



# UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



**Facultad de Ingeniería Civil**

**Maestría en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres**

**División de Estudios de Posgrado**

## **“Análisis de los parámetros de esfuerzo cortante de núcleos de roca ignimbrítica de la zona de Morelia, Michoacán”**

**T E S Í S**

**Que para obtener el título de:**

**Maestra en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres**

**Presenta**

**Ing. Marsella Gissel Rodríguez Servín**

**Asesor**

**Dr. José Eleazar Arreygue Rocha**

**Morelia, Mich., febrero 2022**

## AGRADECIMIENTOS

---

*A mis padres:*

*Les agradezco por su entero amor, paciencia y apoyo incondicional para brindarme la mejor educación posible que me permitiera salir a delante por mí misma. Por eso y mucho más siempre estaré agradecida y estarán en mi corazón y serán partícipes de muchos más logros de mi vida.*

*A Emma y José Manuel:*

*Agradezco que hayan sido mi apoyo más cercano y la motivación de todos los días, no solo para lograr esta meta en mi vida, sino para cualquier meta, ustedes están y seguirán estando en mi corazón y seguirán siendo esa razón más importante para aferrarme a la vida.*

*A mi asesor:*

*Le agradezco infinitamente al Dr. José Eleazar Arreygue Rocha el apoyo, la confianza y los ánimos brindados en todo momento, sin mencionar las enseñanzas aprendidas y la paciencia para la disolución de cada una de mis dudas surgidas durante la investigación.*

*A la MITRVT:*

*Por haberme permitido ampliar mis conocimientos, gracias al excelente cuerpo académico de profesores que comparten sus enseñanzas y su experiencia para tener las herramientas necesarias al enfrentarnos a los retos de la ingeniería en la práctica profesional. Sin mencionar, agradecer la sinceridad y amistad brindada.*

*A CONACyT:*

*Por el apoyo brindado en estos dos años durante el programa de estudios.*

*Amigos y compañeros:*

*Le agradezco a cada uno de los buenos amigos y compañeros que me brindaron su apoyo en clases, en laboratorio durante este proceso de investigación.*

## RESUMEN

---

La resistencia de un macizo rocoso está principalmente relacionada con el comportamiento mecánico de las discontinuidades contenidas en él. Al momento de analizar o diseñar taludes o túneles en roca, deberá tenerse en consideración dicho comportamiento, el cual está regido por el esfuerzo cortante que se genera entre las paredes. A su vez, el esfuerzo cortante está definido por los parámetros de cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción ( $\phi$ ). Obtener dichos parámetros requiere principalmente de una prueba de corte directo para este estudio. La cual consiste en la encapsulación de una discontinuidad donde se aplica un esfuerzo de corte y un esfuerzo normal, mientras una de las paredes de la discontinuidad se moviliza sobre la otra.

Esta investigación, se centró en la obtención de los parámetros de corte ( $c$ ,  $\phi$ ) mediante la prueba de corte directo a discontinuidades naturales de roca ignimbrítica de la zona sur de la ciudad de Morelia. Para lo cual se tomaron las metodologías de prueba propuestas por organismos nacionales e internacionales (CFE, ISRM y ASTM). La prueba de corte se realizó a siete discontinuidades en condiciones de CNL (Constant Normal Stiffness) y aplicando métodos fotogramétricos en su etapa de caracterización para analizar la correlación con los métodos convencionales.

En el análisis y tratamiento de los resultados de la prueba se obtuvieron valores de “ $c$ ” que oscila entre 0.08 a 0.31 MPa y de  $16^\circ$  a  $34^\circ$  para “ $\phi$ ”. Estos se compararon con ignimbritas de diversas partes del mundo. Los valores obtenidos se aplicaron a un caso práctico en el que mediante modelación con elementos finitos se revisó la estabilidad de un talud de la ciudad de Morelia. La modelación se realizó con Dips, RocData y Slide2 de la paquetería de RocScience®. Con Dips, se encontró el número de familias y el tipo de movimiento que pudiera presentarse. Por su parte RocData, permitió: a) obtener un conjunto de parámetros de corte generados a partir de las envolventes de falla obtenidas con la prueba de corte directo, b) obtener parámetros geotécnicos del macizo rocoso (GSI, D y m). En Slide2 se realizó la modelación ante diversos escenarios, solo estratigrafía, influencia de discontinuidades, flujo estacionario y efecto sísmico. Cada modelo se realizó considerando los parámetros de corte obtenidos en laboratorio y RocData, aplicando 3 métodos de cálculo (Bishop, Spencer y Morgenstern-Price) para la obtención de los Factores de Seguridad y compararlos entre sí.

**Palabras clave:** Discontinuidad, Corte directo, Cohesión, Ángulo de fricción, Ignimbrita, Modelación.

## ABSTRACT

---

The resistance of a rock mass is mainly related to the mechanical behavior of the discontinuities contained in it. When analyzing or designing rock slopes or tunnels, this behavior must be taken into consideration, which is governed by the shear stress generated between the walls. In turn, the shear stress is defined by the cohesion ( $c$ ) and friction angle ( $\phi$ ) parameters. Obtaining these parameters mainly requires a direct shear test for this study. Which consists of the encapsulation of a discontinuity where a shear stress and a normal stress are applied, while one of the walls of the discontinuity moves on the other.

This research focused on obtaining the shear parameters ( $c$ ,  $\phi$ ) through the direct shear test to natural discontinuities of ignimbritic rock in the southern area of the city of Morelia. For which the test methodologies proposed by national and international organizations (CFE, ISRM and ASTM) were taken. The shear test was performed at seven discontinuities under CNL (Constant Normal Stiffness) conditions and applying photogrammetric methods in its characterization stage to analyze the correlation with conventional methods.

In the analysis and treatment of the test results, values of " $c$ " ranging from 0.08 to 0.31 MPa and from  $16^\circ$  to  $34^\circ$  for " $\phi$ " were obtained. These were compared with ignimbrites from various parts of the world. The values obtained were applied to a practical case in which the stability of a slope in the city of Morelia was checked using finite element modeling. The modeling was carried out with Dips, RocData and Slide2 from the RocScience® package. With Dips, the number of families and the type of movement that could occur were found. For its part, RocData allowed: a) to obtain a set of shear parameters generated from the failure involutes obtained with the direct shear test, b) to obtain geotechnical parameters of the rock mass (GSI, D and m). In Slide2, the modeling was carried out under various scenarios, only stratigraphy, influence of discontinuities, steady flow and seismic effect. Each model was made considering the cutting parameters obtained in the laboratory and RocData, applying 3 calculation methods (Bishop, Spencer and Morgenstern-Price) to obtain the Safety Factors and compare them with each other.

## CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS .....	1
RESUMEN.....	2
ABSTRACT .....	3
CONTENIDO.....	4
1. INTRODUCCIÓN .....	7
1.1 JUSTIFICACIÓN Y OBJETIVOS .....	9
1.1.1 Objetivos generales.....	9
1.1.2 Objetivos particulares .....	9
2. MARCO TEÓRICO.....	10
2.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES .....	10
2.1.1 Tipos de discontinuidades .....	10
2.1.2 Características geomecánicas .....	12
2.2 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS DISCONTINUIDADES.....	17
2.2.1 Discontinuidades planas .....	17
2.2.2 Discontinuidades dentadas .....	18
2.2.3 Discontinuidades rugosas .....	19
2.3 CRITERIOS DE ROTURA .....	21
2.3.1 Criterio de rotura de Mohr – Coulomb.....	21
2.3.2 Criterio de rotura de Hoek – Brown .....	23
2.3.3 Criterio de rotura de Hoek y Brown generalizado.....	25
2.4 TIPOS DE ROTURA .....	27
2.4.1 Rotura plana.....	28
2.4.2 Rotura en cuña.....	28
2.4.3 Rotura por vuelco .....	30
2.5 PRUEBAS DE LABORATORIO PARA PARÁMETROS DE CORTE.....	31
2.5.1 Prueba de corte directo.....	31

2.5.2 Prueba triaxial .....	32
3. ESTADO DEL ARTE .....	33
3.1 IMPORTANCIA DE LA CARACTERIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES .....	33
3.2 METODOLOGÍAS DE PRUEBA .....	34
3.3 EL ESTUDIO DE LA IGNIMBRITA .....	36
3.4 CASOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES CON ELEMENOS FINITOS.....	38
4. METODOLOGÍA .....	40
4.1 LABORATORIO: ENSAYO DE CORTE DIRECTO.....	40
4.2 ROCSCIENCE®.....	46
4.2.1 Dips .....	46
4.2.2 RocData.....	72
4.2.3 Slide2 .....	79
5. RESULTADOS.....	91
5.1 CASO DE ESTUDIO.....	91
5.2 COLUMNAS LITOLÓGICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	92
5.3 IDENTIFICACIÓN DE DISCONTINUIDADES NATURALES .....	93
5.4 CARACTERIZACIÓN.....	97
5.5 OBTENCIÓN DE ESFUERZOS NORMALES.....	99
5.6 PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS.....	101
5.7 EJECUCIÓN DEL ENSAYO.....	104
5.8 RESULTADOS DE LABORATORIO.....	105
5.8.1 Rugosidad (JRC).....	105
5.8.2 Gráficas esfuerzo-desplazamiento .....	109
5.8.3 Envoltentes de falla.....	113
6. MODELACIÓN .....	118
6.1 FACTOR DE SEGURIDAD .....	118

6.2	MÉTODOS DE CÁLCULO .....	119
6.2.1	Métodos de equilibrio límite.....	120
6.2.2	Métodos numéricos.....	123
6.3	DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TALUD.....	127
6.4	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	134
6.4.1	Parámetros geotécnicos del macizo rocoso con RocData.....	134
6.4.2	Parámetros de corte de discontinuidades con RocData .....	136
6.5	MODELOS CON INFORMACIÓN DE LABORATORIO.....	138
6.5.1	Estratos.....	138
6.5.2	Discontinuidades.....	140
6.5.3	Flujo de agua estacionario .....	142
6.5.4	Sismo.....	146
6.6	MODELOS APLICANDO RocData® .....	150
6.6.1	Discontinuidades .....	150
6.6.2	Flujo de agua estacionario .....	153
6.6.3	Sismo.....	155
6.7	COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	158
7.	DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES .....	159
	REFERENCIAS .....	165
	ANEXOS.....	169

## 1. INTRODUCCIÓN

---

El estudio del terreno, es una de las tareas más importantes dentro de la ingeniería civil, ya que toda obra civil se encuentra cimentada en el suelo.

Particularmente en las vías terrestres y en la mecánica de rocas, el estudio del macizo rocoso circundante de la obra es el primer paso de reconocimiento de campo que nos permitirá proyectar adecuadamente la obra a realizar, o bien corregir obras existentes.

Sin embargo, el macizo rocoso es un medio sumamente complejo que requiere un estudio profundizado de acuerdo a las exigencias solicitadas del proyecto. En principio, el macizo rocoso es un medio formado por un sinnúmero de fallas, discontinuidades o planos de debilidad, sin mencionar la gran diversidad de materiales y propiedades de estos.

Las discontinuidades son planos de falla o debilidad por los cuales se puede presentar una serie de condiciones que cambien el comportamiento del macizo rocoso, por ejemplo, la presencia de agua hace que reduzca la resistencia de las discontinuidades, dado que estas se oxidan con la presencia del oxígeno, además de que el agua lleva consigo material sumamente fino, el cual es incrustado en las discontinuidades modificando el comportamiento mecánico de las mismas. El comportamiento mecánico de las discontinuidades está regido principalmente por el esfuerzo cortante, el cual está definido por dos parámetros  $c$  (cohesión) y  $\phi$  (ángulo de fricción).

En esta investigación para obtener dichos parámetros se recurrió a la aplicación de la prueba de corte directo. Dicha prueba consiste en someter la discontinuidad a un esfuerzo de corte y un esfuerzo normal, mientras una de las paredes de la discontinuidad se desliza sobre una superficie móvil.

Del sondeo 1 del Túnel 1 de la obra vial Ramal Camelinas”, se seleccionaron siete discontinuidades, las cuales fueron caracterizadas con su respectiva área de contacto y perfil de rugosidad para posteriormente aplicar la prueba de corte directo. La caracterización se realizó con dos métodos; métodos fotogramétricos y métodos convencionales (métodos gráficos y peine de Barton) para la obtención del área de contacto y la rugosidad. En esta parte, se logró observar que ambos métodos tienen una muy buena correlación, ya que con el método fotogramétrico se obtuvo una rugosidad a detalle lo cual permitió analizar de mejor manera el cambio de la misma después de aplicada la prueba. Por otra parte, el cálculo del área contacto, el método convencional es menos

preciso ya que este no considera el relieve de la muestra, por lo que el método fotogramétrico tiene mejor precisión.

Posterior a la caracterización se definió las condiciones de la prueba, siguiendo las normativas y procedimientos internacionales (ASTM-D5607, ISRM, CFE). Los cuales algunos de ellos presentan dos condiciones Carga Normal Constante (*Constant Normal Load, CNS*) o a Rigidez Normal Constante (*Constant Normal Stiffness, CNS*).

De las cuales se seleccionó la metodología CNL, ya que esta metodología permite la dilatación de la discontinuidad por lo que su aplicación es enfocada al análisis de taludes; caso contrario para la prueba tipo CNS en la que justamente al mantener la rigidez constante se restringe la dilatación de la discontinuidad, por lo que es principalmente aplicada a túneles u otro tipo de obra subterránea. Por otra parte, el equipo empleado no cuenta con la instrumentación suficiente para aplicar una prueba tipo CNS, dificultando que se pueda lograr mantener constante la rigidez del sistema.

Al definir las condiciones de prueba y el caso de aplicación, se realizó la prueba de corte directo, obteniendo de ella los parámetros de corte ( $c$  y  $\phi$ ) aplicando los criterios de rotura de mecánica de rocas así como su comparación con ignimbritas de diversas partes del mundo.

La parte práctica, se aplicó al análisis de estabilidad de taludes del portal NE del Túnel 1 del “Ramal Camelinas”. Para lo cual se empleó el uso de la paquetería de RocSciences. Dips para analizar las proyecciones estereográficas y tipos de movimientos presentados en el talud de estudio. RocData se empleó para complementar la información geomecánica de la columna litológica del sitio; también se empleó para crear un segundo conjunto de parámetros de corte para tener mayor comparación de resultados tanto en los parámetros de corte como los modelos generados en el análisis de estabilidad. Ya que con Slide, se crearon modelos de análisis de estabilidad en los que se utilizaron diversos métodos de cálculo (Bishop, Spencer y Morgenster-Price) tanto con la información obtenida en laboratorio como la generada en RocData.

El presente documento se dividió en 7 capítulos, de los cuales los capítulos 2 y 3 corresponden al marco teórico y el estado del arte, en los cuales se presentan las bases teóricas de esta investigación e información de diversas investigaciones de diferentes partes del mundo.

El capítulo 4 corresponde a la metodología empleada en esta investigación, el capítulo 5 describe lo realizado en laboratorio, así como los resultados obtenidos, el capítulo 6 describe la modelación desde fundamentos teóricos hasta los modelos generados en esta investigación. Y por último el capítulo 7 describe una breve discusión de algunos resultados importante y las conclusiones de este trabajo.

## 1.1 JUSTIFICACIÓN Y OBJETIVOS

Generalmente los estudios y parámetros obtenidos de pruebas de laboratorio se centran principalmente en la determinación de propiedades geotécnicas de la matriz rocosa, sin considerar las características y comportamiento de las discontinuidades del macizo rocoso. Olvidándose de pruebas como la de corte directo, la cual permite obtener los parámetros de corte, los cuales a su vez permiten elaborar el correcto diseño y revisión de obras como taludes o túneles.

En la práctica profesional al presentarse con un problema de estabilidad de taludes o túneles, en lugar de aplicar pruebas de laboratorio o al menos estimaciones empíricas, se recurre a valores recurrentes y en el caso de la ignimbrita no es la excepción, ya que los valores son escasos en la bibliografía o se consideran valores de otros tipos de rocas como la toba.

### 1.1.1 *Objetivos generales*

Estudiar los parámetros del esfuerzo cortante en discontinuidades de núcleos de roca ignimbrítica de la ciudad de Morelia mediante la prueba de corte directo para ser utilizados en futuros diseños y revisiones de taludes.

### 1.1.2 *Objetivos particulares*

- Realizar la prueba de corte directo para obtener los parámetros de corte ( $c$  y  $\phi$ ) para emplearlos en un caso práctico real de la modelación de un talud.
- Analizar la estabilidad de un talud a través de Slide2 de RocSciences, para conocer si el talud en estudio es estable o inestable ante diferentes escenarios y con diferentes métodos de cálculo.

## 2. MARCO TEÓRICO

En este capítulo, se exponen los fundamentos teóricos más relevantes que se tomarán en cuenta para la etapa de la metodología y resultados de esta investigación.

### 2.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES

Se entiende por discontinuidad a aquella o aquellas superficies o planos de discontinuidad preferente de alteración, meteorización y fractura, permitiendo así el flujo del agua. Por ello las discontinuidades aportan un carácter discontinuo y anisótropo del macizo rocoso, generando la debilidad y deformación del macizo rocoso.

Ante el carácter del macizo rocoso es evidente que el entendimiento del comportamiento mecánico e hidráulico se complique frente a las obras de ingeniería y de acuerdo al tipo de obra, existirán características de las discontinuidades que presenten mayor influencia.

#### 2.1.1 Tipos de discontinuidades

Las discontinuidades se presentan de dos formas, en familias o sistémicas, y singulares. Las primeras se caracterizan por la orientación estadística referida a una orientación media, así como por sus características generales, mientras que las singulares requieren una descripción y tratamiento individualizado ya que pueden tener de acuerdo a sus características mayor influencia en el comportamiento del macizo rocoso que las discontinuidades sistémicas. Tanto las discontinuidades sistémicas y singulares a su vez se pueden subclasificar en planares y singulares, como se ejemplifica en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Subclasificación de discontinuidades. (González de Vallejo, et al., 2002)

Discontinuidades	Sistémicas	Singulares
Planares	Planos de estratificación Planos de laminación Diaclasas o juntas Planos de esquistosidad	Fallas Diques Discordancias
Lineales	Intersección de discontinuidades planares Lineaciones	Ejes de pliegues

De acuerdo a la clasificación de la Tabla 2.1 se describen algunos de ellos de acuerdo a (Gonzales de Vallejo, et al., 2008):

- **Diaclasas o juntas.** Son las que se refieren a superficies de rotura de la roca a favor de las cuales no ha habido deslizamiento o ha sido muy pequeño. Este tipo de discontinuidad son la que tienen mayor ocurrencia en el macizo rocoso y pueden afectar a cualquier tipo de roca y atienden a su origen. Pueden ser diaclasas de origen tectónico asociadas a plegamientos y fallas; diaclasas en rocas ígneas formadas por contracción durante o después del emplazamiento del cuerpo rígido, presentándose en tres familias ortogonales entre sí (P. Ej. disyunción columnar generada por lavas basálticas) y diaclasas de relajación las cuales son debidas a una disminución de la carga litostática y suelen presentarse subparalelamente a la superficie topográfica.
- **Planos de estratificación.** Superficie que separa visiblemente dos capas sucesivas de roca estratificada. Los planos de estratificación frecuentemente indican un cambio en las condiciones de sedimentación y constituyen el límite de cambios de características físicas y mecánicas de los estratos rocosos.
- **Superficies de laminación.** Es la superficie de discontinuidad que da a la roca un aspecto laminar de estratos muy delgados. Puede ser debida a presiones orogénicas o de origen sedimentario.
- **Planos de esquistosidad.** Se presenta esquistosidad cuando el macizo rocoso tiene una estructura de origen tectónico o metamórfico, en láminas. La esquistosidad puede ser de fractura, la cual es debida por múltiples micros fallas o micropliegues- falla muy próximos que se superponen a una deformación continua. La esquistosidad de flujo, se refiere a un fenómeno generado a un aplastamiento que origina un reajuste de la textura de la roca dando lugar a orientación paralela de todos los minerales, recristalizaciones y disoluciones orientadas; resultando así una anisotropía general. La foliación, es una etapa avanzada de la esquistosidad de flujo, cuando al aumento de las condiciones de presión y temperatura aparecen minerales metamórficos; la roca se convierte en una serie de hojas con diferentes minerales entre cada dos planos de anisotropía.

- **Superficies de contacto litológico.** Son los planos singulares de separación entre diferentes litologías de un macizo rocoso. En las rocas ígneas tiene gran importancia, sobre todo en el caso de los diques.
- **Fallas.** Son planos de discontinuidad que se producen cuando el macizo rocoso ha estado sometido a un esfuerzo tectónico que ha sobrepasado su límite de rotura, es decir, cuando las dos secciones separadas por la fractura han sufrido desplazamientos relativos por efecto de esfuerzos cortantes.

