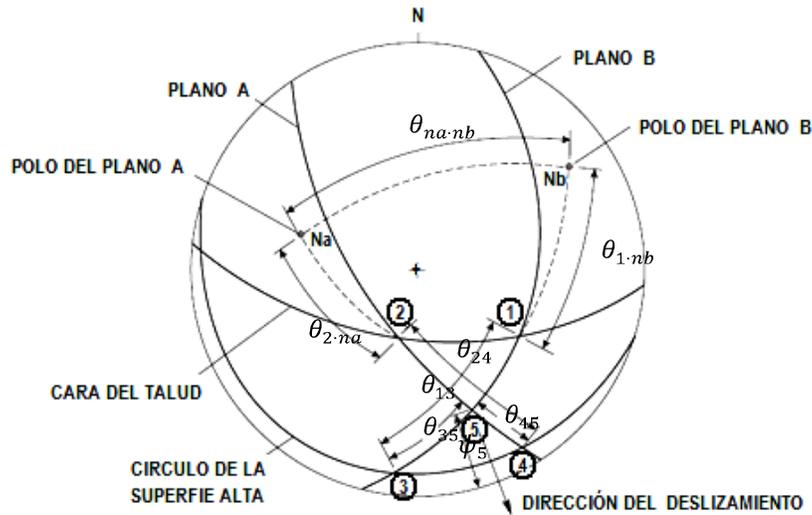


Figura 6.28 Estereograma para el análisis de la estabilidad en falla de cuña.

2. Análisis.

$$\theta_{na.nb} = 101^\circ, \text{ donde } \cos \theta_{na.nb} = -0.191, \text{ y } \text{sen } \theta_{na.nb} = 0.982$$

$$\theta_{24} = 65^\circ, \text{ donde } \text{sen } \theta_{24} = 0.9063$$

$$\theta_{45} = 25^\circ, \text{ donde } \text{sen } \theta_{45} = 0.4226$$

$$\theta_{2.na} = 50^\circ, \text{ donde } \cos \theta_{2.na} = 0.6428$$

$$\theta_{13} = 62^\circ, \text{ donde } \text{sen } \theta_{13} = 0.8829$$

$$\theta_{35} = 81^\circ, \text{ donde } \text{sen } \theta_{35} = 0.5750$$

$$\theta_{1.nb} = 60^\circ, \text{ donde } \cos \theta_{1.nb} = 0.5000$$

Con los ángulos medidos en el estereograma, se calculan los parámetros siguientes:

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{24}}{\text{sen } \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2.na}} = 3.3363 \quad \text{y} \quad Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1.nb}} = 3.4287$$

$$A = \frac{\cos \Psi_A - \cos \Psi_B \cdot \cos \theta_{na.nb}}{\text{sen } \Psi_5 \cdot \text{sen}^2 \theta_{na.nb}} = 1.5475 \quad B = \frac{\cos \Psi_b - \cos \Psi_a \cdot \cos \theta_{na.nb}}{\text{sen } \Psi_5 \cdot \text{sen}^2 \theta_{na.nb}} = 0.9557$$

Los parámetros mecánicos del material que comprende la rotura planar son:

$$\phi_A = 30^\circ, \text{ donde } \tan \phi_A = 0.557, \quad \text{y} \quad \phi_B = 20^\circ, \text{ donde } \tan \phi_B = 0.3640$$

$$\gamma = 25.14 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_w = 9.8114 \text{ kN/m}^3, \quad c_A = 23.94 \text{ kN/m}^2, \quad \text{y} \quad c_B = 47.88 \text{ kN/m}^2$$

Sustituyendo los valores de los parámetros mecánicos en las siguientes expresiones:

$$\frac{3c_A}{\gamma_r H} = 0.0714, \quad \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} = 0.1951 \quad \text{y} \quad \frac{3c_B}{\gamma_r H} = 0.1428$$

Finalmente se sustituyen los valores obtenidos de las expresiones anteriores en la expresión general para obtener el factor de seguridad de una rotura de cuña en un macizo rocoso:

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_B = 1.84$$

3. Resultados.

El resultado obtenido de FS=1.84; por ser mayor a 1.5, indica que la cuña es estable.

El anterior ejemplo, se resolvió también empleándose el programa de computo GEO5 en su parte de estabilidad de rocas (fig. 6.29). Por lo cual, se introdujeron los siguientes parámetros:

- Plano A: Dirección del ángulo de la superficie de deslizamiento= 105°, ángulo de la superficie de deslizamiento= 45°, ángulo de fricción interna= 20°, cohesión=24 kPa.
- Plano B: Dirección del ángulo de la superficie de deslizamiento= 235°, ángulo de la superficie de deslizamiento= 70°, ángulo de fricción interna= 30°, cohesión=48 kPa.
- Buzamiento en la cara del talud=185°, ángulo de la pared de roca=65°.
- Buzamiento de la parte superior=195°, ángulo de la parte superior=12°.

- Se consideró un peso específico del material de $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$ y 15 m de altura de la cuña.

1. Análisis:

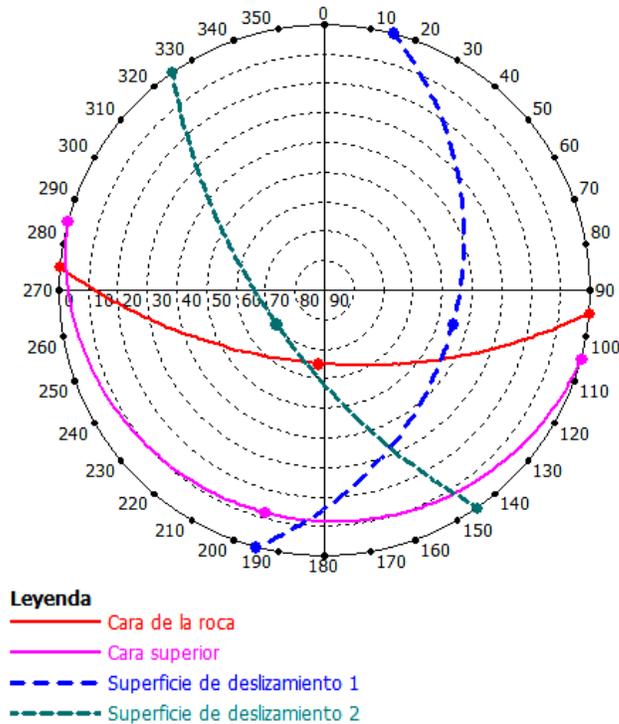


Figura 6.29 Proyección del estereograma obtenido mediante el programa GEO5.