### 2.1.2 Características geomecánicas

Las características de las discontinuidades que definen su comportamiento son las siguientes (Fig. 2.1), tomadas por (Hudson & Harrison, 1997):

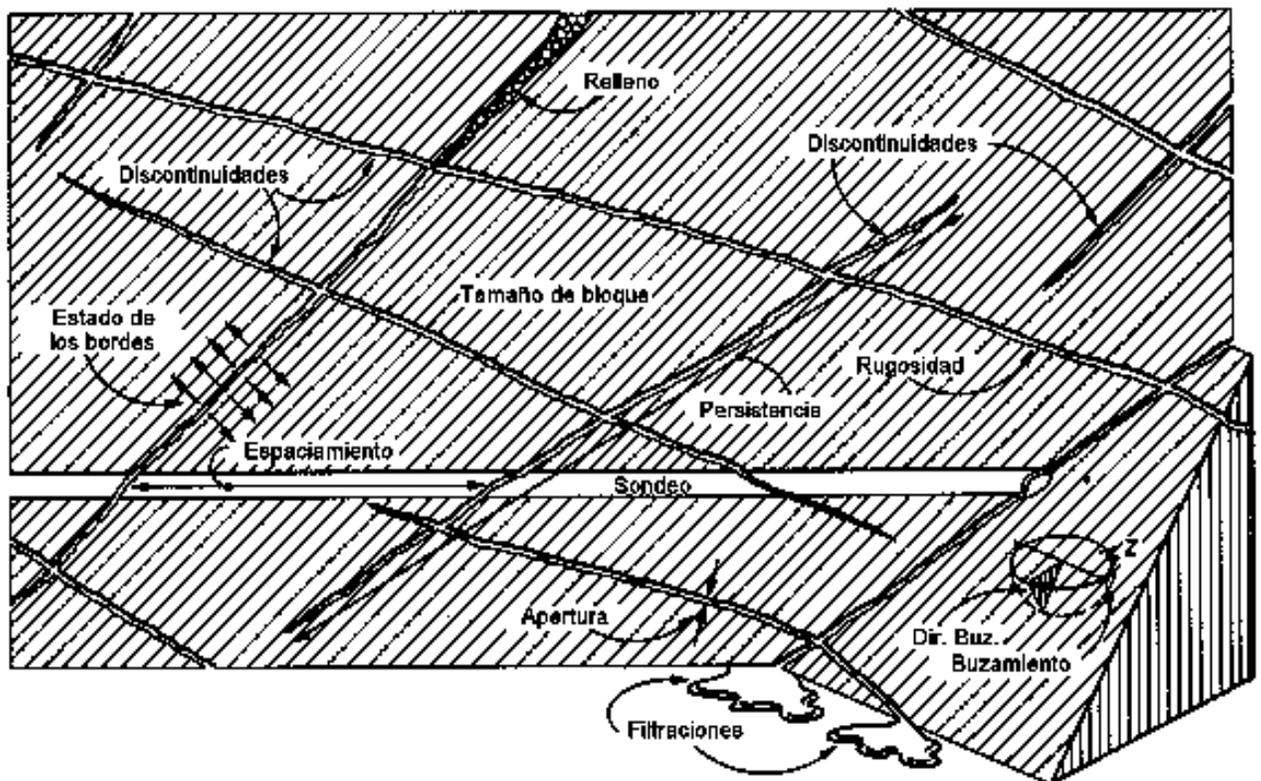


Figura 2.1. Características geométricas de las discontinuidades (Hudson & Harrison, 1997).

- **Orientación.** En una discontinuidad la orientación queda definida por su buzamiento (es el ángulo vertical formado por la discontinuidad y la horizontal) y por su dirección de buzamiento (es el ángulo formado por la proyección del buzamiento de la discontinuidad y la dirección del norte magnético). El dato se obtiene mediante el uso de una brújula de geólogo apoyada sobre la discontinuidad. La orientación de unas discontinuidades con respecto de otras determina la forma de los bloques de roca existentes en el macizo rocoso. Es recomendable medir un número suficiente para definir adecuadamente cada familia. Las mediciones recabadas pueden representarse gráficamente mediante proyección estereográfica, diagramas de roseta, bloques diagrama, y símbolos en mapas geológicos (Fig. 2.2).

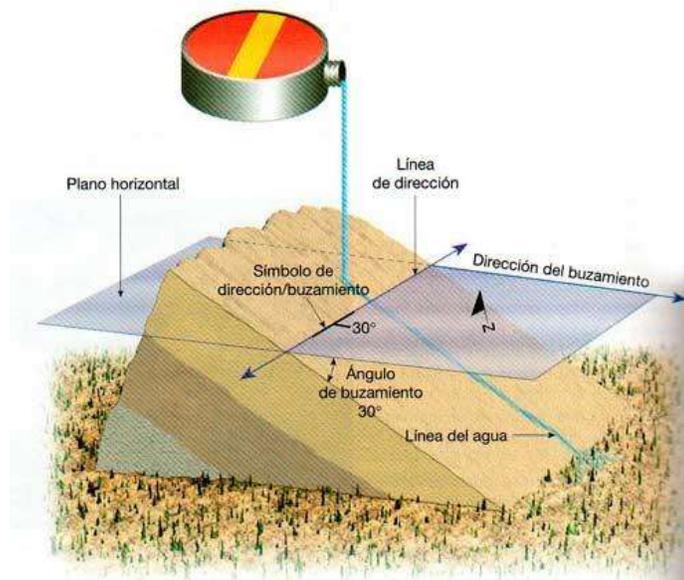


Figura 2.2. Orientación de las discontinuidades

- **Espaciado.** Se denomina espaciado de un sistema o familia de discontinuidades, es decir, un conjunto de discontinuidades subparalelas a la distancia media entre ellas. Tiene una gran influencia en el tamaño de los bloques, así como en la permeabilidad del macizo rocoso. Se mide colocando una cinta métrica perpendicular a las discontinuidades en el afloramiento. El espaciado se describe según la terminología de la ISRM en la Tabla 2.2

Tabla 2.2. Espaciado: terminología ISRM 1981.

Espaciado	Longitud (mm)
Extremadamente cerrado	< 20
Muy cerrado	20 – 60
Cerrado	60 – 200
Moderado	200 – 600
Abierto	600 – 2000
Muy abierto	2000 – 6000
Extremadamente abierto	> 6000

- **Persistencia o continuidad.** Este parámetro se refiere a la extensión o tamaño de las discontinuidades y se cuantifica su longitud en los afloramientos en dirección del rumbo y en la del buzamiento. La medida se realiza con cinta métrica y se deberá considerar las discontinuidades que terminan o no contra otra discontinuidad. La persistencia o continuidad se describe según la terminología de la ISRM en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Persistencia. ISRM 1981.

Persistencia	Longitud (m)
Muy baja	< 1
Baja	1 – 3
Media	3 – 10
Alta	10 – 20
Muy alta	> 20

- **Abertura.** Es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no exista relleno. La abertura se mide con una regla graduada en milímetros. La presencia de variaciones debe tenerse en cuenta ya que la abertura deberá medirse a lo largo de la traza de la discontinuidad. La abertura tiene influencia en la resistencia al corte de la discontinuidad ya que cuando se tienen aberturas muy cerradas se modifican

los esfuerzos efectivos que actúan sobre las paredes. La abertura se describe según la terminología de la ISRM en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Abertura: terminología ISRM 1981

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

- **Relleno.** Se denomina relleno al material que ocupa el espacio entre las paredes de la discontinuidad. Generalmente el espesor del relleno es igual a la abertura. La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad a causa de la existencia de una gran variedad de materiales de relleno con propiedades físicas y mecánicas muy variables.
- **Rugosidad.** Esta propiedad se refiere a las irregularidades de las paredes de la discontinuidad y tiene una gran influencia sobre su resistencia al corte, ya que dichas irregularidades dificultan el movimiento durante los procesos de desplazamiento tangencial por corte a favor de las discontinuidades. Sin embargo, este parámetro emplea otro sentido, donde se hace referencia a la ondulación de las superficies de la discontinuidad. Por lo que se requiere de dos escalas de observación: escala decimétrica y métrica para la ondulación de las superficies y escala milimétrica y centimétrica para la rugosidad o irregularidad.
- **Filtraciones.** Ya sea que las discontinuidades tengan relleno o no, son propensas a filtraciones de agua en el macizo rocoso, generando que el agua debilite la resistencia

al corte al disminuir los esfuerzos de tensión efectivos actuantes sobre los planos de la discontinuidad.

- **Resistencia de las paredes.** Esta resistencia depende del tipo de matriz rocosa, de la existencia o no de relleno y del grado de alteración. Este parámetro tiene influencia en la resistencia al corte y en la deformación del plano de discontinuidad. Cuando se trata de roca alterada o meteorizada afectan la resistencia por lo que al obtener el valor es necesario indicar el grado de alteración. La resistencia puede estimarse en campo con el martillo Schmidt o la prueba de carga puntual. O bien en laboratorio con las pruebas de carga puntual o compresión simple. La resistencia se describe según la terminología de la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Resistencia a compresión simple de las paredes

Resistencia a compresión simple (MPa)	Descripción
1 – 5	Muy blanda
5 -25	Blanda
25 -50	Moderadamente dura
50 – 100	Dura
100 – 250	Muy dura
> 250	Extremadamente dura

## 2.2 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS DISCONTINUIDADES

La principal condicionante del comportamiento mecánico de una discontinuidad natural en un testigo de sondeo o en un afloramiento natural, es su resistencia al corte e intervienen una serie de factores como:

- Los esfuerzos de tensión normales al plano de corte.
- La rugosidad de las paredes en contacto de la discontinuidad.
- El grado de meteorización y la resistencia en las paredes de la discontinuidad.
- El espesor y tipo de relleno.
- Filtraciones y grado de saturación del relleno.
- Orientación del desplazamiento de corte.
- Velocidad del movimiento cortante.
- La amplitud del desplazamiento de corte y la existencia de desplazamientos cortantes previos.

### 2.2.1 Discontinuidades planas

Suponiendo que una discontinuidad se presenta totalmente plana, sin relleno y cementada. El esfuerzo cortante incrementa rápidamente hasta alcanzar el esfuerzo cortante pico ( $\tau_p$ ). Por consiguiente, el esfuerzo cortante disminuye a algún valor residual ( $\tau_r$ ) que permanece constante, incluso para una deformación elevada. Por otro lado, si se realizan varios ensayos de corte de este tipo para distintos niveles de esfuerzo normal aplicada, en general podrán representarse los resultados de resistencia al corte pico y residual en ejes de esfuerzo cortante a esfuerzo normal como se muestra en la Fig. 2.3.

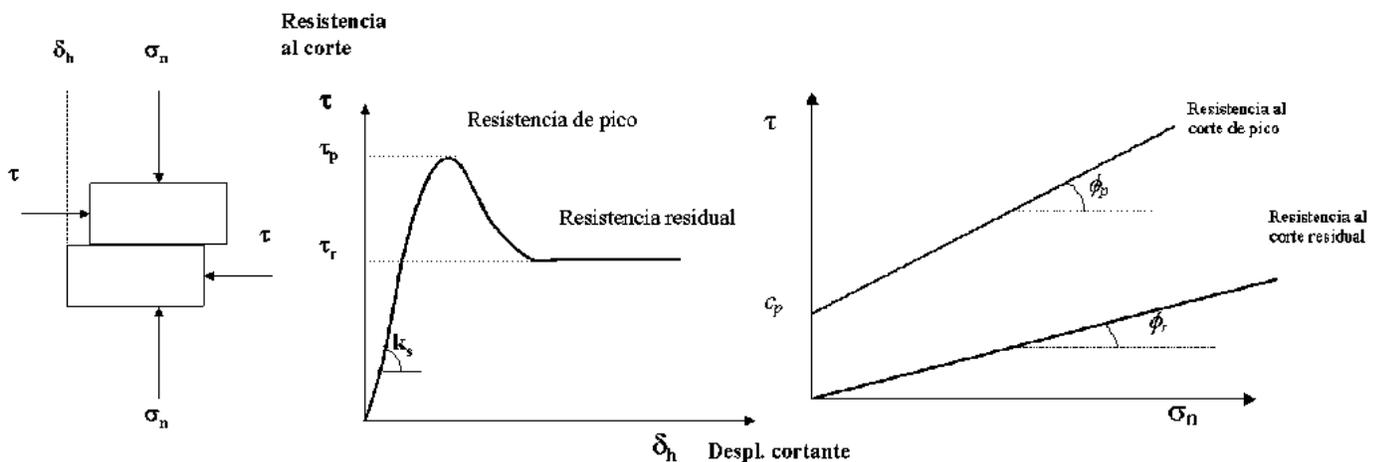


Figura 2.3 Comportamiento de discontinuidades planas. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

La relación entre el esfuerzo cortante pico y el esfuerzo normal inicial pueden ser representadas mediante el criterio de Mohr-Coulomb:

$$\tau_p = \sigma_n \tan \phi_p + c_p \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Dónde:

$\tau_p$	esfuerzo cortante pico
$\phi_p$	ángulo de fricción pico
$c_p$	cohesión pico
$\sigma_n$	esfuerzo normal

Cuando la cohesión en el nivel de esfuerzo cortante residual se ha reducido a cero, la relación entre el esfuerzo cortante residual y el esfuerzo normal se puede representar mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Dónde:

$\tau_r$	esfuerzo cortante residual
$\phi_r$	ángulo de fricción interno residual
$\sigma_n$	esfuerzo normal

Se puede apreciar que en la ecuación anterior una vez alcanzada la resistencia pico el efecto de la cohesión se pierde.

### 2.2.2 *Discontinuidades dentadas*

Para comprender el comportamiento mecánico de una discontinuidad que no sea plana, se asume una discontinuidad rugosa con asperezas totalmente regulares y con un ángulo de inclinación “*i*” (Figura 2.4) produciendo así un efecto de la rugosidad ante la resistencia al corte con un aumento del ángulo de fricción en una cantidad igual a “*i*”, por consiguiente, el desplazamiento tendrá una componente normal y no solo cortante (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Patton (1966) realizó un experimento en el que cortó una serie de muestras en forma de dientes de sierra regulares (Fig. 2.4) y realizó ensayos de corte, en donde efectivamente comprobó que a bajos esfuerzos normales la resistencia al corte puede expresarse como:

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Dónde:  $i$  ángulo de la cara dentada  
 $\phi_b$  ángulo de fricción básica ( $\phi_b \approx \phi_r$ )

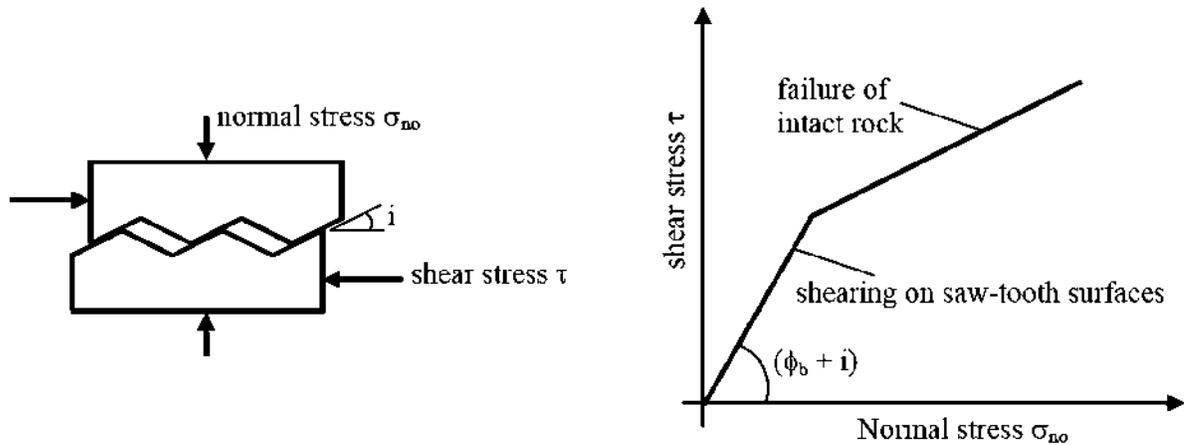


Figura 2.4. Comportamiento de discontinuidades dentadas (Nguyen & Konietzky, 2018).

### 2.2.3 Discontinuidades rugosas

En la naturaleza las superficies de las discontinuidades siempre son rugosas. La rugosidad natural de la discontinuidad es un parámetro de suma importancia, el cual influye fuertemente en el comportamiento cortante de las discontinuidades, especialmente en el caso de discontinuidades sin relleno. Generalmente, el esfuerzo cortante de las superficies de discontinuidad incrementa con el incremento de la rugosidad. Barton (1976) propuso un coeficiente de rugosidad en discontinuidades (JRC, Joint Roughness Coefficient), mostrado en la Figura 2.5.

El comportamiento de una discontinuidad rugosa está ilustrado en la Fig. 2.6. Dependiendo del tipo de roca, la diferencia entre el esfuerzo cortante pico y el residual puede ser significativa o no. En la curva roja se indica que el esfuerzo cortante residual es menos significativo que el esfuerzo cortante pico. Sin embargo, la curva azul indica que el esfuerzo cortante residual es un poco menor que el esfuerzo cortante pico. Este es un comportamiento típico de discontinuidades dúctiles.

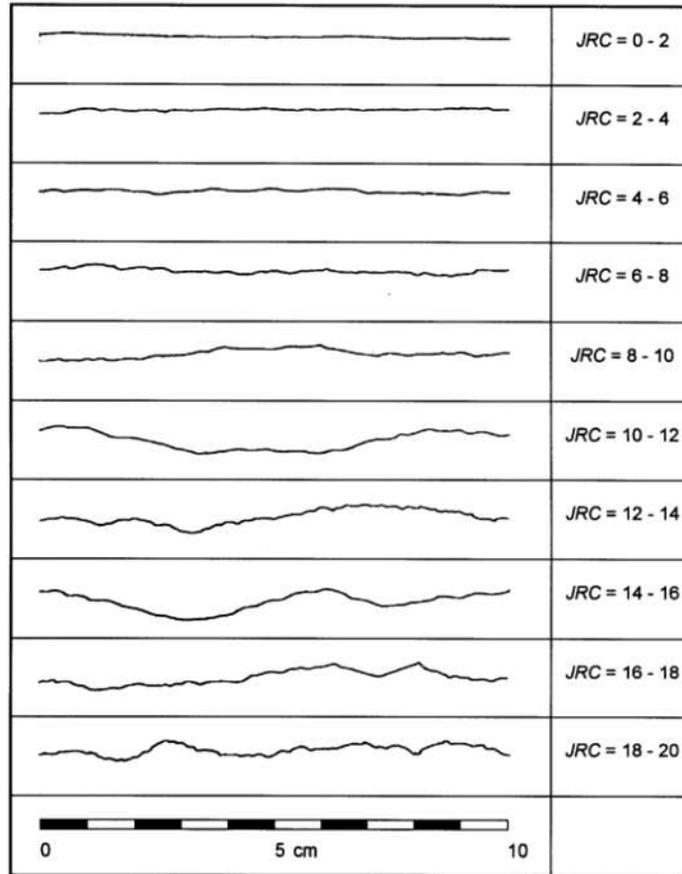


Figura 2.5 Coeficiente de rugosidad de discontinuidades (JRC) (Barton, 1976).

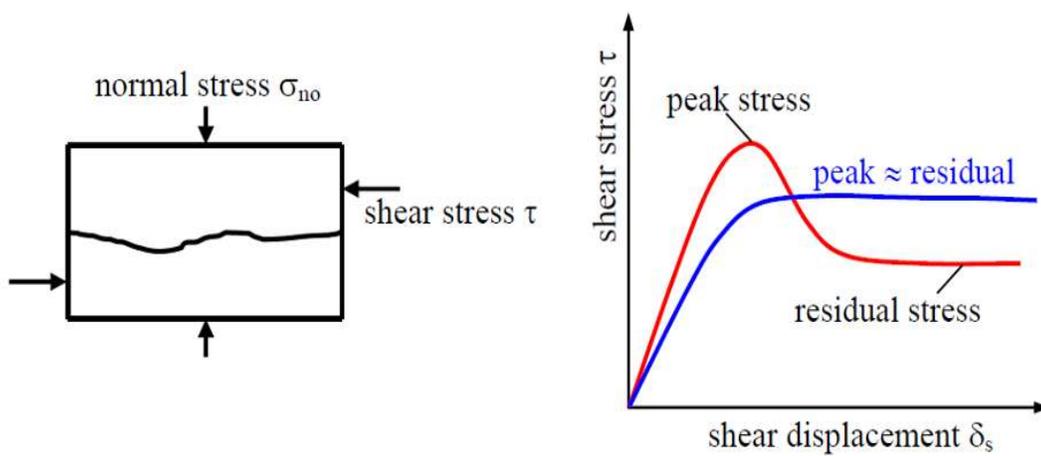


Figura 2.6 Comportamiento de discontinuidades rugosas (Nguyen & Konietzky, 2018).