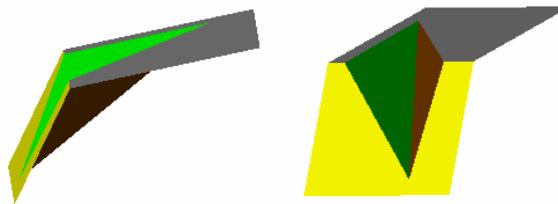


Figura 6.30 Representación esquemática en 3-D de la rotura en cuña del talud de roca.

2. Resultado:

El factor de seguridad obtenido con el programa GEO5, indica la estabilidad del talud.

Comprobación
 Fuerza de resistencia $T_{resist} = 18646.22 \text{ kN/m}$
 Fuerza motriz $T_{driv} = 10048.68 \text{ kN/m}$
 Factor de seguridad = $1.86 > 1.50$
 Estabilidad de talud de roca es **ACEPTABLE**

Si dentro del análisis del mismo problema, se plantean factores reales que afectan a su estabilidad, como son la presencia del agua con un ascenso del NAF a una altura de 10

m y la generación de grieta de tensión en la corona, en una dirección de 120° , con un ángulo de buzamiento de 45° y una distancia de 8 m (fig. 6.31).

1. Análisis:

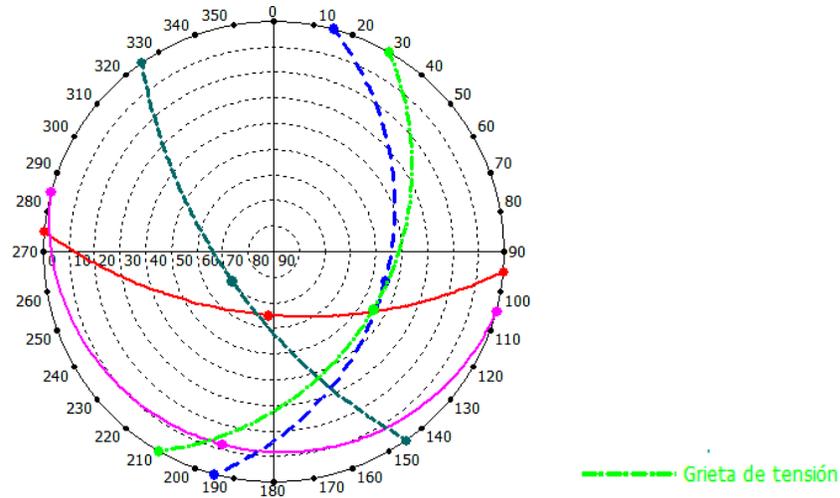


Figura 6.31 Proyección del estereograma con el incremento de la grieta de tensión.

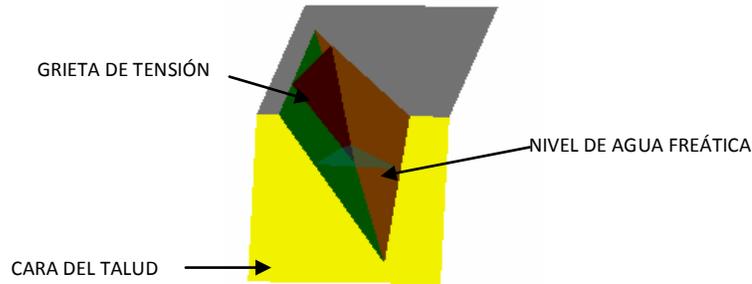


Figura 6.32 Representación esquemática en 3-D de la rotura de cuña en el talud de roca.

2. Resultados.

La introducción de dichos factores en el análisis de estabilidad, modifican la estabilidad del talud, disminuyendo el factor de seguridad y haciendo que sea inestable la cuña en el mismo:

Comprobación
 Fuerza de resistencia $T_{resist} = 11657.27 \text{ kN/m}$
 Fuerza motriz $T_{driv} = 9420.05 \text{ kN/m}$
 Factor de seguridad = $1.24 < 1.50$
 Estabilidad de talud de roca **NO ES ACEPTABLE**

6.9 Ejemplo 6. Análisis de una falla en el km 12+300 de la autopista Tijuana-Ensenada.

La autopista Tijuana-Ensenada se localiza al Noreste de la península de Baja California y se desarrolla a lo largo de su costa Occidental, con una longitud de 105 km. La sección geométrica está integrada por dos bandas de circulación con dos carriles cada una de ellas, separadas por medio de un camellón o desnivel, con terraplenes.

La región está caracterizada por la presencia de acantilados marinos donde lo escarpado de las laderas es producto de antiguas fallas que generaron deslizamientos en la zona litoral. La geología de la zona está conformada por grandes masas de lutitas interestratificadas con areniscas e intercalaciones de conglomerados, sobre las que descansan depósitos de talud más reciente. Las superficies de las fallas antiguas suelen presentarse en el contacto entre los depósitos de talud y las formaciones subyacentes más antiguas (Rico, 1967)

Durante la construcción de la carretera (1967-1970), en el km.12+300 con origen en Ensenada, se presentó una falla de grandes proporciones que abarcó aproximadamente 350 metros, dificultándose debido a que su trazo se ubica cerca del mar. Las causas que activan los deslizamientos son dos principalmente: el peso de los terraplenes que incrementan las fuerzas motoras, y la acción del agua que se filtra a través de los depósitos de talud muy permeable.

A fin de conocer la forma de la superficie de deslizamiento, se eligieron puntos de exploración y observación sobre líneas paralelas a la dirección del movimiento, coincidiendo una con el eje del área en cada uno de estos puntos. Además de hacer exploraciones para conocer las características geológicas, se instalaron instrumentos para determinar las deformaciones horizontales de la masa y para detectar la profundidad de la superficie de deslizamiento (Rico, 1967 en VII RNMS Guadalajara de la SMMS, 1974). La falla encontrada presentaba una forma de tipo concoidal (fig. 6.33).

El análisis de estabilidad de la ladera, consideró el deslizamiento a largo plazo. El criterio aplicado para determinar los parámetros de resistencia al corte fue el de

Skempton, en el que la estabilidad depende de la resistencia al corte residual, con base en la siguiente expresión:

$$S_r = \sigma' \tan \phi_r'$$

donde: S_r es la resistencia al corte residual, σ' es el esfuerzo normal efectivo, y ϕ_r' es el ángulo de resistencia residual al esfuerzo cortante.

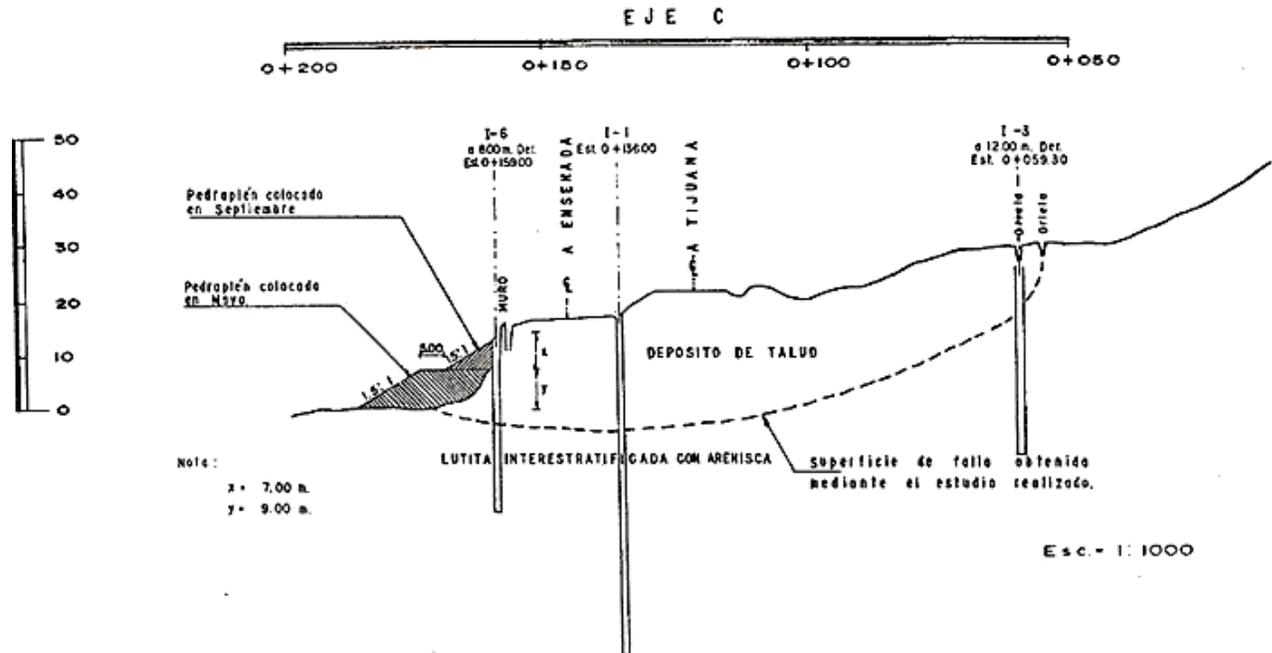


Figura 6.33 Estudio del deslizamiento en forma concoidal en el km.12+300 de la autopista Tijuana-Ensenada (Rico, 1967).

Para deducir las condiciones de resistencia al corte medio a lo largo de la superficie de deslizamiento, se aceptó dicho criterio, además de considerar que el factor de seguridad inicial es igual a la unidad. El valor de ϕ_r' presentaba valores entre 7.1° y 15.9° .

La solución adoptada por Rico et al, 1967, para estabilizar la ladera, consistió en colocar un primer pedraplén al pie del talud (considerando el embate del oleaje), con una altura de 9.0 m y una pendiente de 1.5:1 en la cara de la berma, para aumentar la fuerza resistente y disminuir la fuerza motora, garantizando un aumento al factor de seguridad. Su resultado fue un FS inestable; por lo cual, colocó un segundo pedraplén en forma triangular con una altura de 7.0 m y una pendiente de 1.5:1, con lo cual obtuvo dentro de su análisis un coeficiente de seguridad de $FS=1.2$.

En este trabajo, se llevo a cabo un análisis de estabilidad, empleando el programa de computo GeoStudio, con el objeto de encontrar la superficie de falla del deslizamiento del km.12+300 de la autopista Tijuana-Ensenada y determinar el factor de seguridad, mediante los métodos de análisis que considera el programa de cómputo (Fellenius o Ordinario, Bishop, Janbu y Morgenstern-Price). En dicho análisis únicamente se considero el perfil topográfico sin la superficie de falla de la figura 6.33, los rangos de los parámetros mecánicos obtenidos de los estudios realizados en sitio y la geometría de las bermas colocadas al pie de la ladera.

Los parámetros mecánicos que se estimaron en este trabajo son: peso volumétrico total natural de terreno de $\gamma_t = 19.61kN/m^3$, conformado por lutitas interestratificadas con areniscas e intercalaciones de conglomerados (obtenido de valores estimados para lutitas y areniscas), cohesión $c'=0$ kPa, ángulo de fricción interna residual promedio $\phi_r'=11.10^\circ$ y peso volumétrico del pedraplen $\gamma_r = 25.49kN/m^3$ (obtenida de valores aproximados para el basalto).

1. Análisis.

Se consideraron 80 dovelas. El programa de cómputo genera diferentes trazos de superficies de fallas, por lo cual, se tomó aquella que consideró entre su rango de falla, a las grietas de tensión en la corona (con base al perfil topográfico) y la parte baja del pie de la ladera. En este caso, la superficie de falla que cumple dicho rango es la que se muestra en la figura 6.34, con factores de seguridad de:

Tabla 6.8 Resultados del análisis.