La relación entre el esfuerzo cortante, el esfuerzo normal inicial y el JRC, se representa por la ecuación de Barton:

$$\tau = \sigma_n \tan \left( \phi_b + JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Dónde:  $JRC$  coeficiente de rugosidad de la discontinuidad  
 $JCS$  coeficiente de resistencia a la compresión  
 $\sigma_n$  esfuerzo normal

La resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad (JCS) se puede obtener mediante la aplicación del martillo de Schmidt tipo L sobre la discontinuidad, este aparato consiste básicamente en un vástago que lleva conectado un muelle. El vástago se coloca sobre la roca y se introduce en el martillo empujando este contra la roca lo que da lugar a que se almacene energía en un muelle que se libera automáticamente cuando esa energía elástica alcanza cierto nivel y lanza una masa contra el vástago, en superficie se registra un valor de rebote que se utiliza en el ábaco de Miller (1966) (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

## 2.3 CRITERIOS DE ROTURA

Se considera criterio de rotura como la relación que existe entre tensiones que permite predecir la resistencia de una roca sometida a un campo tensional y generalmente se refieren a la resistencia pico, aunque también se pueden emplear para la resistencia residual. Los criterios de rotura más utilizados en mecánica de rocas son los de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

### 2.3.1 Criterio de rotura de Mohr – Coulomb

Este criterio postula que la resistencia al corte de las rocas tiene dos componentes: cohesión y fricción, siendo esta última dependiente del esfuerzo efectivo normal sobre el plano de rotura. De acuerdo a esta teoría la resistencia al corte que puede desarrollar una roca en un plano que forma un ángulo  $\theta$  con el esfuerzo principal menor,  $\sigma_3$ , (Fig. 2.7) se puede expresar mediante la siguiente fórmula:

$$\tau = c + \sigma'_n \tan \phi \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Dónde:  $\tau$  resistencia al corte  
 $c$  cohesión  
 $\sigma'_n$  esfuerzo normal efectivo  
 $\phi$  ángulo de fricción

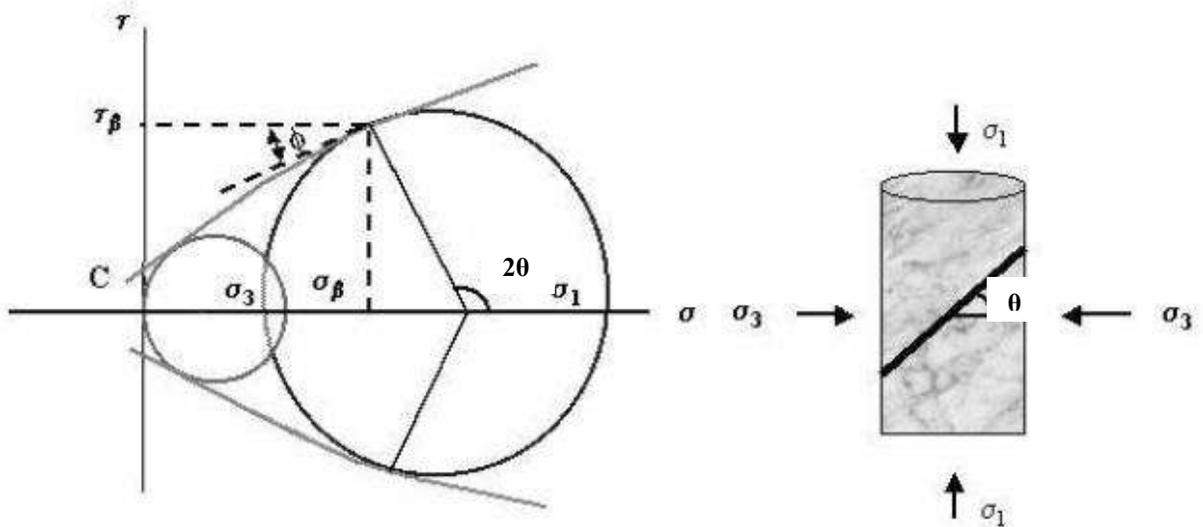


Figura 2.7. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

El criterio puede expresarse en función de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , (Fig. 2.8), permitiendo así obtener la resistencia en cualquier plano definido por  $\theta$ .

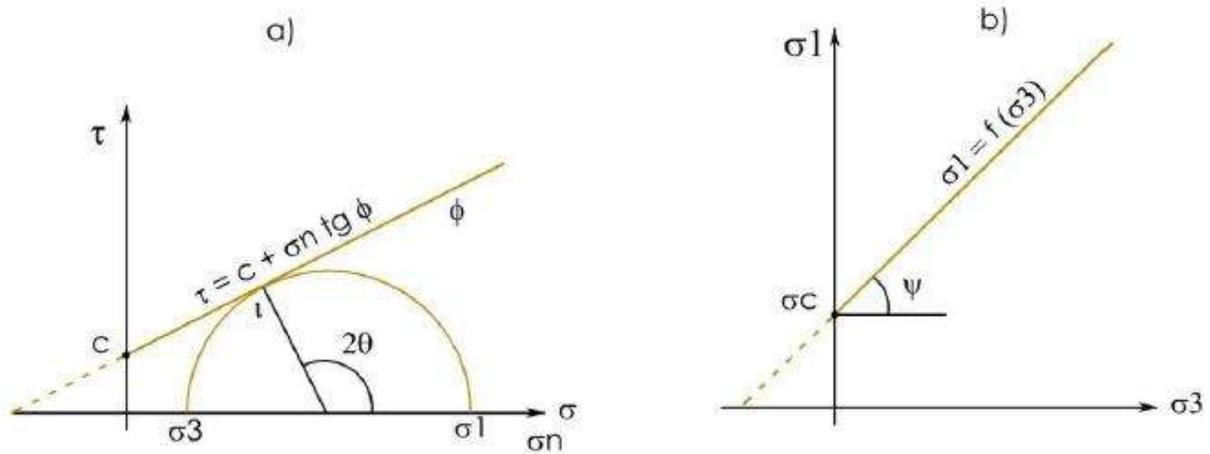


Figura 2.8. Envolventes de Mohr-coulomb en términos de esfuerzos tangenciales y normales a) y esfuerzos principales, b) para un estado de esfuerzos situado por debajo de las rectas o envolventes no se producirá la rotura (González de Vallejo, et al., 2002).

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\theta + \tan \theta (1 - \cos 2\theta)]}{\sin 2\theta - \tan \theta (1 + \cos 2\theta)} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Para el plano de rotura crítico,  $\theta = 45^\circ + \phi/2$ , la expresión anterior toma la siguiente forma:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \theta + \sigma_3 (1 + \sin \theta)}{(1 - \sin \theta)} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

En caso de que se presente la condición en que  $\sigma_3 = 0$ ,  $\sigma_1$  será la resistencia a compresión simple de la roca estudiada, en función de la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \theta}{(1 - \sin \theta)} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Mediante este criterio es posible obtener la resistencia a tracción con la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{2c \cos \theta}{(1 + \sin \theta)} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

A pesar de que el criterio de rotura de Mohr-Coulomb es el más empleado debido a su simplicidad, tiene una serie de desventajas en la mecánica de rocas.

Una de ellas es que las envolventes de una roca **no son lineales**; experimentalmente se ha comprobado que la resistencia aumenta menos con el incremento de la presión normal que lo obtenido al considerar una ley lineal, lo que conlleva errores al considerar los esfuerzos actuantes. Por otra parte, la dirección del plano de fractura según este criterio no siempre coincide con los resultados experimentales.

Por ello, al emplear este criterio debe tomarse en cuenta que el valor de la cohesión será un 10% de la resistencia a compresión de la matriz rocosa y el ángulo de fricción interno será según el nivel de esfuerzos con el que trabaja, tomado de ensayos específicos o de tablas (González de Vallejo, et al., 2002).

### 2.3.2 Criterio de rotura de Hoek – Brown

El criterio de Hoek – Brown (1980), es un criterio empírico de rotura **no lineal** válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isótropa en condiciones triaxiales:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Dónde:  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ : esfuerzos principales mayor y menor en el momento de la rotura  
 $\sigma_{ci}$ : resistencia a compresión simple de la matriz rocosa. Se determina a partir de ensayos en laboratorio (carga puntual)  
 $m_i$ : constante que depende de las propiedades de la matriz rocosa. Se obtiene a partir de ensayos triaxiales o de la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Valor de la constante  $m_i$  de acuerdo al tipo de roca (Hoek, Brown, 1980).

Tipo de roca y valor de la constante $m_i$				
<b>Sedimentaria clásticas</b>	Conglomerado	-22	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	18
	Limolita	9		
<b>Sedimentarias no clásticas</b>	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	20	Yeso	16
	Caliza esparítica	10	Anhidrita	13
<b>Metamórficas</b>	Mármol	9	Gness	33
	Cuarcita	24	Esquisto	48
	Migmatita	30	Filita	10
	Anfibolita	(25-31)	Pizarra	9
	Milonita	-6		
<b>Ígneas</b>	Granito	33	Diorita	28
	Riolita	16	Andesita	19
	Granodiorita	30	Gabro	27
	Dacita	17	Basalto	17
<b>Ígneas extrusivas piroclásticas</b>	Aglomerado	20	Toba	15
	Brecha	18		

De acuerdo con la Ecuación 2.10 se obtiene una envolvente para la rotura como se muestra en la Figura 2.9.

Al expresar el criterio de Hoek-Brown en términos de esfuerzos normalizados,  $\sigma_{ci}$ , obtenemos:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

A partir de la expresión anterior, se puede obtener la compresión simple de la matriz rocosa, sustituyendo  $\sigma_3=0$ , y la resistencia a la tracción se obtiene resolviendo para  $\sigma_1=0$  y  $\sigma_3= \sigma_t$ , como se muestra en la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left( m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right) \quad (\text{Ec. 2.12})$$

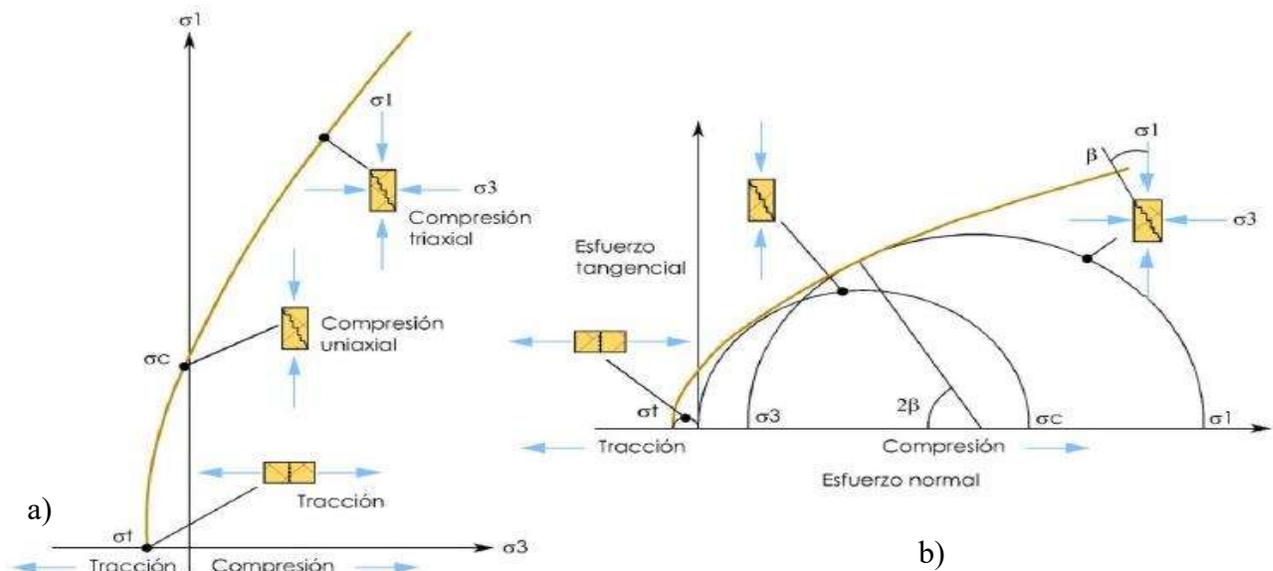


Figura 2.9. Envoltente de rotura del criterio de Hoek-Brown en función de los esfuerzos principales a) y de los esfuerzos normal y tangencial, b) representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa (González de Vallejo, et al., 2002).

### 2.3.3 Criterio de rotura de Hoek y Brown generalizado

Este criterio consistió en la modificación del criterio original, en el que se integra un mayor desarrollo a la caracterización geológica a través del índice GSI (Geological Strength Index) el cual su aplicación se extiende a rocas heterogéneas y débiles. Además, se introduce un criterio de alteración o de daño en el macizo rocoso esto para valorar la reducción de resistencia por efecto de las voladuras o por la relajación de esfuerzos al llevar a cabo la excavación.

La formulación de criterio es la siguiente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde  $m_b$  es un valor reducido de la constante del material  $m_i$ , dado por:

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Donde  $a$  y  $s$  son constantes del macizo rocoso según las siguientes relaciones:

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Siendo  $D$  un factor de alteración o factor reductor de resistencia el cual depende del grado de alteración que haya sufrido el macizo rocoso por efecto de voladuras o por descompresión. Este parámetro varía entre 0 para macizos rocosos in-situ intactos hasta 1 para macizos rocosos muy fracturados.

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso puede obtenerse haciendo  $\sigma_3'=0$  obteniendo:

$$\sigma_c = \sigma_c s^a \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Se recomienda calcular la resistencia a tracción biaxial del macizo a través de la expresión 2.18.

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_c}{m_b} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

El parámetro  $D$  (Disturbance Factor), que determinará la resistencia del macizo se podría estimar de acuerdo con la Tabla 2.7 propuesta por Hoek et al. (2002) la cual está fundamentada a partir de la experiencia en diseño de túneles y taludes de múltiples autores.

Tabla 2.7 Guía para determinar el grado de alteración D de un macizo rocoso (Hoek et, at. 2002).

Excavación	Descripción del macizo rocoso	Valor D (sugerido)
<b>Túneles y excavaciones subterráneas</b>	Voladura con excelente control o excavación mecánica con TBM con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos de mala calidad con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel	D=0
	Problemas de “squeezing” o flujo de roca que den lugar a la elevación de la solera. Si se coloca un sostenimiento D=temporal de la misma, se utiliza el D del caso anterior.	D=0.5
	Voladuras poco cuidadosas en macizos rocosos duros, que den lugar a daños en el macizo que se extienden entre 2 y 3 metros hacia su interior.	D=0.8
<b>Taludes en ingeniería civil y minería</b>	Voladura con excelente control en pequeños taludes (sobre todo si se utiliza precorte o recorte). La relajación de esfuerzos de tensión produce perturbación.	D=0.7
	Voladura poco cuidadosa en pequeños taludes en el ámbito de la ingeniería civil.	D=1.0
	En cortas y grandes explotaciones mineras a cielo abierto se produce mucha perturbación por las grandes voladuras de producción y por la relajación de esfuerzos de tensión asociados a la retirada de material.	D=1.0
	Excavación por arranque mecánico o “ripado” en rocas blandas	D=0.7

## 2.4 TIPOS DE ROTURA

El tipo de rotura que presente el macizo rocoso está condicionado por el grado de fracturación y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto a la obra en análisis, quedando la estabilidad definida por los parámetros resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa.

Existen diversos tipos de rotura ya sea plana, en cuña, por vuelco, pandeo o circular. Sin embargo, en este apartado solo se integran las roturas que se presentan con mayor frecuencia y que dependen estrictamente del comportamiento de las discontinuidades, ya que en el caso de las roturas por vuelco y pandeo se presentan generalmente por efectos de gravedad y deterioro de las discontinuidades. Mientras que la rotura circular se presenta principalmente en suelos y macizos rocosos erosionado o muy fracturados.

### 2.4.1 Rotura plana

Para que se presente una rotura plana deben satisfacerse las siguientes condiciones geométricas (Fig. 2.10):

- El plano sobre el que ocurre el movimiento debe ser paralelo o casi paralelo (dentro de una aproximación de  $\pm 20^\circ$ ) con la cara del talud.
- La inclinación del plano debe ser menor que la inclinación de la cara del talud,  $\psi > \alpha$ .
- La inclinación del plano de deslizamiento debe ser mayor que el ángulo de fricción del plano,  $\psi > \phi$ .
- El extremo superior de la superficie deslizante intersecta la pendiente superior o termina en una grieta de tensión.

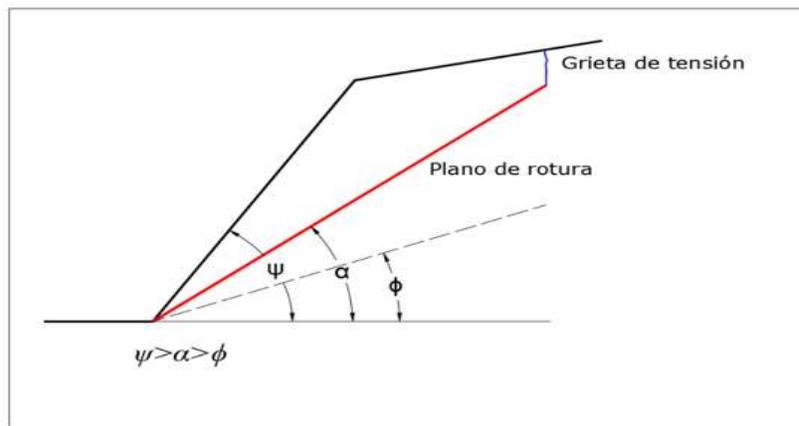


Figura 2.10 Rotura plana. (Duncan & Mah, 2005)

### 2.4.2 Rotura en cuña

Las fallas en cuña pueden presentarse durante un gran rango de condiciones geológicas y geométricas que las fallas planas, por lo que el estudio de las roturas en cuña es un componente importante en la estabilidad de las obras de excavación.

La rotura en cuña está formada por la intersección de dos discontinuidades o superficies de debilidad, si ambas superficies se inclinan en sentido diferente, se denomina cuña directa. Cuando la inclinación de dichas discontinuidades va en el mismo sentido, reciben el nombre de cuña inversa (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004) (Fig. 2.11).

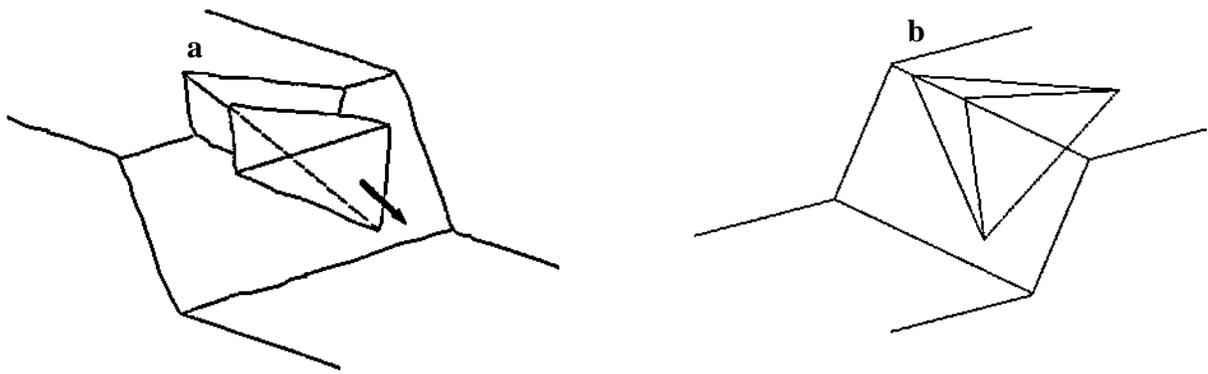


Figura 2.11. Rotura en cuña. a) Rotura en cuña directa. b) Rotura en cuña inversa. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

Las condiciones generales que deben cumplirse para que se presente la rotura en cuña son las siguientes:

- Los dos planos siempre se intersectan en una línea. En un plano estereográfico, la línea de intersección está representada por el punto donde los dos grandes círculos de planos se cruzan, y la orientación de la línea está definida por su tendencia  $\alpha$  y su inmersión  $\psi$  (Fig. 2.12 a, b).
- La inmersión de la línea de intersección debe estar a favor de la inclinación de la cara y más pronunciado que el ángulo de fricción promedio de los dos planos, es decir  $\psi > \alpha > \phi$ . La inclinación de la cara de la pendiente  $\psi$  es medido en la vista en ángulo recto a la línea de intersección (Fig. 2.12 c).
- La línea de intersección debe descender en una dirección fuera de la cara para que el deslizamiento sea factible; el rango posible en la tendencia de la línea de intersección entre  $\alpha_i$  y  $\alpha_i'$  (Fig. 2.12 d).