Método de análisis	Factor de seguridad mínimo
Fellenius (Ordinario)	1.102
Bishop	1.197
Janbu	1.088
Morgenstern-Price	1.196

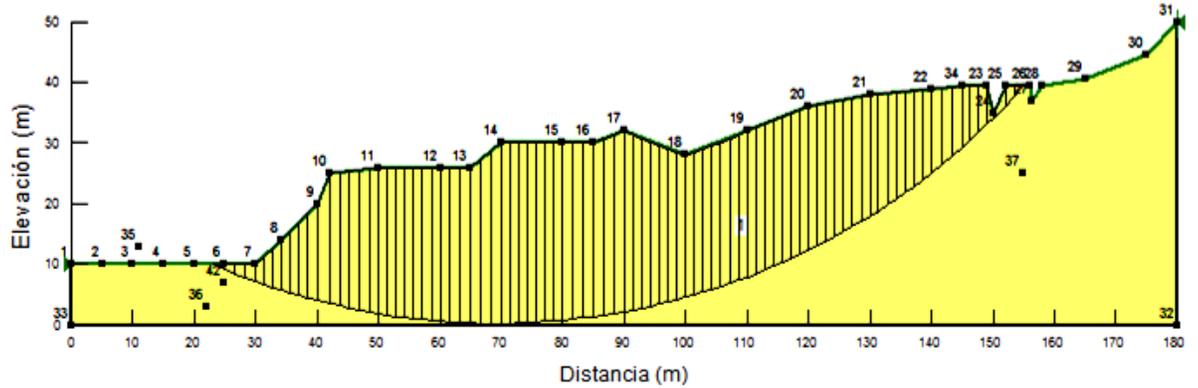


Figura 6.34 Generación de la superficie de falla con el programa GeoStudio en el km.12+300.

Los valores del FS, obtenidos con los diferentes métodos del programa de cómputo (tabla 6.8), indican la inestabilidad de la ladera, por ser valores menores a 1.5.

Al introducir dentro del programa de cómputo, la geometría y el peso del pedraplen; colocándose la primera berma al pie de la ladera con la geometría antes descrita (fig. 6.35). Se obtienen los siguientes factores de seguridad, que indican un incremento del factor de seguridad:

Tabla 6.9 Resultados del análisis, colocándose un primer pedraplen.

Método de análisis	Factor de seguridad mínimo
Fellenius (Ordinario)	1.300
Bishop	1.425
Janbu	1.284
Morgenstern-Price	1.423

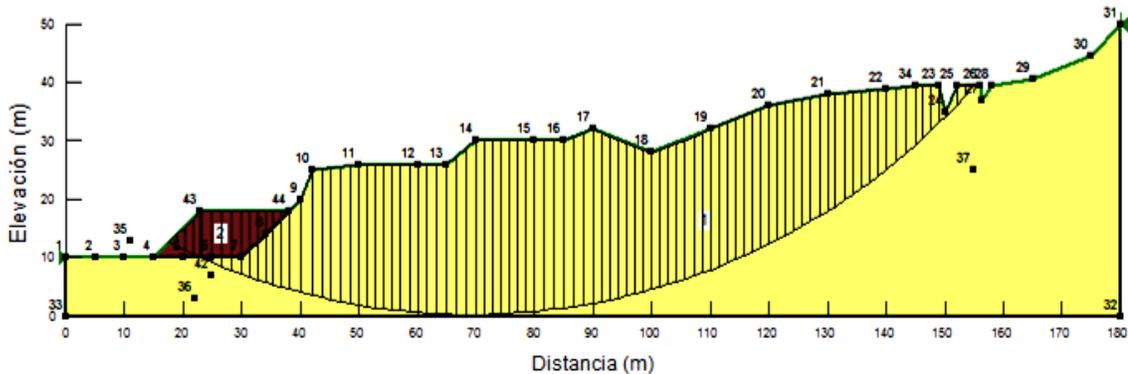


Figura 6.35 Colocación de primer berma dentro del análisis.

Al aumentar el área de la berma en su parte superior en forma triangular, con las dimensiones antes citadas, se obtienen los siguientes factores de seguridad (fig. 6.36):

Tabla 6.10 Resultados del análisis, colocándose el segundo pedraplen.

Método de análisis	Factor de seguridad mínimo
Fellenius (Ordinario)	1.365
Bishop	1.498
Janbu	1.345
Morgenstern-Price	1.496

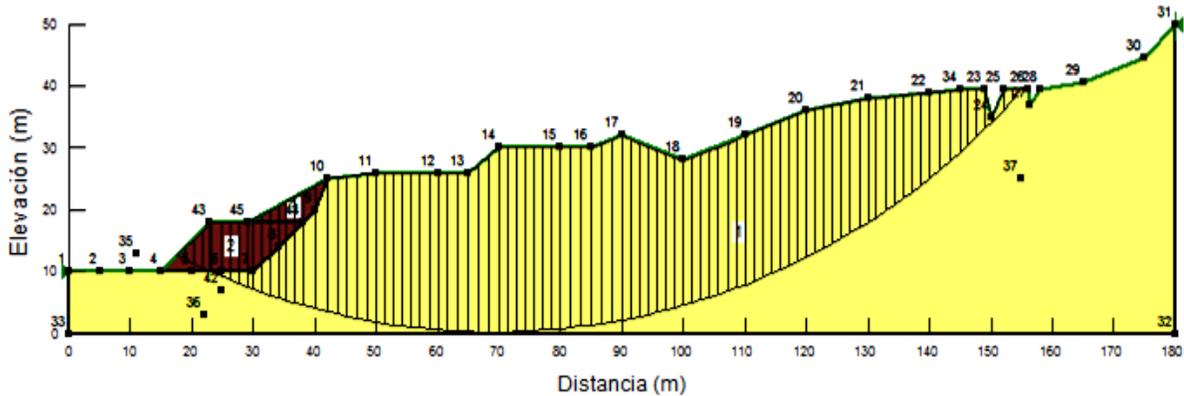


Figura 6.36 Colocación del segundo berma (pedraplen) dentro del análisis de estabilidad.

Los valores del FS, obtenidos al incrementar la geometría de la berma (tabla 6.10), indican el incremento de la estabilidad, con valores próximos a 1.5.

En este trabajo, con objeto de aumentar el factor de seguridad, se colocó un tercer berma con la finalidad de incrementó el área de la berma para obtener valores mayores a 1.5, que garanticen la estabilidad de la ladera (fig. 6.37). Los factores de seguridad obtenidos son:

Tabla 6.11 Resultados del análisis con un tercer berma (pedraplen).

Método de análisis	Factor de seguridad mínimo (FS)
Fellenius (Ordinario)	1.412
Bishop	1.551
Janbu	1.389
Morgenstern-Price	1.549

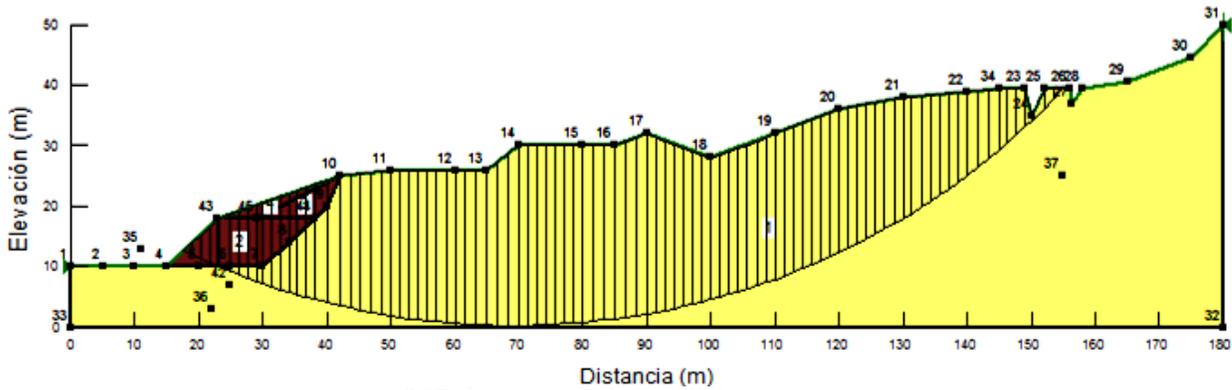


Figura 6.37 Superficie de falla, colocándose una tercera berma.

2. Resultados.

Los resultados obtenidos con el programa GeoStudio, representan la variación de los valores del factor de seguridad, el cual tiende a incrementarse cuando se coloca un berma, generando un contrapeso al pie del talud, que a su vez tiende a garantizar un incremento del FS cada vez que se aumenta el área de la berma.

En este ejemplo, la superficie de falla de forma circular crítica determinada con el programa de GeoStudio, es similar con la superficie de falla concoidal que fue determinada en campo mediante inclinómetros y sondeos de penetración estándar.

La diferencia de los resultados obtenidos por medio del programa de cómputo, se deben al trazo de la superficie de falla de forma circular que es mayor al de la forma concoidal, a los parámetros mecánicos estimados y a los métodos de análisis que considera el programa. Además, las grietas de tensión presentes en el perfil topográfico del terreno, dan la pauta para general la superficie de falla circular y aproximarse el tipo de falla que se presentó en campo.

6.10 Ejemplo 7. Taludes de presa.

Empleando el programa de cómputo GeoStudio, se llevó a cabo el análisis de los taludes aguas arriba y aguas abajo de una presa de tierra idealizada como homogénea

y sin drenaje interno (filtros). Se considera dentro del análisis, que los instantes críticos para el talud aguas arriba son el correspondiente al final de la construcción y a un vaciado rápido, mientras que los instantes críticos para el talud aguas abajo se producen al final de la construcción y bajo el flujo establecido una vez lleno el embalse.

Los parámetros mecánicos que intervienen en el análisis, son: el peso volumétrico del suelo $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$, cohesión de $c' = 16 \text{ kPa}$ y ángulo de fricción interna $\phi' = 28^\circ$. El peso del agua de $\gamma_w = 9.807 \text{ kN/m}^3$. Se resolvió con base a los métodos de análisis que contiene el programa de cómputo, como son: ordinario (de Fellenius), simplificado de Bishop, simplificado de Janbu y de Morgenstern-Price.

1. Geometría de la presa idealizada.

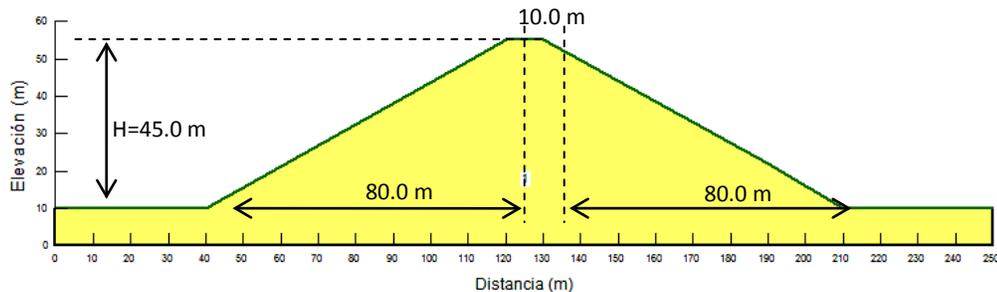


Figura 6.38 Geometría de la presa.

2. Análisis de los taludes.

Durante el proceso constructivo de la presa se aumentan los esfuerzos efectivos sobre la superficie de deslizamiento potencial. Asimismo, aumentan las presiones intersticiales ya que el suelo colocado va siendo cargado al superponer capas sucesivas. Después de terminar la obra, las sobrepresiones intersticiales comienzan a disiparse, volviendo a aumentar nuevamente al llenarse el embalse.

La figura 6.39 representa el círculo crítico del deslizamiento potencial del talud aguas arriba al final de la construcción, donde se muestra que la estabilidad del talud tiene un valor de $FS = 1.342$, obtenido por el método de análisis de Morgenstern-Price. Este factor de seguridad será el mismo para el talud aguas abajo, por ser construida en forma conjunta los dos taludes de la presa.

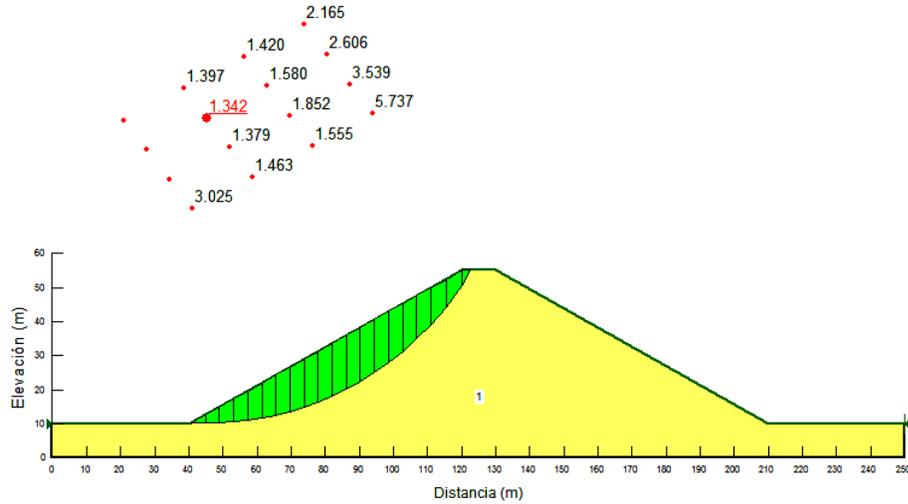


Figura 6.39 Geometría de la presa y estabilidad de los taludes.