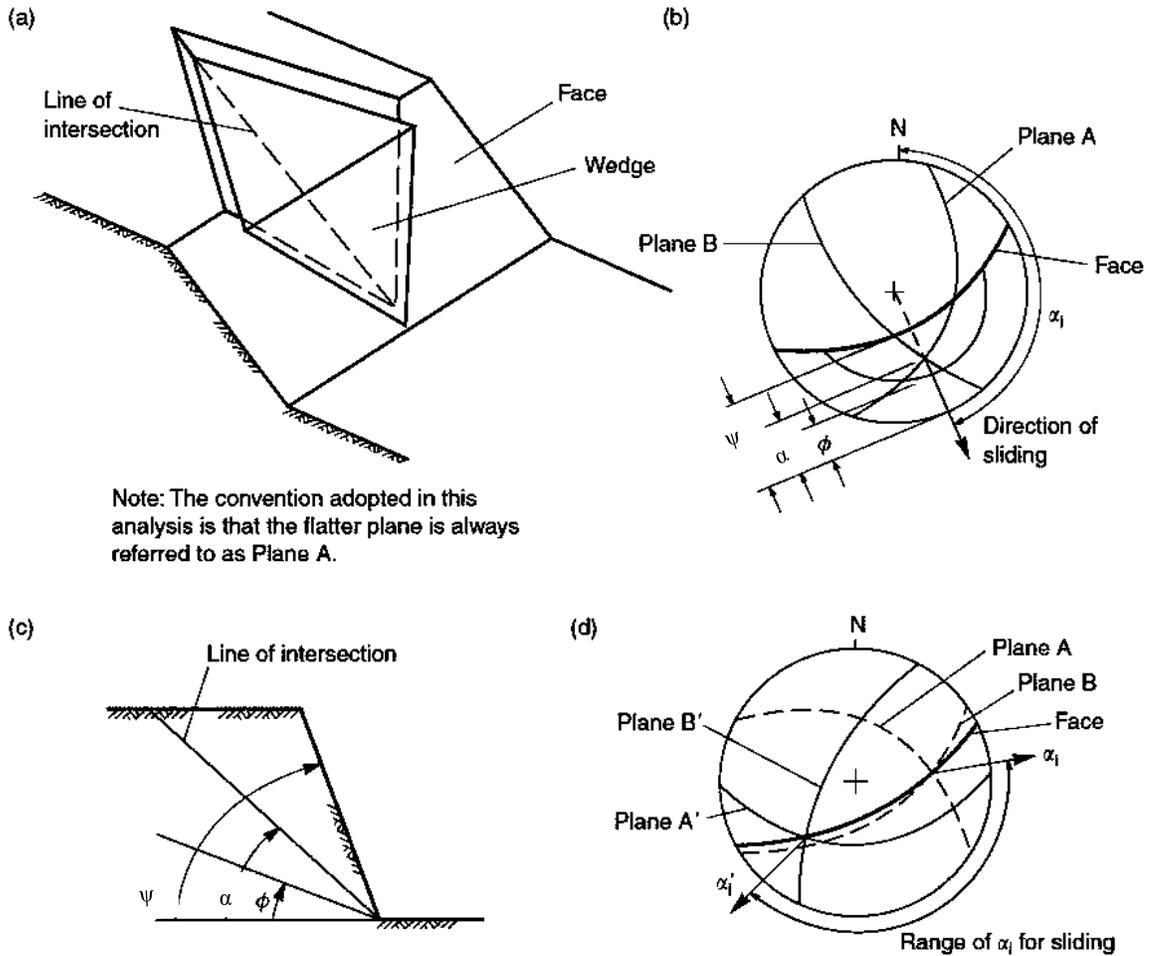


Figura 2.12 Condiciones geométricas de la rotura en cuña (Duncan & Mah, 2005).

### 2.4.3 Rotura por vuelco

Las roturas por vuelco de taludes aparecen principalmente cuando el rumbo del plano de discontinuidad: falla, estratificación, etc., coincide aproximadamente con el del plano del talud y además tiene un fuerte buzamiento hacia el interior del macizo rocoso (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Cuando el macizo rocoso presenta un conjunto de bloques que quedan en voladizo, se produce el vuelco por flexión; además, puede aparecer una familia de discontinuidades conjugada con la principal, produciéndose en este caso un vuelco de bloques o un vuelco de bloques por flexión (Fig. 2.13).

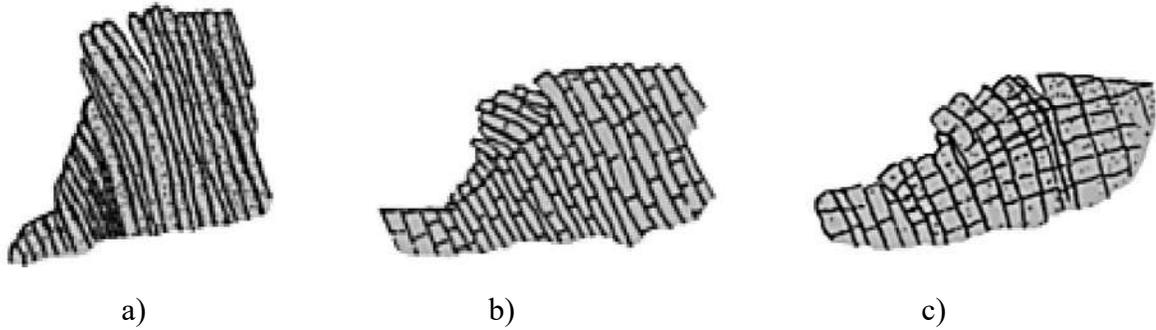


Figura 2.13 Tipos de rotura por vuelco; a) vuelco por flexión, b) vuelco de bloques, c) vuelco de bloques por flexión (Goodman & Bray, 1977).

## 2.5 PRUEBAS DE LABORATORIO PARA PARÁMETROS DE CORTE

Si bien los parámetros de corte, son los que definen el comportamiento mecánico de una discontinuidad natural. Evidentemente las pruebas de laboratorio nos permiten definir dichos parámetros ( $c$ ,  $\phi$ ) con el empleo de las teorías de rotura descritas en este capítulo.

Las pruebas empleadas son; la prueba de corte directo y la prueba triaxial.

### 2.5.1 Prueba de corte directo

Consiste en ensayar a cortante una discontinuidad en el que se utiliza una caja de corte formado por dos mitades o moldes, siendo uno fijo y otro móvil. Se utiliza una caja de corte formada por dos mitades o moldes, siendo comúnmente uno fijo y otro móvil, donde se insertarán de la mejor manera posible los dos bloques correspondientes a ambos lados de la discontinuidad. Se presta especial atención a que la discontinuidad quede asentada en dirección paralela al movimiento de corte que se le vaya a aplicar. El equipo consta básicamente de dos sistemas de aplicación de esfuerzo (normal y de corte) accionados por mecanismo hidráulicos o mecánicos con sus correspondientes sistemas de medida de la carga aplicada. Se suelen colocar dos dispositivos de medida de desplazamiento o medidores de deformación longitudinal mecánicos con transductores electrónicos (LVTD) para poder estimar en todo momento los desplazamientos cortantes y normales. El principal problema de esta prueba radica en la toma de muestras de discontinuidades poco alteradas, y su manipulación hasta encajarlas correctamente en la caja de corte; por lo que el proceso puede variar las propiedades naturales de la discontinuidad (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

### 2.5.2 Prueba triaxial

Esta prueba consiste en probetas cilíndricas que se rodean de un recubrimiento de goma y se puede introducir líquido a presión (agua o aceite), dicho recubrimiento tiene como función impedir el contacto de la roca con dicho líquido y debe ser suficientemente flexible para que la presión del líquido se transmita a la roca. La carga axial principal, se ejerce sobre la probeta mediante dos cilindros de acero que pasan a través de la cara superior e inferior de la célula. Generalmente no se utilizan equipos de medición de presión de poro en este ensayo, ya que en la mayor parte de las rocas son poco porosas, por lo que las presiones intersticiales suelen tener poca importancia en ellas; dada la velocidad con que se aplica el esfuerzo axial no hay tiempo, en general, para que la probeta drene completamente durante el ensayo, lo que puede producir un incremento de las presiones intersticiales. Las deformaciones axial y circunferencial de la muestra se suelen medir, a veces, mediante bandas extensométricas pegadas a la superficie de la misma. En la Figura 2.14 se muestra el esquema general de una prensa convencional y una bomba capaz de generar la presión de confinamiento y mantenerla constante durante la prueba triaxial.

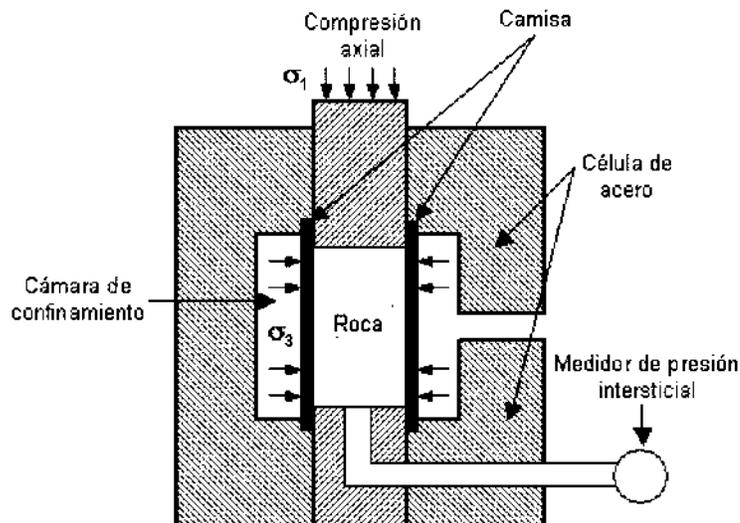


Figura 2.14 Esquema del ensayo triaxial en roca (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

### 3. ESTADO DEL ARTE

---

En la ingeniería civil, la determinación de los parámetros de esfuerzo cortante siempre ha sido tema de debate y un reto para su obtención. Sin embargo, es necesario, ya que una gran diversidad de obras y estructuras deben ser diseñadas con los parámetros del esfuerzo cortante.

Un claro ejemplo de aplicación de los parámetros de esfuerzo cortante es en la ingeniería de túneles y en la estabilidad de taludes. La determinación de los parámetros, inicialmente fueron estudiados de forma experimental en los trabajos de Patton, (1966) y en continuación con ello los trabajos de Ladanyi, (1970), Barton & Choubey (1977). Quienes establecieron los fundamentos de la metodología de los ensayos de corte usados hasta el día de hoy.

Cuando se trata investigar el comportamiento entre las conexiones de los bloques de roca, los ensayos triaxiales y de corte directo son los métodos sugeridos para conocer el comportamiento mecánico de las discontinuidades; siendo el ensayo de corte directo el más utilizado.

El ensayo de corte directo tiene como finalidad conocer los parámetros de esfuerzo cortante. La cohesión ( $c$ ), el ángulo de fricción ( $\phi$ ) y el esfuerzo cortante ( $\tau$ ). Diversos estudios realizados en el mundo han demostrado las aplicaciones y variantes del ensayo de corte directo, probando diversos materiales, métodos de prueba y condiciones del ensayo.

Al ser la ignimbrita el tipo de roca en estudio, en este capítulo se hace mención de diversas investigaciones enfocadas al estudio de la ignimbrita de diversas partes del mundo. Partiendo desde la concepción del termino hasta la obtención de propiedades y características propias de la ignimbrita.

Así mismo, se abordan algunos casos de estudio de estabilidad de taludes en los que se aplica la modelación numérica para su solución. Permitiendo analizar los tipos de modelos empleados, las ventajas y desventajas.

#### 3.1 IMPORTANCIA DE LA CARACTERIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES

La caracterización de las discontinuidades implica la determinación del área de contacto, y la rugosidad de las paredes de las discontinuidades. Dichas características permiten definir el esfuerzo normal al que está sometida la muestra de roca en la naturaleza, así como relacionar la influencia de la rugosidad en el esfuerzo cortante.

En los trabajos de Grasselli & Egger (2002), mencionan que la determinación de la rugosidad en la práctica se usa el criterio de Barton (1977). Sin embargo, este presenta una serie de desventajas, entre ellas la principal es que es un criterio morfológico visual, el cual es propenso a ser subjetivo y por otra parte el resultado de un análisis retrospectivo no es útil para una estimación a priori del JCR.

Grasselli & Egger (2002) y Grasselli (2006), propusieron un método en el que contemplan la obtención de rugosidad (JRC) mediante modelos en 3D, donde adicionalmente incluyen una serie de variables que permiten la medición del área y la rugosidad de las paredes de una discontinuidad. Este método generó reacciones en investigaciones de autores como Xia, et al. (2013) ya que utilizaron dicho método para analizar cómo se relacionaba con el método de Barton & Choubey (1977) y proponiendo otro criterio para la estimación empírica de los parámetros de esfuerzo cortante.

Tal fue el efecto de dicha serie de investigaciones, que la ISRM (2014), toma como referencia los trabajos mencionados para la caracterización de discontinuidades, modernizando las metodologías usualmente empleadas.

### 3.2 METODOLOGÍAS DE PRUEBA

El ensayo de corte directo se lleva a cabo con algunas variantes de prueba. La ISRM (2014) hace mención de 3 metodologías de prueba, Constant Normal Load (CNL), Constant Normal Stiffness (CNS) y Multi-stage. El modo de empleo de cada una de ellas, depende del caso de estudio.

La CNL se refiere a que la aplicación de la carga normal es constante durante el proceso de corte y el uso de este tipo de condición no prueba realmente la resistencia de la junta, sino la resistencia al corte a una cierta carga normal que puede ser apropiada para propósitos de diseño bajo ciertas condiciones de contorno (Muralha, et al., 2013). Son adecuadas para casos con taludes de roca no reforzados, donde el macizo rocoso circundante permite libremente que la discontinuidad se corte sin restringir la dilatación como se muestra en la Figura 3.1a (Nguyen & Konietzky, 2018).

La CNS se refiere a que la rigidez normal se mantiene constante durante el proceso de corte y suelen ser empleadas para investigar el comportamiento en excavaciones subterráneas

profundidad o taludes reforzados con pernos, donde el macizo rocoso circundante no puede deformarse lo suficiente y el esfuerzo normal que actúa en el plano de corte no se mantiene constante durante el proceso como se muestra en la Figura 3.1b (Nguyen & Konietzky, 2018).

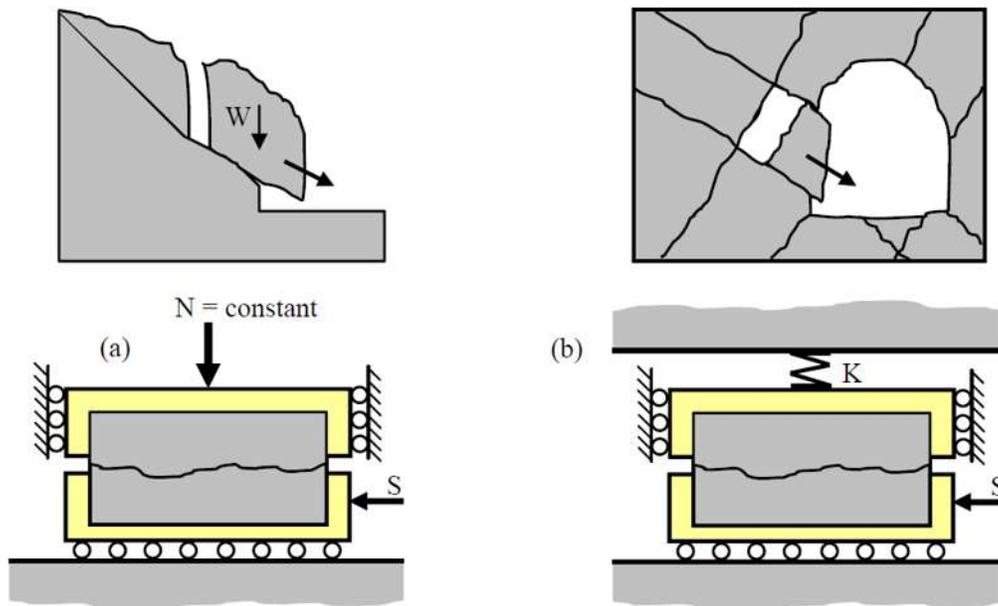


Figura 3.1 Simulación de las condiciones de contorno in-situ en la prueba de corte directo. a) CNL, b) CNS (Nguyen & Konietzky, 2018).

El método sugerido por la ISRM (2014) hace la recomendación sin importar si se trata de CNL o CNS sugiriendo que se debe utilizar un mínimo 3 muestras de la misma discontinuidad. Sin embargo, en la realidad esto llega a ser inconveniente dado que comúnmente no se tiene la cantidad suficiente de muestras para ensayar y más aún si se trata de discontinuidades naturales, por lo que se sugiere otra alternativa la cual es la denomina multi-stage o multi-etapa. La cual consiste en ensayar una misma muestra mínimo 3 veces ya sea en condición CNS o CNL.

La ASTM (American Estándar Test Materials), cuenta con la norma D 5607-95, que consiste en la metodología de prueba de corte directo en especímenes de roca. Sin embargo, solo hace mención para la condición CNL.

Si bien, existen diversos métodos de prueba, el empleado siempre será el que se apege mejor a cada situación y a las condiciones que se presente.

### 3.3 EL ESTUDIO DE LA IGNIMBRITA

La ignimbrita es un tipo de roca formada a partir de deposición de inmensas lluvias o nubes de material volcánico generalmente pequeño e intensamente caliente, este término fue utilizado por primera vez por Marshall (1935). Etimológicamente, la palabra *ignimbrita* proviene del latín *ignis:fuego e imber:lluvia* y Marshall lo utilizó para designar una roca volcánica especial de Nueva Zelanda que tenía una apariencia de lava y cuya estructura se aproximaba a la de las tobas.

Posteriormente Martin & Malahoff (1965), realizaron un análisis de diversas investigaciones a detalle sobre las ignimbritas en los volcanes cuaternarios de Armenia y Kamchatka. Determinando que químicamente, oscilan entre la riolita y dacita, atribuyendo su origen a algún grado de diferenciación magmática. Así mismo, dando por hecho las características principales de la ignimbrita como presencia de piedra pómez, abundantes inclusiones de rocas extrañas, depósitos delgados (5 a 6 m) y textura vitroclástica. Quedando definida la ignimbrita por Walker (1983) como, "... un depósito piroclástico o cuerpo rocoso, hecho predominantemente de material pómez que muestra evidencia de haber sido emplazado como un caliente flujo piroclástico concentrado".

Los estudios de Moon (1993), partieron de la dificultad para tratar con la ignimbrita el cual surgió de una mala comunicación entre la ingeniería y la comunidad geológica con respecto a lo que se entiende por ignimbrita. Por lo que, desarrolló modelos para explicar la respuesta geomecánica, en términos de petrografía y particularmente la microestructura.

Respecto a sus propiedades y comportamiento mecánico, Moon (1993) definió algunas características geomecánica mediante pruebas de campo y laboratorio en las ignimbritas de Nueva Zelanda. Reconociendo dos categorías amplias de ignimbritas en función de  $Id_2$  (Índice de durabilidad en el segundo ciclo de carga) ignimbritas duraderas ( $Id_2 \geq 90\%$ ) e ignimbritas no duraderas ( $Id_2 \leq 30\%$ ). Las ignimbritas duraderas se comportan como rocas débiles en la que las características del macizo rocoso ejercen la influencia principal sobre problemas de ingeniería como la estabilidad de taludes. Mientras que las ignimbritas no duraderas son típicamente no articulados y son los materiales más débiles, siendo susceptibles a barrancos erosionados en taludes expuestos o tuberías dentro del material rocoso, lo que lleva a grandes fallas sin control.

Otros estudios que incluyen la ignimbrita, como el realizado por González de Vallejo, et al. (2008), donde analizó las propiedades geológicas de ingeniería de rocas y suelos de Canarias a partir de estudios de campo y de laboratorio y extensas bases de datos para materiales volcánicos. Además de asociar las propiedades mecánicas de resistencia a problemas tales como deslizamientos de tierra, fenómenos de colapso y expansión.

Igualmente, en las Islas Canarias, un trabajo doctoral por Soden (2008), examinó las fallas de dilatación con deslizamientos de centímetros a decenas de metros dentro de unidades e ignimbritas moderadamente y densamente soldadas. Analizando dos tipos de ignimbritas mediante pruebas de laboratorio para determinar sus propiedades geomecánica.