Los resultados obtenidos del FS al final de la construcción con otros métodos de análisis, indicando la estabilidad de los taludes aguas arriba y aguas abajo de la presa (por ser simétrica). Y son:

Tabla 6.12 Resultados del análisis de los taludes.

Método de análisis	Factor de seguridad mínimo (FS). Aguas arriba	
	Equilibrio por Σ de momentos	Equilibrio por Σ de fuerzas
Fellenius (Ordinario)	1,266	---
Bishop	1.345	---
Janbu	---	1.254
Morgenstern-Price	1.342	1.342

La estabilidad del talud aguas arriba con el embalse lleno, proponiéndose un tirante de agua de 40.0 m, se muestra en la figura 6.40.

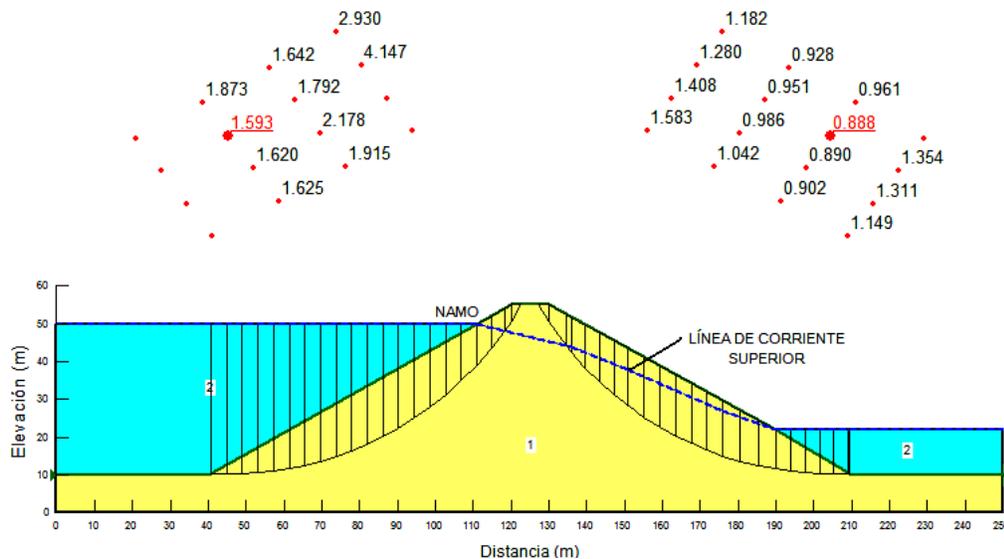


Figura 6.40 Superficie de falla talud aguas arriba y talud aguas abajo.

La estabilidad con el embalse lleno no es una condición crítica; sin embargo, se considera este caso para poder compararlo con el valor del factor de seguridad más crítico que se obtiene durante el vaciado rápido, además de que permitirá trazar la línea de corriente superior aguas abajo, que a su vez representa un estado crítico para el talud de esta cara, permitiendo determinar su factor de seguridad.

Tabla 6.13 Resultados del análisis de los taludes aguas arriba y aguas debajo de la presa.

Método de análisis	FS mínimo aguas arriba		FS mínimo aguas abajo	
	Equilibrio de Σ de momentos	Equilibrio de Σ de fuerzas	Equilibrio de Σ de momentos	Equilibrio de Σ de fuerzas
Fellenius (Ordinario)	0.257	---	0.778	---
Bishop	1.594	---	0.883	---
Janbu	---	1.434	---	0.815
Morgenstern-Price	1.593	1.589	0.888	0.891

Estos resultados representan un aumento del factor de seguridad del talud aguas arriba y la falla del talud de aguas abajo. Donde el llenado del talud hace disminuir los esfuerzos efectivos en el talud aguas arriba debido al efecto favorable de la presión del agua sobre el talud, en el que la resistencia del suelo se verá afectada principalmente por la generación de la presión intersticial, pero a su vez, el agua embalsada ejerce sobre la superficie de la ladera una fuerza estabilizadora que se opone al deslizamiento, generando con ello que el factor de seguridad tienda a aumentar.

La disminución del factor de seguridad del talud aguas abajo, se debe al flujo del agua a través del talud y a la falta de filtros en la misma. En este ejemplo, por tratarse de una presa homogénea sin drenaje interno, el paso del agua por el suelo de la presa, genera en el talud de aguas abajo una línea de corriente superior, donde el gradiente es constante en toda la sección vertical según Dupuit (1863), que a su vez puede generar gradualmente al pie del talud erosión y socavación de la presa; debido a que el agua que brota, arrastra partículas de suelo con ella. Esta situación produciría una inestabilidad local en tal punto, y a su vez falla general de la presa, para evitar la falla de la misma, se requiere colocar

filtros que permitan conducir el agua y descender la posición de la línea de saturación.

De forma aproximada, la consecuencia de un vaciado rápido puede dividirse en dos fases:

1. Cuando el tiempo de vaciado es mucho menor que el tiempo en el que pueden producirse ajustes por consolidación del suelo en el talud, las presiones intersticiales inmediatamente después del vaciado serán iguales a las presiones intersticiales debido a la variación de la carga de agua sobre el talud. Con el tiempo se producirán ajustes por consolidación del suelo, pero las presiones intersticiales aún se mantendrán altas hasta que el agua en exceso sea drenada del talud y se alcance un nuevo equilibrio correspondiente al nivel inferior del agua en contacto con el talud.
2. Determinación de las presiones intersticiales mediante una red de flujo. Estas redes representan las condiciones de flujo y de presión intersticial en un instante determinado. Al transcurrir el tiempo, el nivel freático desciende y para un cálculo completo, es necesario trazar una serie de redes de flujo intermedias; sin embargo, generalmente suele ser crítico el estado inmediatamente después del vaciado y basta con trazar la red de flujo correspondiente a ese instante.