En Italia, Scotto di Santolo, et al. (2015) presentaron resultados experimentales sobre el comportamiento mecánico de ignimbrita en sus litofacies amarillas y grises, material característico del subsuelo de Sant' Agata di' Goti, localidad ubicada sobre un acantilado. La investigación se llevó a cabo a través de pruebas de corte directo (especímenes de dientes de sierra naturales y juntas lisas artificiales) y ensayos de compresión uniaxial y triaxial.

De las investigaciones de Moon (1993), González de Vallejo, et al. (2008), Soden (2008) y Scotto di Santolo, et al. (2015), se logró recabar parámetros de corte de diferentes tipos de ignimbritas de diferentes tipos de ignimbrita de diversas zonas del mundo, lo que se tomó de referencia para esta investigación.

Como base para esta investigación se tomó como punto de partida el estudio de Luz Martínez (2019), ya que parte de su investigación se centró en obtener parámetros y características de núcleos de roca de ignimbrita, mediante pruebas de laboratorio. Además de realizar una exhaustiva distinción de los tipos de ignimbrita contenidos en el sondeo 1 y 2 del Túnel 1 del "Ramal Camelinas".

### 3.4 CASOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES CON ELEMENOS FINITOS

El diseño de taludes, así como la revisión de estabilidad es uno de los aspectos más importantes en la ingeniería geotécnica, ya que está presente en la mayoría de las actividades constructivas. Para la solución de este tipo de problemas, se han implementado métodos de cálculo clásicos (Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, Morgenster-Price, etc). Sin embargo, dichos métodos se complican con geometrías complejas, diversos tipos de materiales, presencia de agua, presencia de planos de debilidad, etc. Por lo que el cálculo, requiere del empleo de métodos numéricos que simplifique y mejoren el proceso de cálculo.

Existen numerosos programas comerciales basados en los métodos de cálculo mencionados, aplicando diversos métodos numéricos. Sin embargo, el más utilizado es el de elementos finitos por sus requerimientos tanto informáticos como económicos.

Diversos proyectos e investigaciones se han enfocado en soluciones utilizando la modelación con elementos finitos. Ramos Vásquez (2017), se centró en el análisis de estabilidad de taludes en roca de una mina a cielo abierto en Madrid, empleando dos tipos de programas: LS-DYNA y Slide. El primero es un programa de elementos finitos desarrollado por LSTC (Livermore Software Technology Corporation) capaz de simular problemas reales complejos, basado en el análisis de grandes deformaciones estáticas y respuestas dinámicas de estructuras. Mientras que Slide es un programa de estabilidad de taludes de equilibrio límite 2D, desarrollado por RocScience, este programa determina el factor de seguridad de superficies de falla circulares y no circulares tanto para taludes en roca como suelo. Si bien, ambos programas permiten conocer o determinar la estabilidad de taludes, es importante mencionar que el LS-DYNA proporciona mucha más información respecto a aceleraciones, deformaciones, desplazamientos que Slide. Sin embargo, Slide proporciona el FS del talud además de que en el uso de este programa interviene en gran medida la experiencia del usuario tanto en la interpretación como para forzar a un tipo de rotura en particular en caso de haber evidencia física en campo que justifique tal acción.

Otro caso de estabilidad de taludes aplicando modelos se presentó en la investigación de Gallardo Amaya (2019), en donde se determinó mediante modelación numérica el Factor de Seguridad con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de un talud ubicado en una zona urbana de la ciudad de Ocaña, Colombia, estableciendo el factor de seguridad antes y después de

la ocurrencia de un deslizamiento, para lo cual se realizó modelación mediante un software basado en la teoría de equilibrio límite (Slope/W®) y para los parámetros físico-mecánicos.

Monte Parra (2020), realizó una investigación en la que se analizaron dos casos de taludes de roca situados en la provincia de Concepción, Chile. Los cuales presentaron distintas condiciones de estabilidad entre sí (Talud A permaneció estable, Talud B presentó un colapso de material en forma de cuña). Teniendo como objetivo de estudio el replicar las condiciones reales de ambos taludes a través de un modelo numérico, interpretando resultados y comparándolos con las características observadas en terreno con el fin de determinar la causa del deslizamiento de uno de los taludes. Utilizando el método de elementos finitos con el programa de Slide.

## 4. METODOLOGÍA

En este apartado, se describe el procedimiento que se llevó a cabo para el desarrollo de esta investigación, la cual requirió de estadía en laboratorio, así como de aplicación de programas geotécnicos (RocSciences®) para la elaboración en interpretación de resultados y modelos.

Se utilizaron núcleos de roca ignimbrítica de uno de los sondeos realizados para la construcción del Ramal Camelinas de la ciudad de Morelia, específicamente del túnel 1 de dicha obra. Este sondeo tiene 100 m de longitud y desde su extracción se le han realizado una gran diversidad de pruebas para su caracterización geomecánica.

### 4.1 LABORATORIO: ENSAYO DE CORTE DIRECTO

La estancia en laboratorio tuvo como objetivo, reconocer las discontinuidades naturales presentes en el sondeo y llevar a cabo la aplicación de la prueba de corte directo.

El ensayo de corte directo permite obtener los parámetros de corte del material ( $c$ ,  $\phi$ ) y así aplicarse en el diseño de taludes u obras subterráneas, así como para el análisis o revisión de estabilidad de taludes.

Para la ejecución de esta prueba se siguieron las normativas y procedimientos sugeridos por instancias nacionales como la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su Manual de Diseño de Obras Civiles, capítulo B 3.1. pruebas de laboratorio de mecánica de rocas (2017) e instancias internacionales como lo son la American Society for Testing and Materials con la norma ASTM-D5607: Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock, Specimens Under Constant Normal Force y la International Society of Rock Mechanics (ISRM), con el procedimiento sugerido Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version (2014).

Las tres metodologías hacen referencia a conceptos generales de la prueba, las condiciones y características del equipo, así como el procedimiento a seguir teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

**1. Rugosidad.** Se refiere a obtener el grado de aspereza de las paredes de la discontinuidad o valor de JRC, para el caso de la norma ASTM-D5607 dicho valor se obtiene mediante el peine y la escala de rugosidad de Barton. Mientras que la CFE y la ISRM, mencionan que igualmente se puede emplear el método convencional de Barton dando la recomendación del empleo de

métodos de no-contacto o 3D (escáner, laser, fotogrametría, entre otros), dado el avance tecnológico actual.

**2. Área de contacto.** Se refiere al área de las paredes de la discontinuidad, las cuales estarán en contacto durante la aplicación de carga. Con los procedimientos de la CFE e ISRM, este aspecto está resuelto con el método de no contacto propuesto o bien empleando métodos gráficos trazando el área en papel y midiendo con un planímetro o algún dispositivo similar. Sin embargo, para el caso de la norma ASTM-D5607, proporciona la ecuación siguiente, en la cual interfiere el diámetro del núcleo y en ángulo de la punta de la discontinuidad:

$$A = \frac{\pi D^2}{4 \cos \alpha} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Dónde: D: diámetro de la muestra  
α: ángulo de la punta de la muestra

Las tres metodologías indican que se deberá fotografiar las paredes de la muestra antes y después de la prueba.

**3. Equipo de prueba.** Se requiere de un sistema de prueba robusto que incluye un bastidor rígido con el que los dispositivos de carga pueden actuar y un soporte de muestra sólido, los suficientes para evitar la distorsión durante la prueba. Comúnmente, la máquina de corte directo debe incorporar (Fig. 4.1):

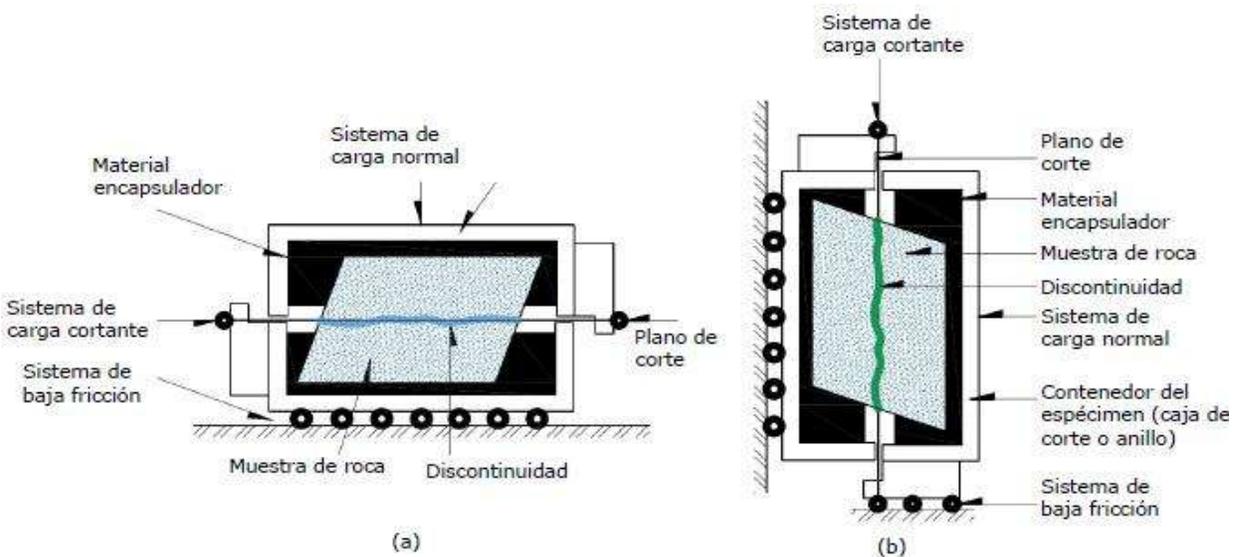


Figura 4.1 Esquema de la caja de corte. a) Arreglo horizontal. b) Arreglo vertical

I. Un sistema de prueba rígido, incluido un marco rígido contra el cual los dispositivos de carga pueden actuar y un portamuestras rígido que sea lo suficientemente rígido para evitar la distorsión durante la prueba. Un sistema rígido permite que la tasa de desplazamiento de corte prescrita se mantenga y permita el comportamiento pos-pico de la discontinuidad para que se registre correctamente.

II. Un portamuestras, como una caja de corte, anillos de corte, o un dispositivo similar, donde ambas mitades de la muestra se sujetan, pueden ser de aluminio o acero y deben tener dimensiones internas suficientes para albergar los especímenes en un medio encapsulado.

III. Placas separadoras, pueden ser divisorias y no divisorias. Las primeras se usan para aislar la zona de corte de un espécimen de roca intacta del compuesto encapsulante, y las segundas para los especímenes no intactos; ambas son de plástico o un material similar de distinto espesor, las últimas tienen un agujero circular u oval en el centro.

IV. Dispositivos de medición de desplazamiento, se pueden utilizar transformadores diferenciales de variables lineales (LVDT's), o indicadores de carátula, como medidores de desplazamientos normales y cortantes. Se puede utilizar un mínimo de dos dispositivos; un montado paralelo al plano de corte para medir el desplazamiento cortante y el otro colocado verticalmente en el centro de la muestra para medir el desplazamiento normal. Se recomienda emplear cuatro indicadores de carátula para medir el desplazamiento normal y de esta manera proporcionar un control de rotación de la muestra alrededor de un eje paralelo a la zona de corte y perpendicular a esta dirección de corte. Los cuatro medidores de desplazamiento normales también se pueden sustituirse por un solo medidor montado en el centro, mientras otro dispositivo mide el desplazamiento del corte.

La carrera de los dispositivos de medición debe ser la suficiente para dar cabida a todo el rango de desplazamientos que se generen en los especímenes durante el ensayo. El dispositivo de medición de desplazamientos normales y laterales debe tener un recorrido superior a 20 mm y su precisión estará comprendida entre 0.05 mm y 0.0025 mm, mientras que el dispositivo de medición de desplazamiento cortante debe tener un recorrido mayor al 10% de la longitud de la muestra, y una precisión entre 0.1 mm a 0.025 mm. Se debe evitar el restablecimiento de los indicadores durante la prueba y se deberá indicar en el informe, la fecha de la última calibración de los dispositivos de medición (ISRM, 2014).

V. Equipo de adquisición, se puede utilizar una computadora para la adquisición de datos, el control de la prueba, la recopilación de datos y de los resultados del ensaye. Para asegurar que las cargas se apliquen correctamente en la superficie de corte, se pueden medir las fuerzas de fricción o realizar una prueba de simulación antes de llevar a cabo la prueba real.

**4. Encapsulamiento.** Las muestras se pueden encapsular directamente dentro del portamuestras del equipo, o si son varias, se pueden preparar simultáneamente en moldes separados. El procedimiento general para el encapsulamiento es el siguiente:

- Se coloca la mitad inferior de la muestra en el centro del portamuestras inferior (cuidando la orientación de la dirección de corte).

- Se procede a verter el material de encapsulamiento, el cual se deberá preparar según las instrucciones del fabricante, en el espacio entre la muestra y el portamuestras inferiores. Se debe dejar verter antes de la zona de la superficie de prueba, unos 5 mm alrededor de los lados de la zona de corte los cuales deben permanecer libres. Una vez realizado este proceso no mover la muestra hasta que el material de encapsulamiento haya fraguado.

- Una vez fraguado la parte inferior, se coloca un separado, esto puede ser una placa de espesor específico, que se coloca en la parte inferior cubriendo completamente la superficie inferior de la muestra encapsulada, dejando una altura considerable, libre de la superficie a ensayar. Se coloca la parte superior de la muestra sobre la parte inferior encapsulada, asegurando un ajuste perfecto entre las dos mitades. Se baja la parte superior del porta muestras, hasta el separador, sin mover la parte superior de la muestra, conectando las dos mitades de los porta muestras. Vierta el material de encapsulamiento en el espacio libre entre la parte superior de la muestra y su respectiva porta muestras. Es importante no mover las muestras hasta que el material se haya fraguado.

- Retire el separador, o el material utilizado para tal fin, y dejar el horizonte de prueba libre para la prueba de corte. La superficie de ensaye no debe estar contaminada con el material de encapsulamiento.

**5. Montaje de la muestra.** La muestra ya encapsulada y orientada, se monta en la máquina de prueba con ayuda de los portamuestras.

Se procede a montar los dispositivos medidores de desplazamiento, perpendicularmente a la superficie de corte, de tal manera que esté en contacto con el portamuestras móvil, para medir el desplazamiento normal durante la prueba. Generalmente se utilizan cuatro dispositivos de medición de desplazamiento normal, para medir la inclinación y rotación de la parte móvil de la muestra, se pueden emplear menos dispositivos para este fin, pero no es recomendado.

Los dispositivos se deben distribuir alrededor del perímetro de la superficie de prueba, para que la información que proporcionen sea la adecuada y evaluar los desplazamientos normales en el centro de área de la superficie de corte.

Para medir el desplazamiento cortante de la muestra durante la prueba, se requiere de un par de dispositivos ubicados simétricamente a lo largo de la sección transversal de la muestra. No es recomendable utilizar un único dispositivo en el eje del desplazamiento de corte, ya que el movimiento de derrape que puede sufrir la muestra, no sea detectado.

Se debe asegurar que los dispositivos de medición tanto normales como cortantes tengan una corrida adecuada y que estén en contacto con los soportes de la muestra a lo largo de la prueba, para una correcta medición.

## **6. Aplicaciones de carga.**

### **I. Carga normal.**

Antes de cualquier prueba de corte, la aplicación de carga normal consiste en aumentar continuamente la carga normal a la zona de corte a una velocidad gradual hasta que se alcanza el esfuerzo normal y se registran los desplazamientos normales.

La aplicación de carga normal debe aplicarse de forma continua a una tasa seleccionada de esfuerzo normal, asegurando que cada trayecto de carga o descarga tarda unos 5 min. Se requieren tasas de 0.01 MPa/s o menos.

Cualquier carga normal impartida en el horizonte de prueba por el sistema de carga normal debe tenerse en cuenta cuando se determina el esfuerzo normal aparente del espécimen especialmente bajo esfuerzos normales bajos.

Para las pruebas de CNL (Constant Normal Load), debe asegurarse de que el aparato de prueba mantenga la carga normal constante especificada para la duración de la prueba. Para las

pruebas del CNS (Constant Normal Stiffness), asegúrese de que el aparato de prueba mantiene la rigidez normal constante especificada para la duración de la prueba.

En el caso específico de la norma ASTM-D5607 no contempla pruebas de corte directo en condición de rigidez constante (CNS).

## II. Carga de corte.

Después de que los desplazamientos normales se estabilicen bajo la carga normal aplicada, se registra el desplazamiento de corte continuamente a la velocidad de corte seleccionada del desplazamiento.

El desplazamiento de corte continuará a la velocidad especificada hasta que se alcance el esfuerzo cortante último o residual. Generalmente, un desplazamiento de corte que varía entre 5y el 10% de la longitud de la discontinuidad es suficiente.

Las tasas de desplazamiento de cortante alrededor de 0.1-0.2 mm/min son generalmente adecuado para toda la prueba, aunque puede ser ligeramente aumentado hasta valores en torno a 0,5 mm/min después de la resistencia máxima al corte. En casos especiales, como discontinuidades con revestimientos finos de arcilla, una tasa más lenta (menor de 0,05 mm / min) puede ser necesario.

## III. Desplazamiento Normal.

Se medirán y registrarán los desplazamientos normales de la muestra, después de cada carga, para definir el desplazamiento normal de la superficie de la junta. Como se requiere de por lo menos 4 dispositivos para medir el cabeceo y rotación de la muestra, se pueden utilizar menos dispositivos, siempre y cuando se pueda medir el desplazamiento normal en el centro de área de la superficie de prueba.

## IV. Desplazamiento Cortante.

Se debe medir y registrar el desplazamiento cortante de la muestra, después de la aplicación de cada incremento de carga, para determinar el desplazamiento cortante de la muestra. Se requieren dos dispositivos para medir el desplazamiento cortante, y con ambos registrar el cabeceo y la rotación de la muestra. A partir de estos registros se determina el desplazamiento en el centro de área de la superficie de prueba.

## 4.2 ROCSCIENCE®

RocScience® es líder mundial en el desarrollo de software 2D y 3D para ingenieros civiles, mineros y geotécnicos. Durante más de 20 años, se han basado en investigaciones de vanguardia para crear el mejor software geotécnico disponible y constantemente desarrollan y refinan sus programas para crear soluciones expertas (Hoek & Curran, 2021).

RocScience®, tiene una gran diversidad de programas geotécnicos, de los cuales los empleados en este trabajo fueron RocData, Dips y Slide2.

### 4.2.2 Dips

Dips es un programa diseñado para el análisis interactivo de datos geológicos basados en la orientación. El programa es un conjunto de herramientas capaces de emplear muchas aplicaciones diferentes y está diseñado tanto para el usuario novato u ocasional, como para el usuario consumado de proyección estereográfica que desea utilizar herramientas más avanzadas en el análisis de datos geológicos.

Dips permite al usuario analizar y visualizar datos estructurales siguiendo las mismas técnicas utilizadas en las proyecciones estereográficas manuales. Además, hay muchas características computacionales disponibles, como el contorno estadístico de la agrupación de orientación, el cálculo de la orientación media y el análisis cualitativo y cuantitativo de los atributos de las características.

Dips ha sido diseñado para el análisis de características relacionadas con el análisis de ingeniería de estructuras rocosas, sin embargo, el formato libre del archivo de datos Dips permite el análisis de cualquier dato basado en la orientación.

A continuación, se describe de manera generalizada la metodología de uso de Dips para proyección estereográfica de una serie de datos de campo, así como el análisis cinemático para determinar los tipos de movimientos potenciales de un talud.

## I. Creación de archivo nuevo e ingreso de datos

1. Se inicia el programa y se mostrará una pantalla, dando clic en la opción **Nuevo**, ubicada en la esquina superior izquierda (Fig. 4.2)

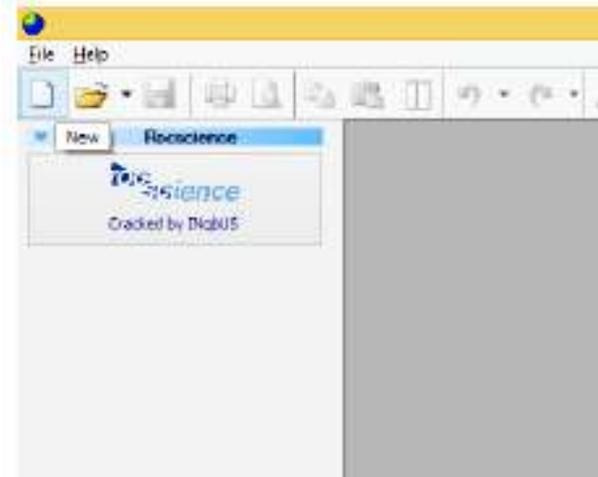
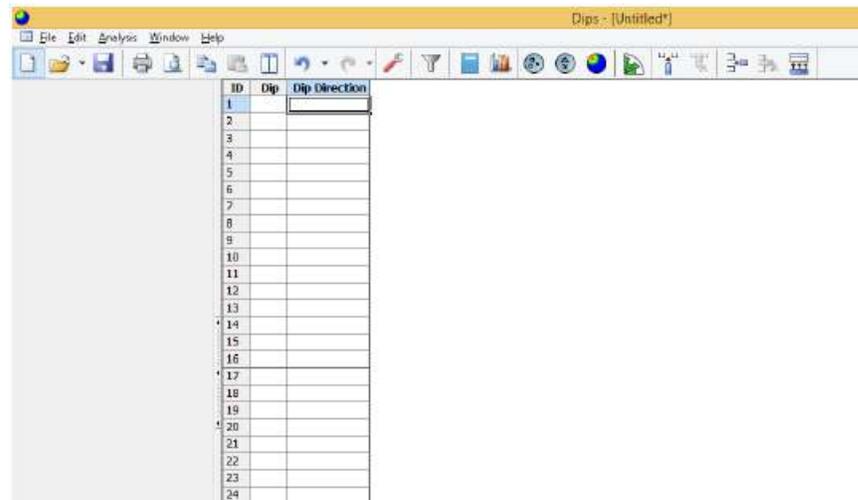


Figura 4.2 Nuevo archivo en Dips.

2. Se mostrará la hoja de cálculo para el ingreso de datos geológicos (Fig. 4.3). De dichos datos, por defecto se aparecerá el formato en *Dip / Dip Direction* que se refiere a *Buzamiento /Dirección de Buzamiento*. En caso de tener más información en el icono  se podrá agregar las columnas deseadas, como por ejemplo: espaciamiento, abertura, relleno, rugosidad, entre otros.

A screenshot of the Dips software interface showing a spreadsheet for entering geological data. The window title bar is yellow and contains the text 'Dips - [Untitled\*]'. Below the title bar is a menu bar with 'File Edit Analysis Window Help' options. A toolbar with various icons is located below the menu bar. The spreadsheet has a header row with columns labeled 'ID', 'Dip', and 'Dip Direction'. The 'ID' column contains numbers from 1 to 24. The 'Dip' and 'Dip Direction' columns are empty.

ID	Dip	Dip Direction
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		

Figura 4.3 Tabla de datos geológicos en Dips.

## II. Opciones de trazado estereográfico

Dips contiene diversas opciones de trazado estereográfico disponible en la barra de herramientas.

- **Trazado de polo** 

Es la representación más básica de los datos. Al seleccionar el icono  en la barra de herramientas o en el menú **Ver**. Se mostrará un gráfico como el de la Figura 4.4.

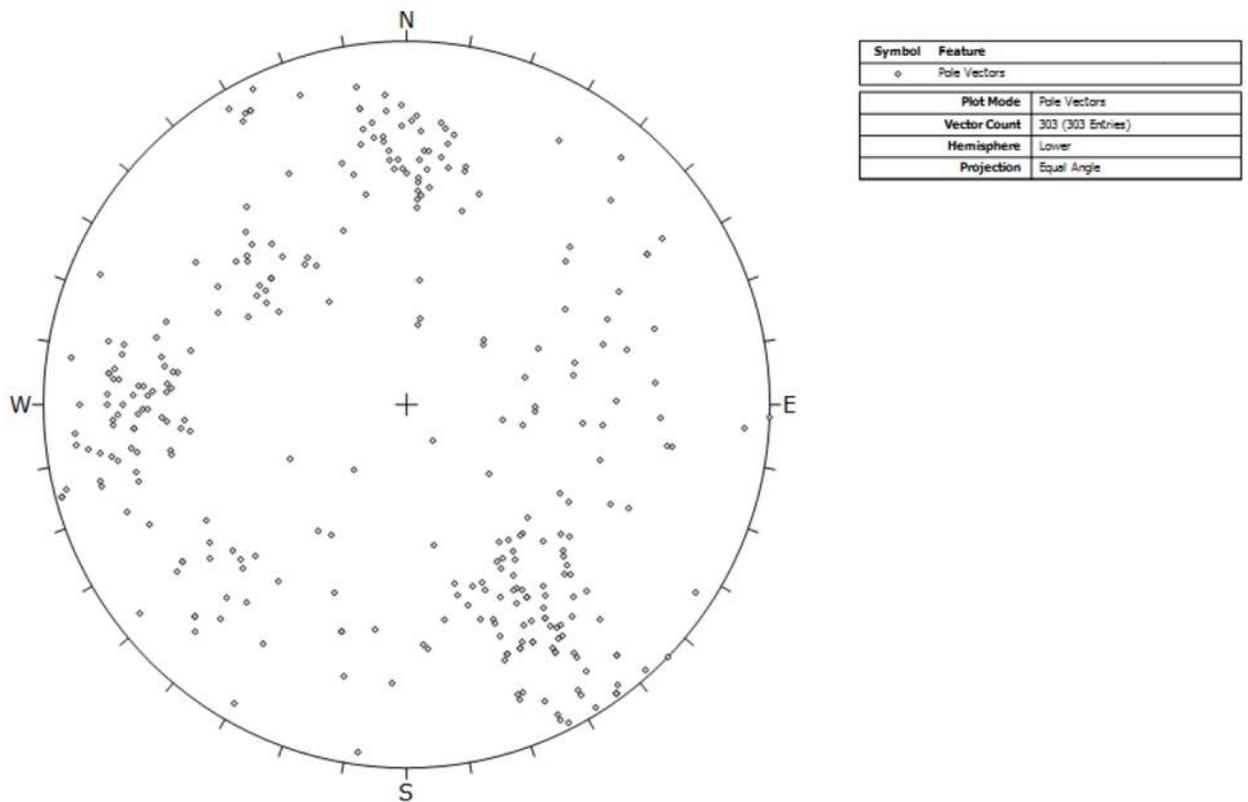


Figura 4.4 Ejemplo de trazado de polo.

Cada polo de un trazado de polos representa un par de datos de orientación correspondientes a Buzamiento y Dirección de Buzamiento.

- **Trazado simbólico**



Para llevar a cabo este análisis, se selecciona el icono . Se desplegará un cuadro de diálogo en donde aparecerá una lista desplegable de Tipo de Datos (Fig. 4.5), se selecciona la columna de datos que se desea trazar. Por defecto en la selección Tipo los datos son cualitativos, en caso de que los datos fueran cuantitativos (numéricos), entonces se selecciona la opción de cualitativos. Obsérvese que aparece una lista de todas las entradas de la columna Tipo en el área Lista asignada.

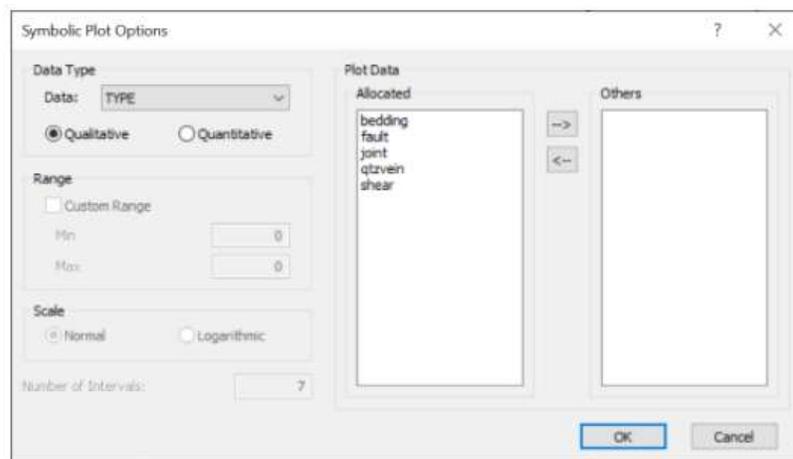
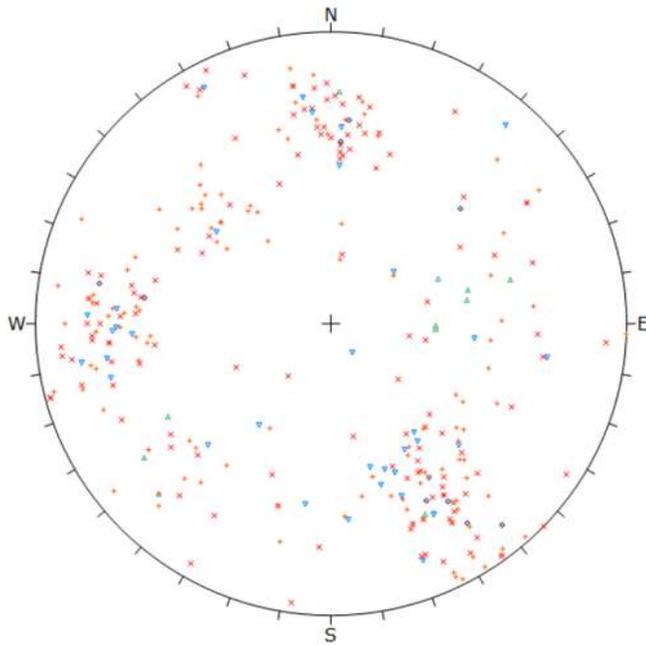


Figura 4.5 Opciones de trazado simbólico.

Al dar clic en Aceptar, se generará un trazado simbólico, que mostrará los símbolos correspondientes a las entradas de la columna Tipo como se muestra en la Figura 4.6.



Symbol	SURFACE	Quantity
•	polished	9
x	rough	123
▲	slick	11
+	smooth	124
▼	v.rough	36

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	303 (303 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

Figura 4.6 Visualización de trazado simbólico.

○ **Trazado de contornos** 

Seleccionando el icono , Dips mostrará un gráfico como el de la Figura 4.7, en la que se observa la concentración de polos por regiones coloreadas, graduadas desde el color rojo, mayor concentración, hasta el blanco, menor concentración, con esta herramienta hace más fácil el poder identificar las familias de discontinuidades.

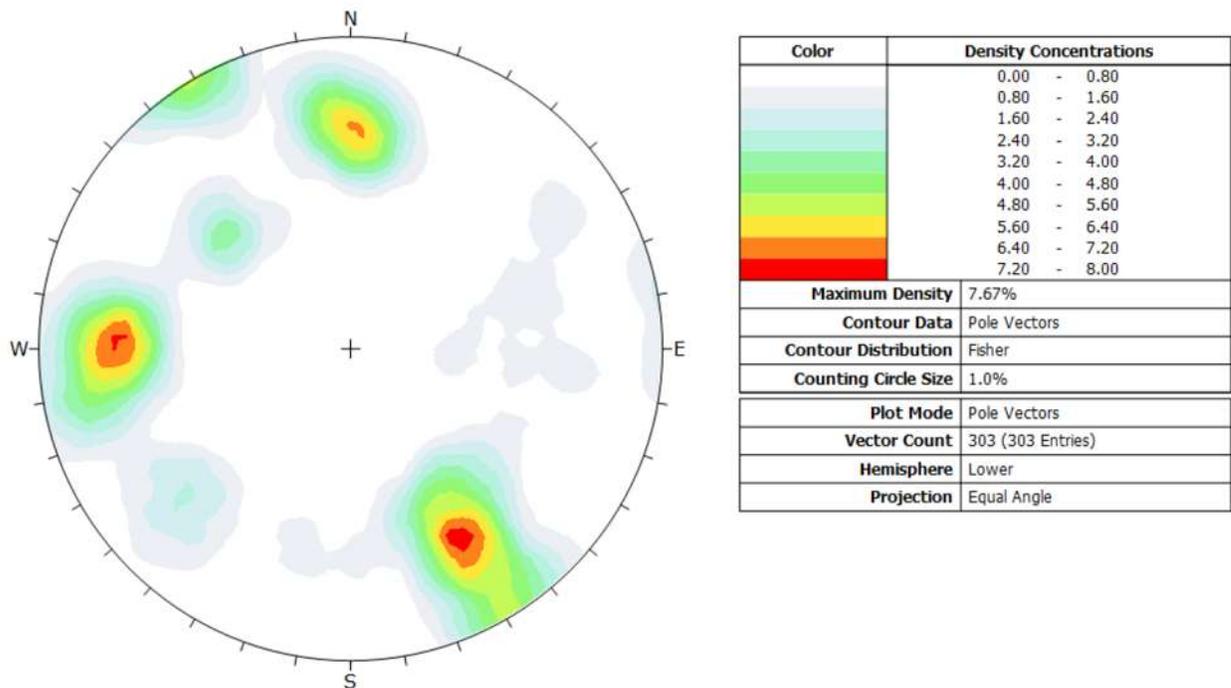


Figura 4.7 Trazado de contornos.

○ **Trazado de planos principales** 

La opción de trazado de planos principales en Dips permite ver al usuario los planos principales en un plano estereográfico vacío, sin polos o contornos. Esta opción se encuentra en la barra de menú **Ver** o bien presionando el icono .

Al hacer clic sobre esta opción el programa mostrará los planos principales y los planos de las familias que se hayan agregado con anterioridad, como se muestra en la Figura 4.8.

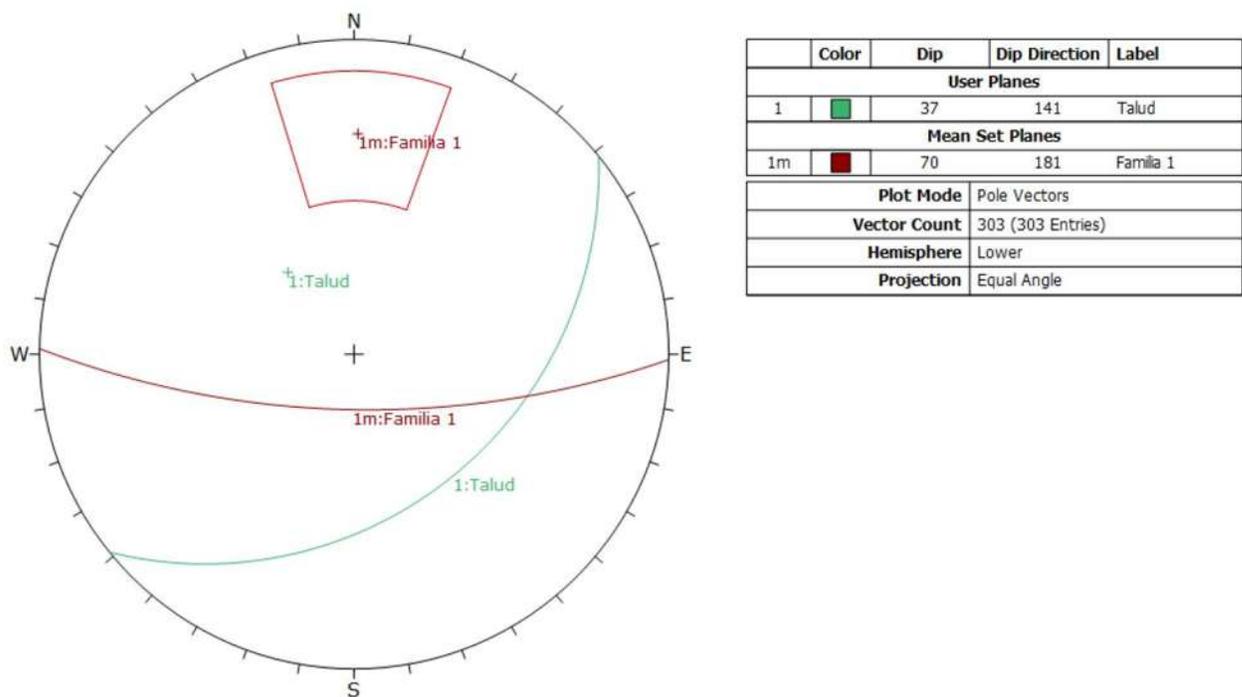


Figura 4.8 Ejemplo de trazado de planos principales.

La grafica muestra el plano de una familia (línea roja) y el plano de un talud (línea verde). Con el fin de identificar mejor estos planos principales Dips tiene la opción de mostrarlos por separado, además de dar una descripción de ellos en la leyenda a la derecha del plano estereográfico.

- **Estereosfera** 

Esta opción permite mostrar los dos tipos de retículas, Polar o Ecuatorial y si el usuario lo desea una retícula personalizada.

Esta opción se encuentra en la barra de menú **Ver** o presionando el icono , se mostrará un cuadro de diálogo como en el de la Figura 4.9, en el que se seleccionará el tipo de retícula deseada.

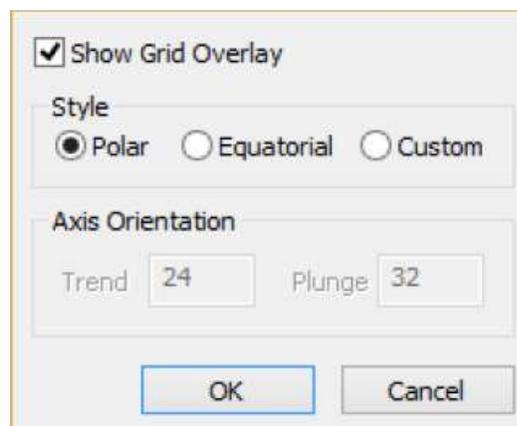
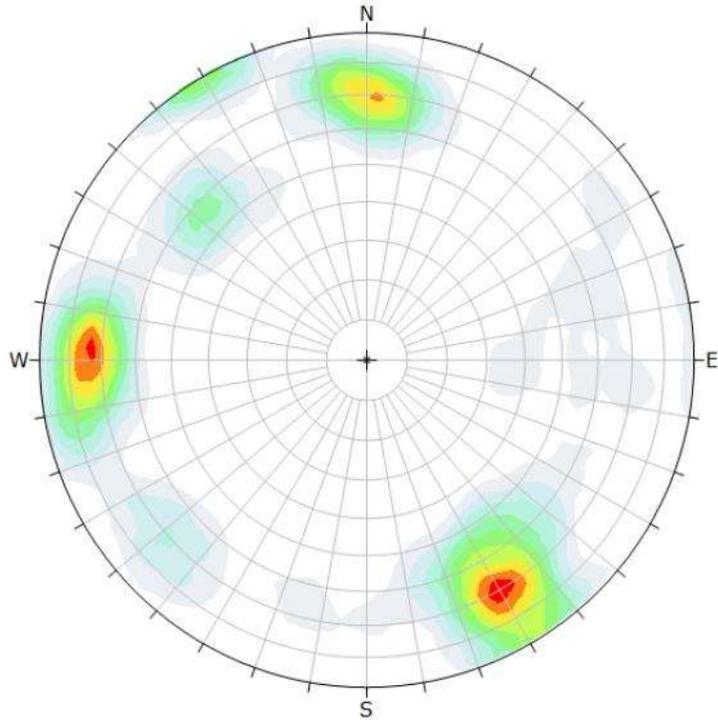
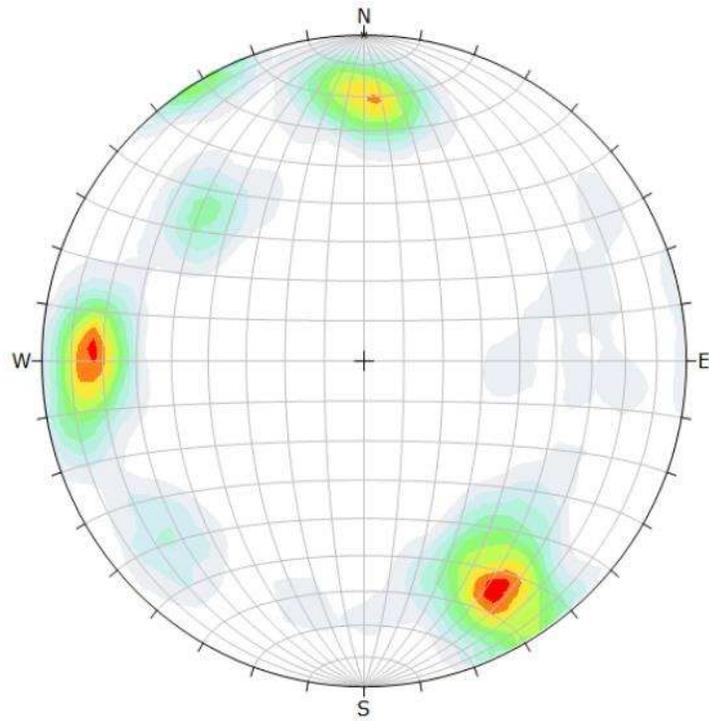


Figura 4.9 Selección de retícula de estereosfera.