La figura 6.41, representa el vaciado rápido que da lugar a un descenso repentino del nivel del agua en contacto con el talud.

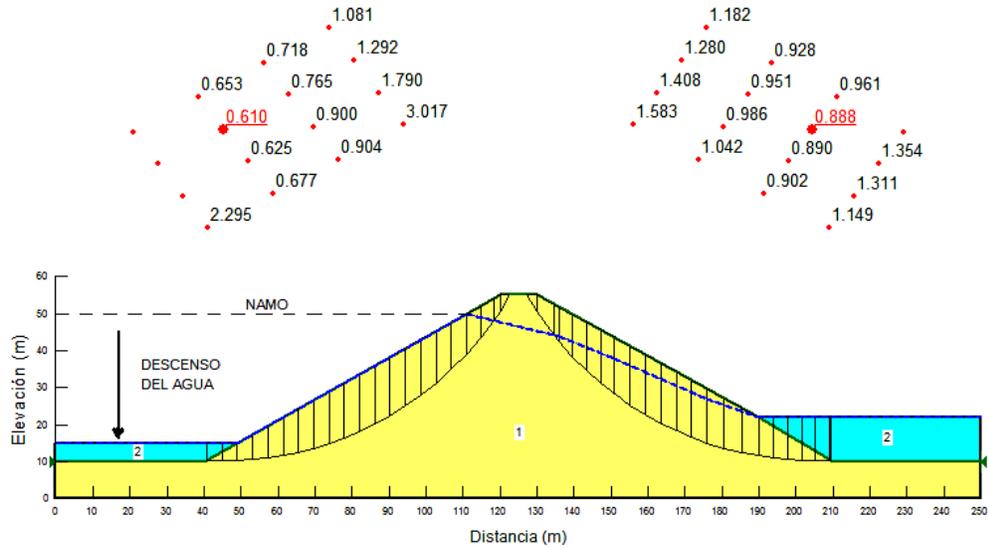


Figura 6.41 Superficie de falla crítica por vaciado rápido.

El talud de aguas arriba de la presa de tierra, al igual que los taludes naturales adyacentes a un embalse, sufre este fenómeno cuando se hace descender repentinamente el nivel del embalse. El vaciado rápido también se produce cuando el nivel de un río desciende después de una crecida o cuando el nivel del mar baja a continuación de una marea tormentosa. Aunque las presiones intersticiales en un talud se pueden ajustar inmediatamente al nivel de agua descendente, puede producirse elevadas presiones intersticiales en un talud como consecuencia de un vaciado rápido (Morgenstern, 1963)

En la figura 6.40, se representa el círculo crítico del deslizamiento potencial del talud aguas arriba al generarse un vaciado rápido de la presa, donde se muestra que la inestabilidad del talud tiene un valor de $FS=0.610$ por el método de análisis de Morgenstern-Price. Los factores de seguridad que se obtiene con otros métodos de análisis son:

Tabla 6.14 Resultados del análisis de los taludes.

Método de análisis	FS mínimo. Aguas arriba		FS mínimo. Aguas abajo	
	Equilibrio por \sum de momentos	Equilibrio por \sum de fuerzas	Equilibrio por \sum de momentos	Equilibrio por \sum de fuerzas
Fellenius (Ordinario)	0.490	---	0.778	---
Bishop	0.593	---	0.883	---
Janbu	---	0.547	---	0.815
Morgenstern-Price	0.610	0.609	0.888	0.891

3. Resultados.

En forma general los resultados que se obtienen por el método de análisis de Morgenstern-Price en los instantes críticos para el talud aguas arriba corresponden al final de la construcción con un $FS=1.342$ y a un vaciado rápido con un $FS=0.610$, que determina una inestabilidad del talud en esta condición.

Los instantes críticos para el talud aguas abajo se producen al final de la construcción con un $FS=1.342$ y bajo el flujo establecido una vez lleno el embalse con un $FS=0.891$, lo cual determina una inestabilidad del talud debido a la falta de filtros que permitan descender la posición de la línea de saturación.

Capítulo 7

CONCLUSIONES

- 1) Se hace notar en este trabajo que los tipos de fallas que se generan en laderas y taludes se deben por factores condicionantes y desencadenantes, que modifican las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno, disminuyendo el esfuerzo cortante e incrementando los esfuerzos actuantes, haciendo cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo o roca.
- 2) Se establece que la estabilidad de una ladera o talud se ve afectada por agentes principales como son la modificación de su topografía, condiciones de flujo de agua, pérdida de resistencia, cambios en el estado de esfuerzos, intemperismo y sismicidad.
- 3) Se puntualiza que las superficies de fallas generadas en suelos, están en función del tipo de material que lo integra. Donde, para materiales granulares son: planas, poligonales, semi-circulares y traslacionales. Y en materiales cohesivos: generalmente son circulares, donde la superficie rotacional está limitada por estratos resistentes.
- 4) Se asienta que los tipos de fallas presentes en macizos rocosos están condicionadas por el grado de fracturamiento, la orientación y la distribución de sus discontinuidades, siendo estas las que definan su estabilidad en función de sus parámetros de resistencia.

- 5) Se precisa que los deslizamientos incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de fallas, donde un proceso activo se convierte en otro a medida que progresa el fenómeno de degradación y desintegración. Es así como una inclinación puede terminar en caído o un deslizamiento en un flujo.
- 6) Se hace notar que en forma general las obras de ingeniería, como son: construcción de presas, trazo de líneas de carreteras, de ferrocarriles, excavaciones, cortes, terraplenes, voladuras, entre otras; modifican en las laderas y taludes las condiciones de los estados de esfuerzo-deformación, sus propiedades geotécnicas e hidráulica, generando relajación de los esfuerzos de confinamiento y exposición al medio ambiente. Por lo cual, se requiere que dentro de la planeación, el diseño y la construcción de las mismas, se realicen análisis de estabilidad.
- 7) Se precisa que para llevar a cabo una investigación de estabilidad de una ladera o talud se requiere de cuidadosos estudios de campo y de laboratorio que permitan obtener las propiedades mecánicas necesarias para el análisis de su estabilidad, y que estas sean obtenidas con base a las condiciones reales observadas y presentes en el terreno.
- 8) Se determina que el uso de instrumentación geotécnica, permite establecer el comportamiento y las características que presenta el terreno en laderas y taludes, frente a cargas, movimientos, empujes y demás acciones tanto naturales como inducidas por obras de ingeniería. Permitiendo medir su evolución, proporcionando a su vez datos que sirven en el análisis de estabilidad de las mismas.
- 9) Se puntualiza en este trabajo que actualmente, el uso de programas de cómputo comerciales permite analizar un sinnúmero de superficies de falla y de estas seleccionar la crítica. Esto proporciona, una gran ventaja al ingeniero. Sin embargo, es un arma de doble filo. Por un lado, la capacidad de hacer multitud de cálculos produce una sensación de seguridad porque se pueden plantear infinidad de casos y la computadora produce resultados y figuras. Por el otro, si

no se toman en cuenta los factores determinantes en el caso particular bajo estudio, o no se detecta alguno de ellos, o no se hace la modelación adecuada, no importa cuántas superficies de falla se analicen, el resultado va a ser erróneo.

- 10) Se fija en este trabajo, que en forma general, al conocer los parámetros mecánicos existentes en el área de estudio y al emplear un programa de cómputo en su análisis de estabilidad. Se debe primeramente determinar las acciones actuantes que tienen a general la falla y las fuerzas o momentos resistentes que tienden a evitarla; segundo, encontrar la superficie de falla crítica, y tercero, establecer el factor de seguridad más seguro (donde influya su diseño, costo y construcción) con base a la relación entre las fuerzas o momentos resistentes y las fuerzas o momentos actuantes.
- 11) En este trabajo se ha demostrado que el estado de la práctica de la ingeniería permite predecir si un talud puede o no fallar. Sin embargo, para hacer esta predicción de manera correcta es necesario conocer la superficie de falla, las propiedades del material del talud o ladera, las fluctuaciones del nivel freático, e identificar las acciones externas que pueden incrementar a las fuerzas motoras.
- 12) En la elaboración de este trabajo, se manifiesta que los resultados obtenidos de un análisis de estabilidad por medio de programas de computadora deben ser revisados cuidadosamente y comparados con algún análisis numérico, para confrontar los valores y determinar los probables errores durante el cálculo. Asimismo, se deben de interpretar con base en el juicio basado en el conocimiento del tema y a la experiencia. El ingeniero geotecnista debe entender generalmente a fondo la estabilidad del talud o ladera para reconocer resultados potencialmente erróneos.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. Alemán V. J. D., *El deslizamiento de Juan de Grijalva, Chis., desde una perspectiva Geotécnica*, Homenaje Póstumo Ing. Jesús Alberro, 2009.
2. Carlos V. V. C., *Zonificación de peligros por inestabilidad de taludes en la sierra de Guadalupe y propuesta geotécnica de mitigación*. Tesis UNAM posgrado. 2004.
3. Centro Nacional de Prevención de Desastres, *Inestabilidad de laderas*, Secretaría de Gobernación, Serie Fascículos, 2001.
4. Cornforth D. H., *Landslides in practice*, John Wiley y Sons, 2005.
5. Duncan J. M., *Slope Stability Analysis*, Notes for Program on Recent Developments in the Design, Construction and Performance of Embankment Dams, University of California, Berkeley, 1977.
6. Duncan J. M. y Buchignani A. L., *An Engineering Manual for Slope Stability Studies*, Department of Civil Engineering, University of California, 1975.
7. Duncan J. M. y Wright S. G., *Sol Strength and Slope Stability*, John Wiley y Sons, 2005.
8. Dunnicliff J., *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, John Wiley y Sons, 1988.
9. Engineer Manual, *Slope Stability*, US Army Corps of Engineers, 2003.

10. Giani G. P., *Rock Slope Stability Analysis*, A. A. Balkema, 1992.
11. Goodman E. R., *Introduction to Rock Mechanics*, John Wiley y Sons, 1989.
12. González de Vallejo L. I., Ferrer M., Ortuño L, Oteo C., *Ingeniería Geológica*, Editorial Person Prentice Hall, 2004.
13. Herrera C. S. R., *Importancia de la ingeniería geológica en el desarrollo actual de las vías terrestres en México*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Guadalajara, Volumen especial, 2008.
14. Hoek E. and Bray J., *Rock Slope Engineering*, The institution of mining and metallurgy, Revised third, 1981.
15. Hunt E. R., *Characteristics of Geologic Materials and Formations a field guide for Geotechnical Engineers*, Taylor y Francis, 2007.
16. Hunt, E. R., *Geotechnical Investigation Methods a field guide for Geotechnical Engineers*, Taylor y Francis, 2007.
17. Krahn J., *Stability modeling with Slope/W*, Geo-Slope/W international, 2004.
18. Lambe W.T. y Robert V. Whitman V. R., *Mecánica de suelos*, Instituto tecnológico de Massachusetts, Limusa, 2005.
19. Noriega R. I., *Deslizamientos de laderas ocasionados por lluvias intensas*, Tesis UNAM posgrado, 2005.
20. Norma ASTM D 2487-00, *Standard Practice for Clasification of Soils for Enginneering Purposes* (Unifiel Soil Classsification System).
21. Norma ASTM D2488-90. *Descripción e identificación manual y visual de suelos*.
22. Norma ASTM D 4318-00, *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*.

23. Programa de cómputo GeoStudio, versión estudiantil, 2004.
24. Programa de cómputo GEO5, Geotechnical software suite, versión 5.9.
25. Rico, R. A. Del Castillo, H., *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*, México, Limusa Volumen 1, 1988.
26. Ruiz V. M. y González H. S., *Geología Aplicada a la ingeniería Civil*, Limusa, 2002.
27. Simons N., Menzies B. and Matthews M., *A short course in Soil and Rock Slope Engineering*, Thomas Telford, 2001.
28. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, *VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Guadalajara*, Tema IV Caminos y Aeropuertos, Carretera Tijuana-Ensenada. 1974.
29. Sowers G. D. and Sowers G. F., *Introductory Soil Mechanics and Foundations Geotechnical Engineering*, Macmillan Publishing, 1979.
30. Suárez D. J., *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*, Instituto de investigaciones sobre erosión y deslizamientos, 1998.
31. Tarbuck J. E., Lutgens K. F., *Ciencias de la tierra*, Person Prentice Hall, 2005.