En la Figura 4.10 se muestra un ejemplo de los tres tipos de retícula, Polar (a), Ecuatorial (b), Personalizada (c).



a)



b)

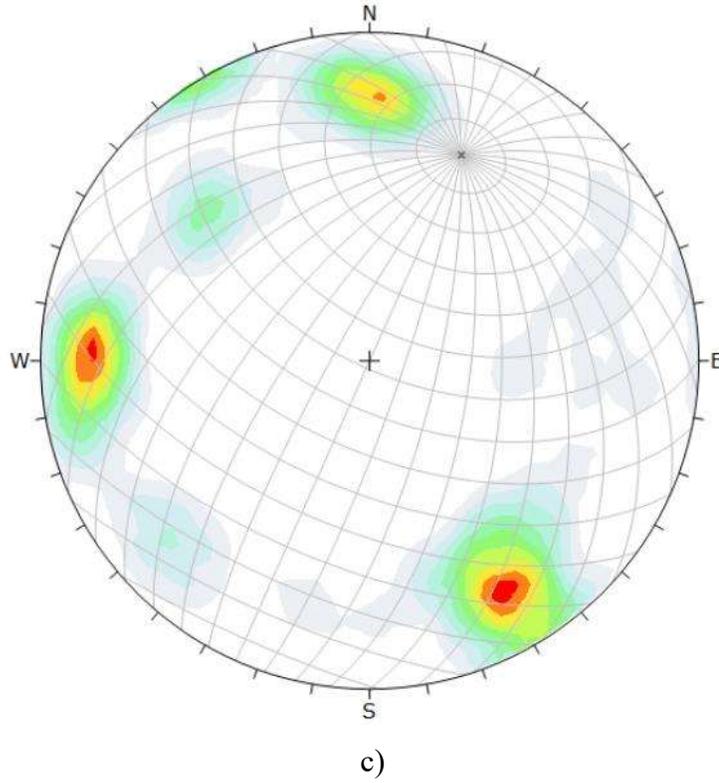


Figura 4.10 Ejemplo de retículas de estereoesfera; a) Polar, b) Ecuatorial, c) Personalizada

○ **Trazado de rosetas**



El trazado de roseta convencional inicia con un plano horizontal, representado por el ecuador (exterior) círculo de la estereografía. Un histograma radial (con segmentos de arcos en lugar de barras) es recubierto en este círculo, indicando la densidad de planos intersectando esta cara horizontal. Los límites de la orientación radial (azimut) de los segmentos de arcos corresponden a los rangos de rumbo del plano o grupo de planos siendo representados por el segmento.

La opción se encuentra en la barra de herramientas en el menú **Ver**, o bien presionando el icono .

Dips genera automáticamente un gráfico estereográfico de roseta como la que se muestra en la Figura 4.11.

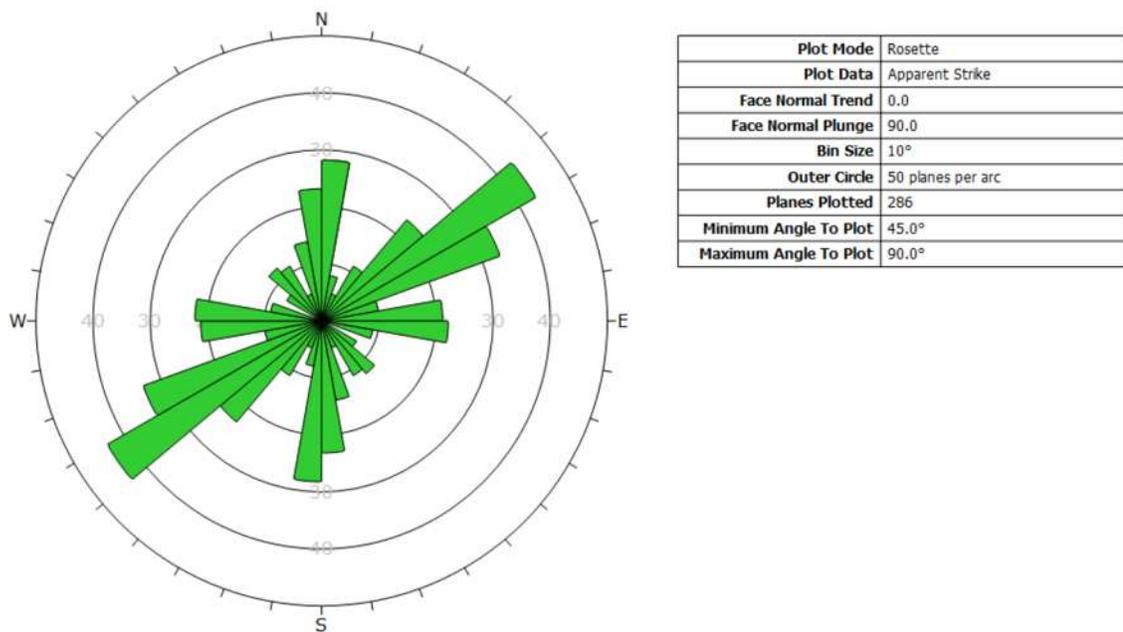


Figura 4.11 Ejemplo de trazado de rosetas.

El diagrama de roseta es un histograma radial de rumbo de densidad o frecuencia. Donde la extensión de las barras verdes indica la concentración de polos con ese rumbo.

### III. Trazado de familias de discontinuidades

Para ubicar las familias de discontinuidades en la proyección estereográfica se utiliza la opción en la barra de menú **Conjuntos** (Fig. 4.12).



Figura 4.12 Opción de conjuntos (Sets) en Dips.

En dicho menú se encuentran diversas opciones para la adición de conjuntos, los cuales se crean con el fin de obtener orientaciones de planos de conjunto medio y estadísticas de conjunto de clústeres de datos.

- **Agregar ventana de conjunto** 

Seleccionando el icono , el cursor se convertirá en una cruz y se procederá a encerrar las áreas de mayor concentración de polos que son las que nos indican las familias de discontinuidades, tal como se muestra en la Figura 4.13.

Al encerrar el área en forma de trapecio y presionar clic, aparecerá un cuadro de dialogo como el que aparece en la parte superior derecha de la Figura 4.13, donde se modificará el nombre de la familia y lo que se desea mostrar en la descripción de la misma.

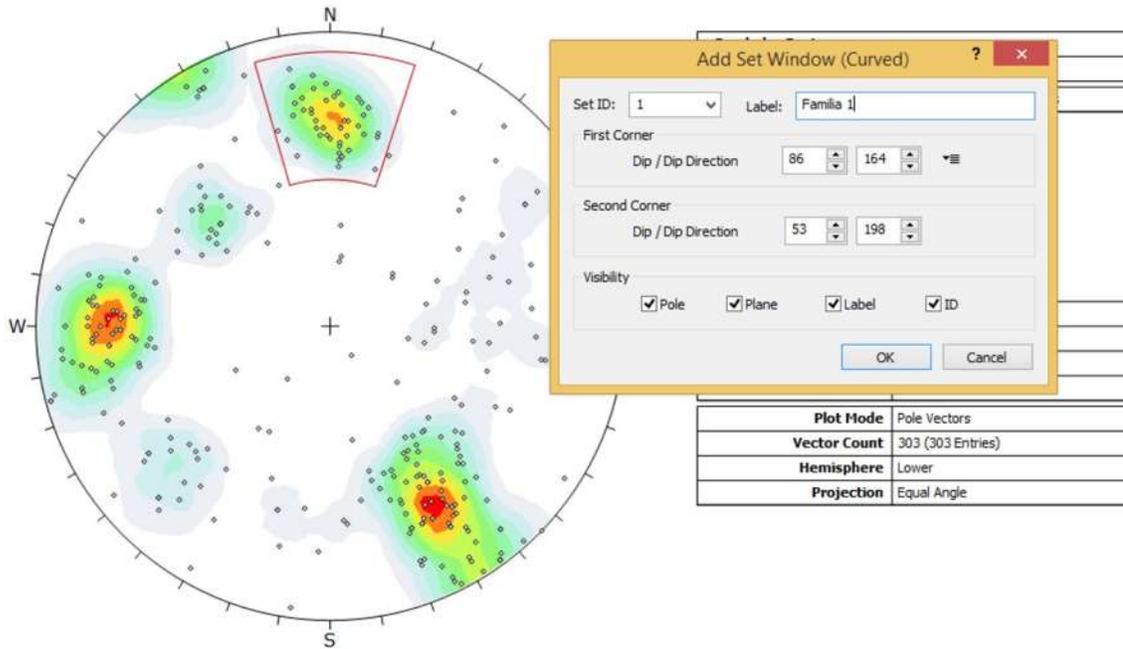


Figura 4.13 Selección de conjunto y cuadro de diálogo.

Al presionar Aceptar en el cuadro de diálogo, en el plano estereográfico se mostrará el plano de la familia con su descripción (Fig. 4.14).

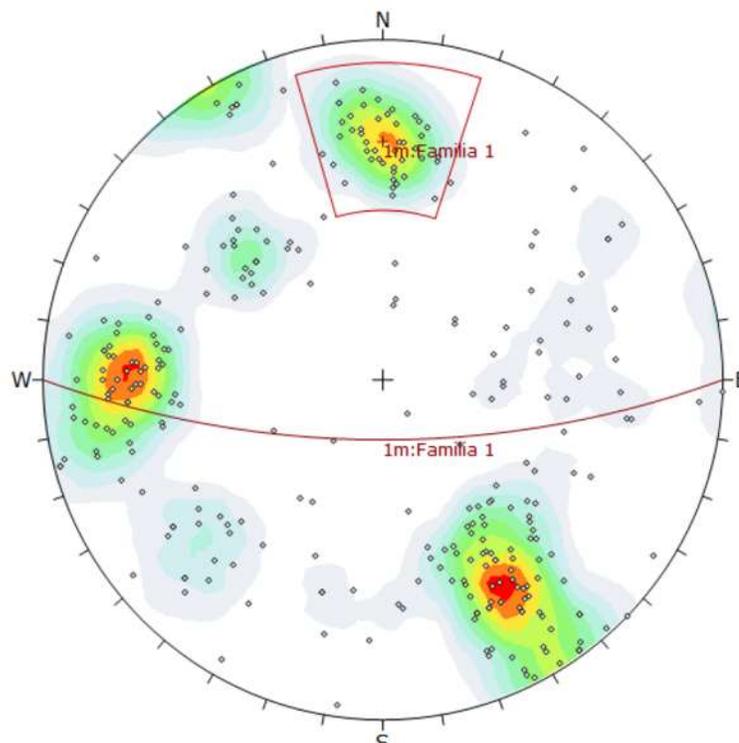


Figura 4.14 Proyección estereográfica de una familia de discontinuidades, usando la adición de conjuntos.

- **Agregar conjunto a mano alzada** 

Al presionar clic sobre el icono , el cursor se convertirá en una cruz y se procede a encerrar las áreas con mayor concentración de polos como se muestra en la Figura 4.15. Al encerrar el área irregular y presionar clic aparecerá el cuadro de diálogo de la parte superior derecha de la Figura 4.15, en el que se modificará el nombre de la familia y lo que se desee mostrar en la descripción de la misma.

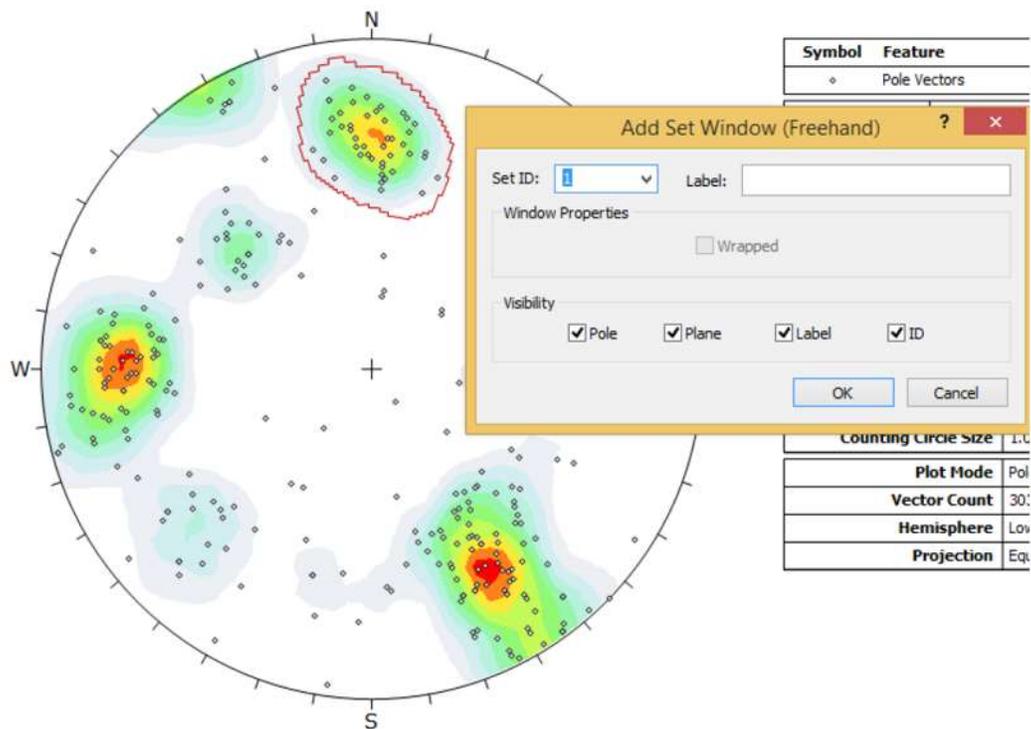


Figura 4.15 Conjunto a mano alzada y cuadro de diálogo.

Al presionar Aceptar se mostrará el plano de la familia con su descripción (Fig. 4.16).

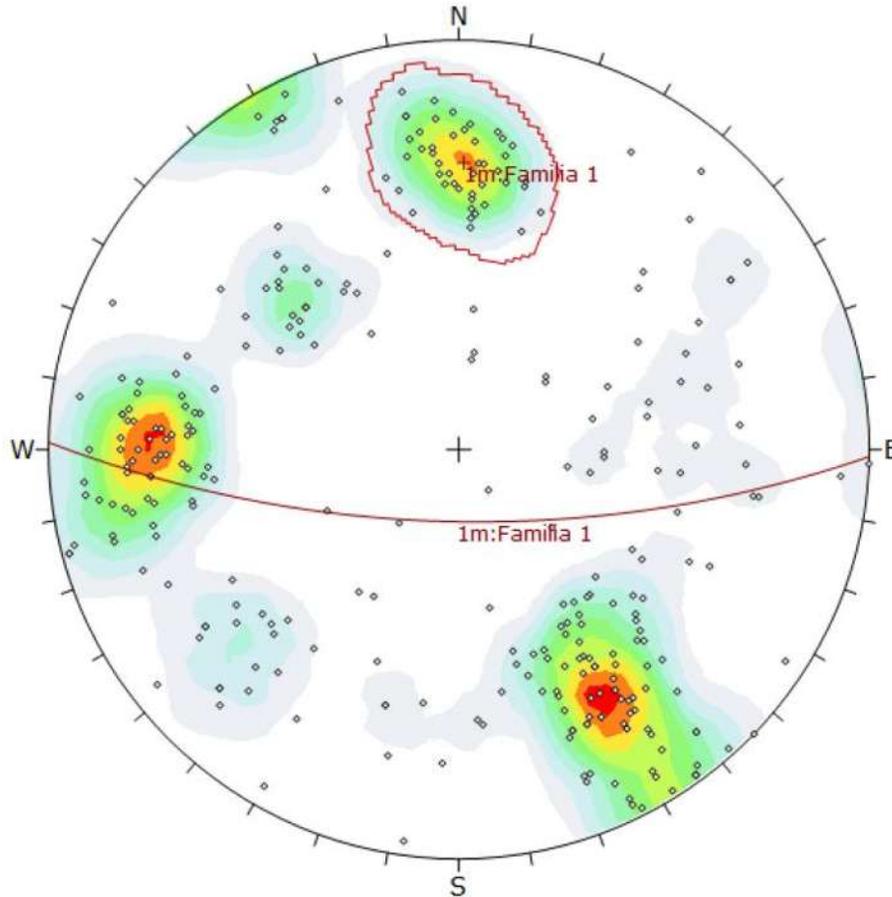


Figura 4.16 Proyección estereográfica de una familia de discontinuidades, usando la adición de conjuntos a mano alzada.

Esta herramienta permite seleccionar un área irregular sobre las concentraciones de polos que se pueden observar en la proyección estereográfica. El usuario puede usarla en los casos que se desee tener un plano más exacto de la familia.

- **Conjuntos de análisis de clústeres** 

Al presionar clic sobre el icono , Dips mostrará la una ventana (Fig. 4.17) donde se coloca el tamaño de cono de fricción que va a estar dado por un ángulo en grados.

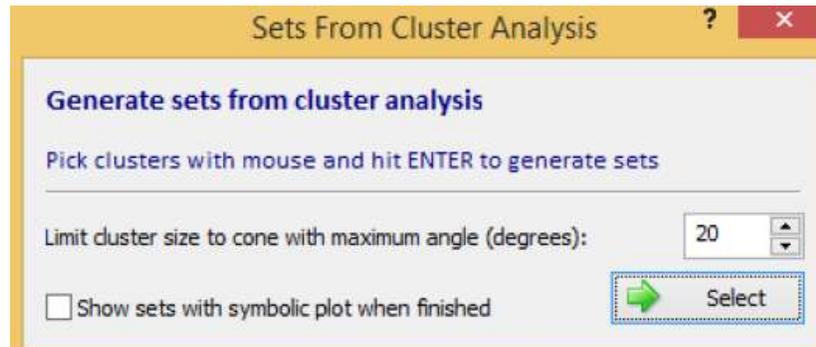


Figura 4.17 Tamaño de cono de fricción.

El tamaño del cono de fricción permite encerrar los conjuntos de polos. Al presionar **Seleccionar**, Dips se mostrará como en la Figura 4.18.

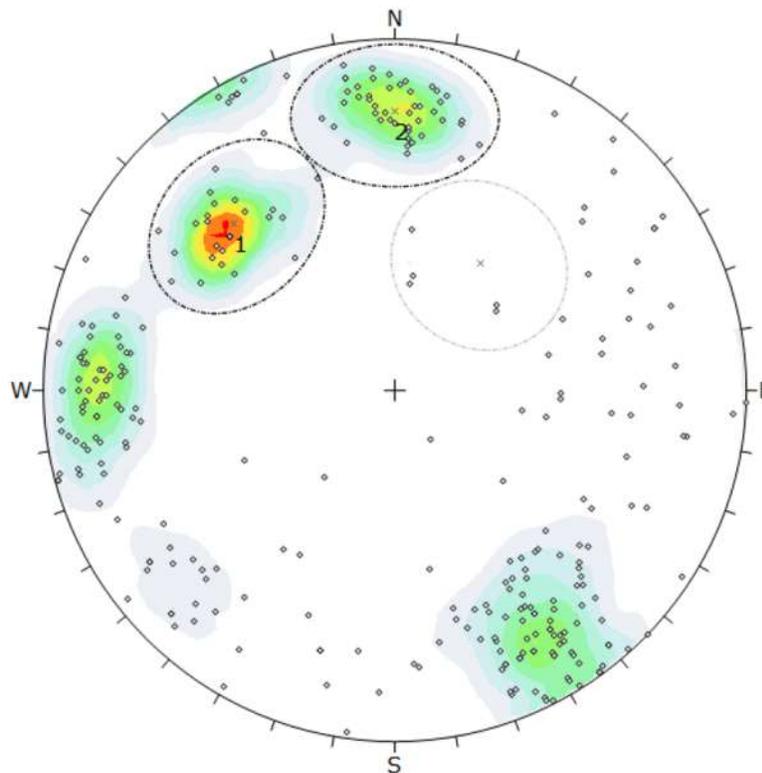


Figura 4.18 Ejemplo de visualización de cono de fricción en la proyección estereográfica.

Automáticamente el puntero quedará como un cono de fricción del tamaño del ángulo que le hayamos dado en la ventana anterior, así empezaremos a encerrar las concentraciones de polos como se mostró en la Figura 4.18, cuando se tengan identificadas todas las familias presentes, se hace clic en la tecla **Enter**.

El programa realizará el cálculo de los planos, generando las áreas trapezoidales alrededor de las zonas seleccionadas (Fig. 4.19).

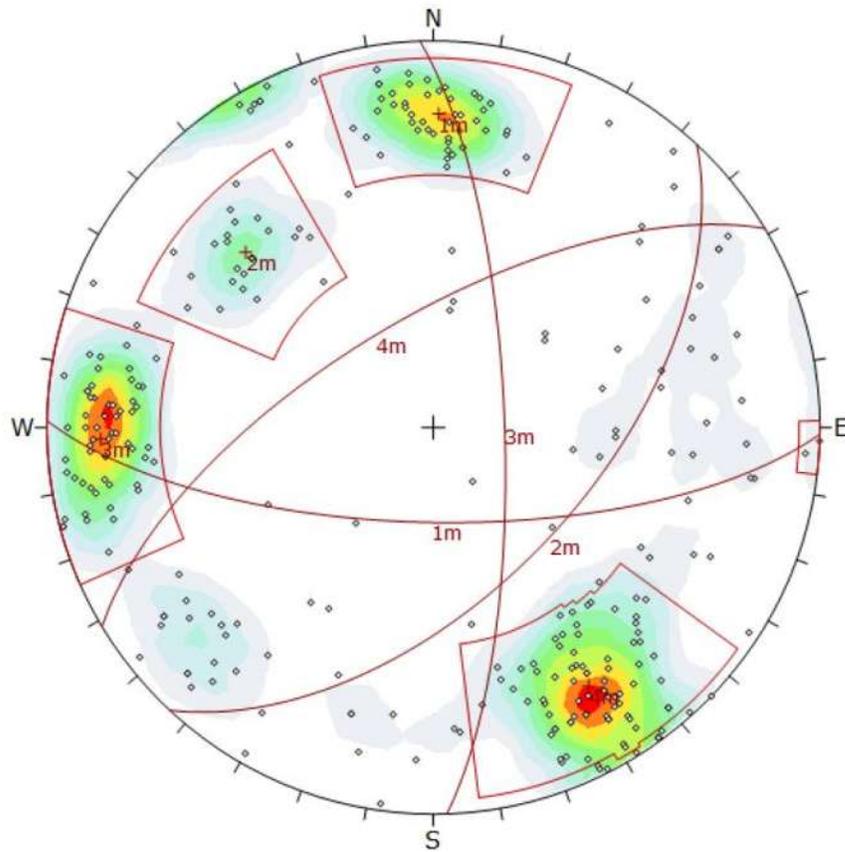


Figura 4.19 Proyección estereográfica de familias de discontinuidades, usando la adición de conjuntos de análisis de clústeres.

#### IV. Edición de conjuntos

Permite editar las características visuales de las familias, ya sea para modificar su color, el nombre y lo que se desee mostrar de este.

Esta herramienta se encuentra en el menú **Conjuntos**, o bien presionando el icono , aparecerá una ventana como la de la Figura 4.20. En este, se encuentra todos los planos (Conjuntos) que hayamos agregado a la proyección estereográfica, mostrando su descripción y permitiendo al usuario cambiar lo que se desee que se muestre en el gráfico y los colores de cada una de ellas.

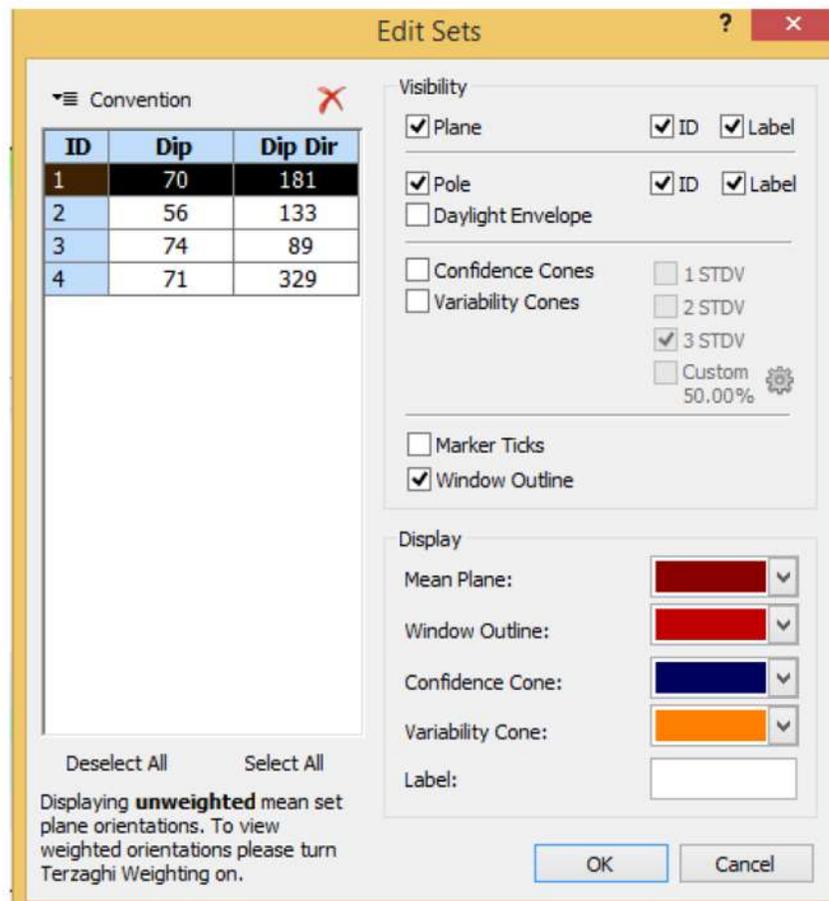


Figura 4.20 Ventana de edición de conjuntos.

## V. Trazado de planos principales de interés

Esta opción permite al usuario ingresar el dato geológico de un plano de interés ya sea una falla, un talud, entre otros.

La herramienta se encuentra en la barra de menú **Planos** en la opción de **Añadir Plano**, o bien pulsando en el icono . Dips mostrará un plano en el cursor, se presiona clic sobre la esfera e inmediatamente aparecerá la ventana de la Figura 4.21, donde se ingresan los datos geológicos del plano de interés.

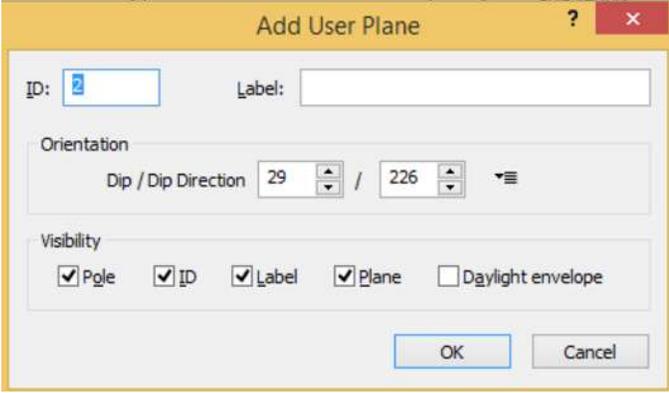


Figura 4.21 Ventana de datos geológicos del plano de interés.

En dicha ventana de la Figura 4.21, los datos que se ingresan en **Buzamiento/Dirección de Buzamiento** (Dip/Dip Direction), además de colocar el nombre del plano y su identificación, también se puede modificar lo que se quiera mostrar del plano y se presiona clic en Aceptar.

Dips ubicará el plano automáticamente con los datos ingresados y con su etiqueta (Fig. 4.22).

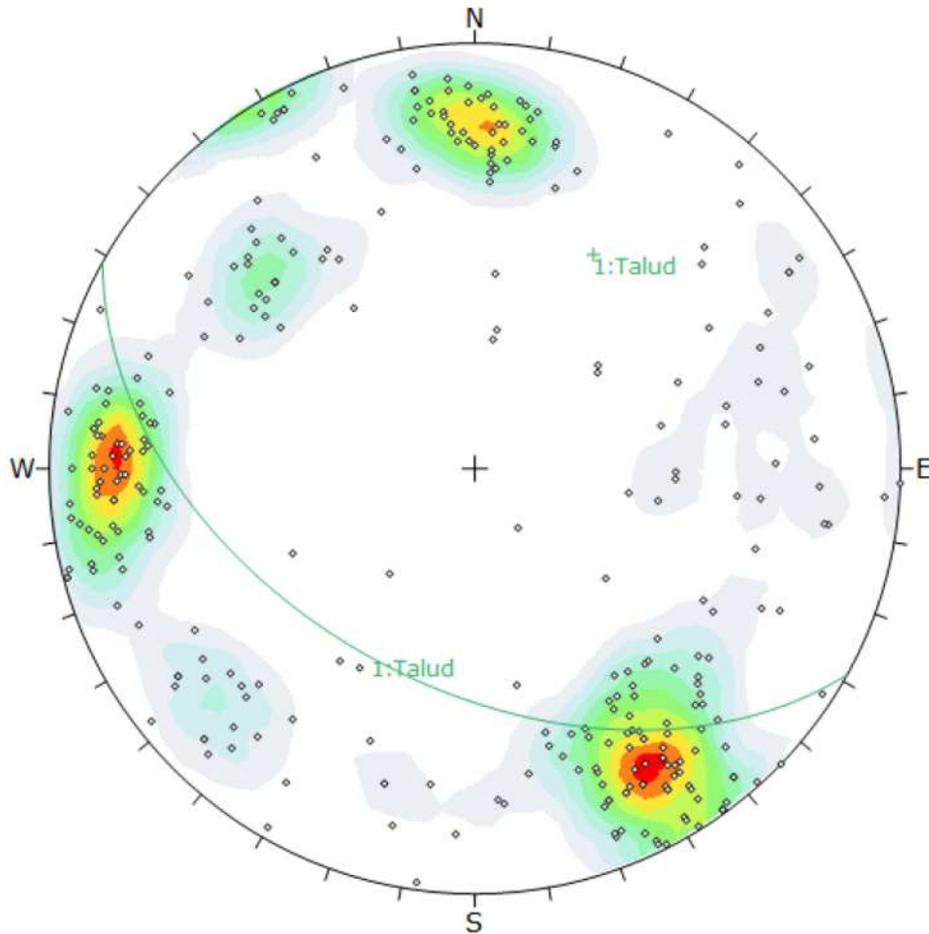


Figura 4.22 Proyección estereográfica de un plano principal de un talud.

Para modificar las preferencias de los planos principales se utiliza la opción de **Editar Planos**, o bien presionando en el icono .

Dips, mostrará una ventana como la de la Figura 4.23, donde se podrán modificar las características visuales y las etiquetas de los planos que se ingresaron.

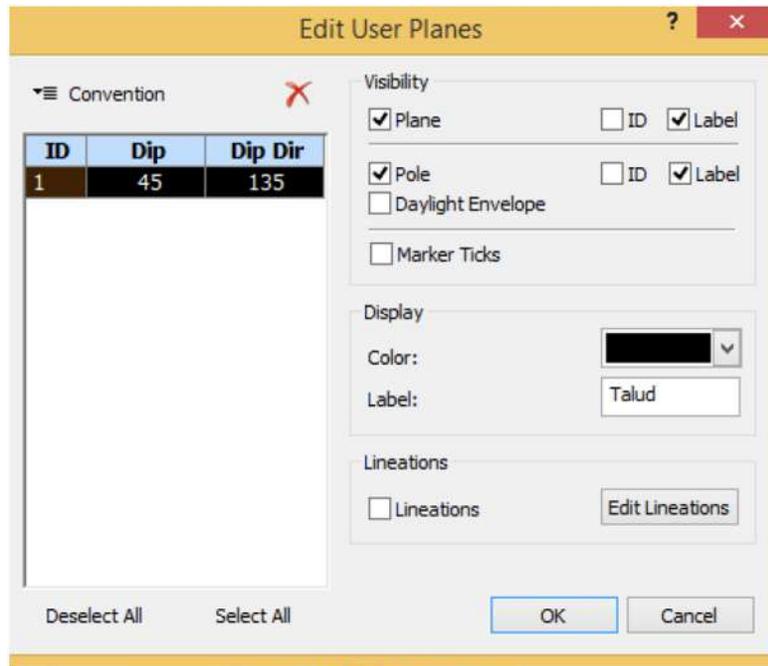


Figura 4.23 Edición de características visuales de los planos principales.

## VI. Análisis cinemático

Es una aproximación que permite una rápida evaluación de condiciones de estabilidad en el diseño de las excavaciones en macizos rocoso, con un fuerte control estructural y una distribución de discontinuidades no homogéneas o isotropas. Este está basado fundamentalmente en la orientación de las discontinuidades principales y en el ángulo de fricción de estas. El análisis cinemático permite analizar la estabilidad de los tipos de roturas básicos: planar, cuña y vuelco, descritos en el apartado 2.4.

Partiendo de un plano estereográfico con las familias de discontinuidades y con el del plano principal de un talud. Se realiza el análisis cinemático con la opción de **Análisis Cinemático** (Kinematic Analysis), herramienta ubicada en la barra de menú **Análisis**, o bien pulsando el icono .

Al hacer clic, se mostrará una ventana como la de la Figura 4.24

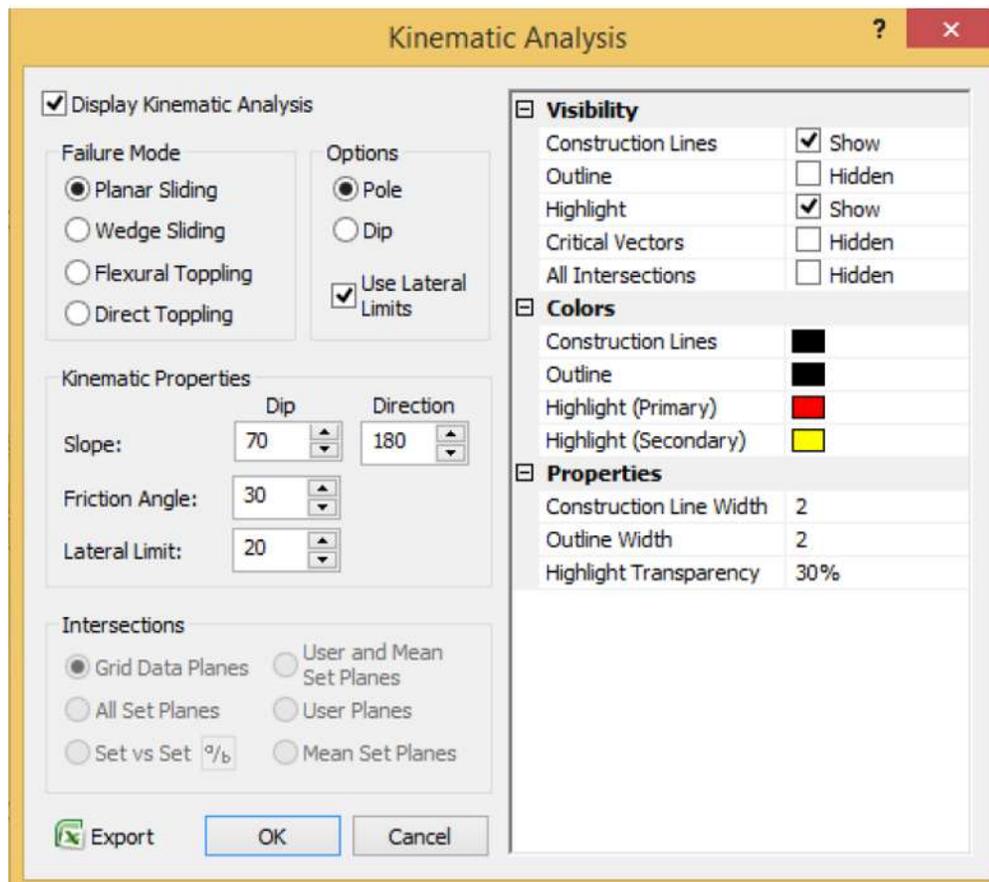


Figura 4.24 Ventana de opciones de análisis cinemático.

En la opción de **Mostrar Análisis Cinemático** (Display Kinematic Analysis), ubicada en la parte superior izquierda se selecciona el tipo de movimiento que se desee analizar.

- **Falla Planar**

Al presionar Aceptar en la ventana de la Figura 4.24, inmediatamente aparecerá en la parte inferior izquierda, debajo de la ventana de **Opciones de Gráfico** (Plot Options), la ventana de **Análisis Cinemático** (Fig. 4.25). En dicha ventana se ingresan los datos para el análisis planar, los cuales corresponden al Buzamiento del Talud, Dirección del Buzamiento del Talud, Ángulo de Fricción y Limite Lateral.

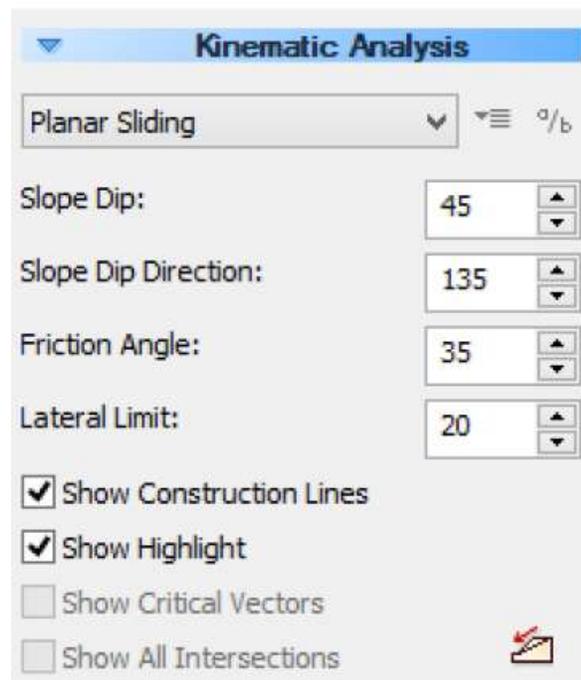


Figura 4.25 Ventana de análisis cinemático de deslizamiento planar.

Inmediatamente Dips realizará el análisis y las gráficas correspondientes de la proyección estereográfica de manera que el gráfico queda como se muestra en la Figura 4.26.

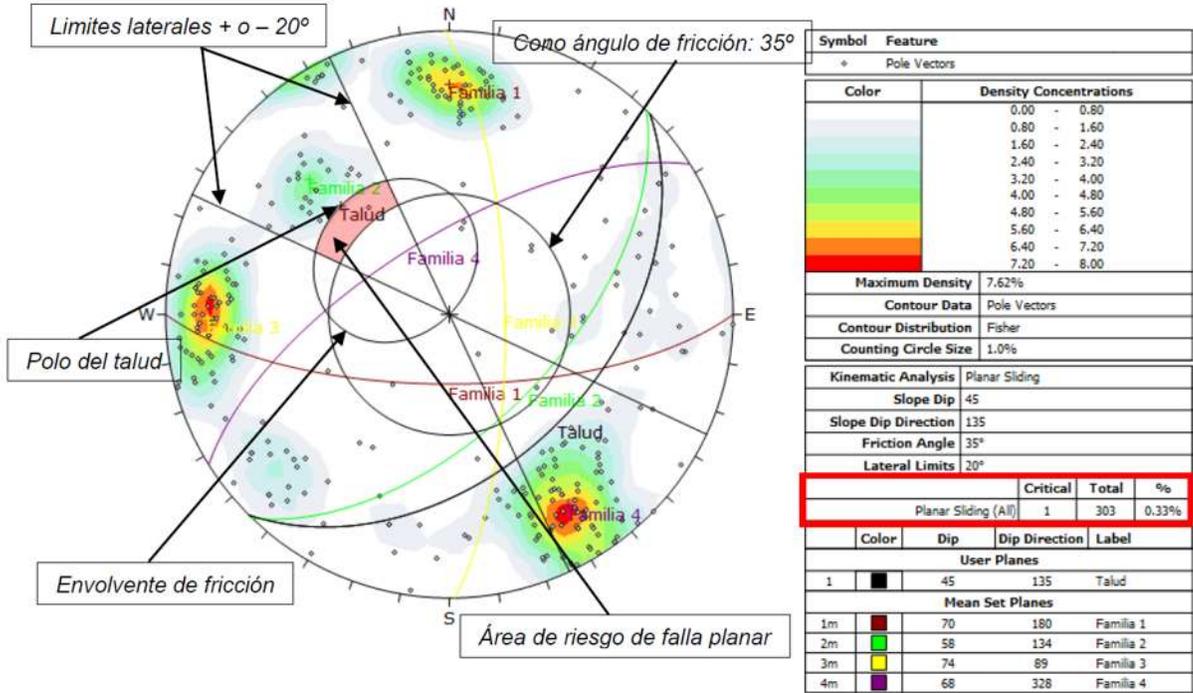


Figura 4.26 Ejemplo de proyección estereográfica del análisis cinemático de falla plana.

En la Figura 4.26 se pueden observar los parámetros que se ingresaron. Dips genera un cono de fricción que representa el Ángulo de fricción de la superficie de contacto, los límites laterales del azimut, la envolvente de fricción y el área de riesgo para falla plana, que se encuentra delimitada por el ángulo de fricción, la envolvente de fricción y los límites laterales.

Dips muestra el análisis en la leyenda, donde indica la cantidad de polos que quedan dentro de área de riesgo, indicando la probabilidad de falla.

○ **Falla en Cuña**

De la ventana de la Figura 4.24 se selecciona la opción de **Deslizamiento en Cuña** y al presionar Aceptar, aparecerá la misma ventana de la Figura 4.25, en la que de igual manera se ingresan los datos de Buzamiento de Talud, dirección de Buzamiento del Talud, Ángulo de Fricción y Limite Lateral. Inmediatamente Dips realizará el análisis y las gráficas correspondientes en la proyección estereográfica quedando el gráfico como se muestra en la Figura 4.27.

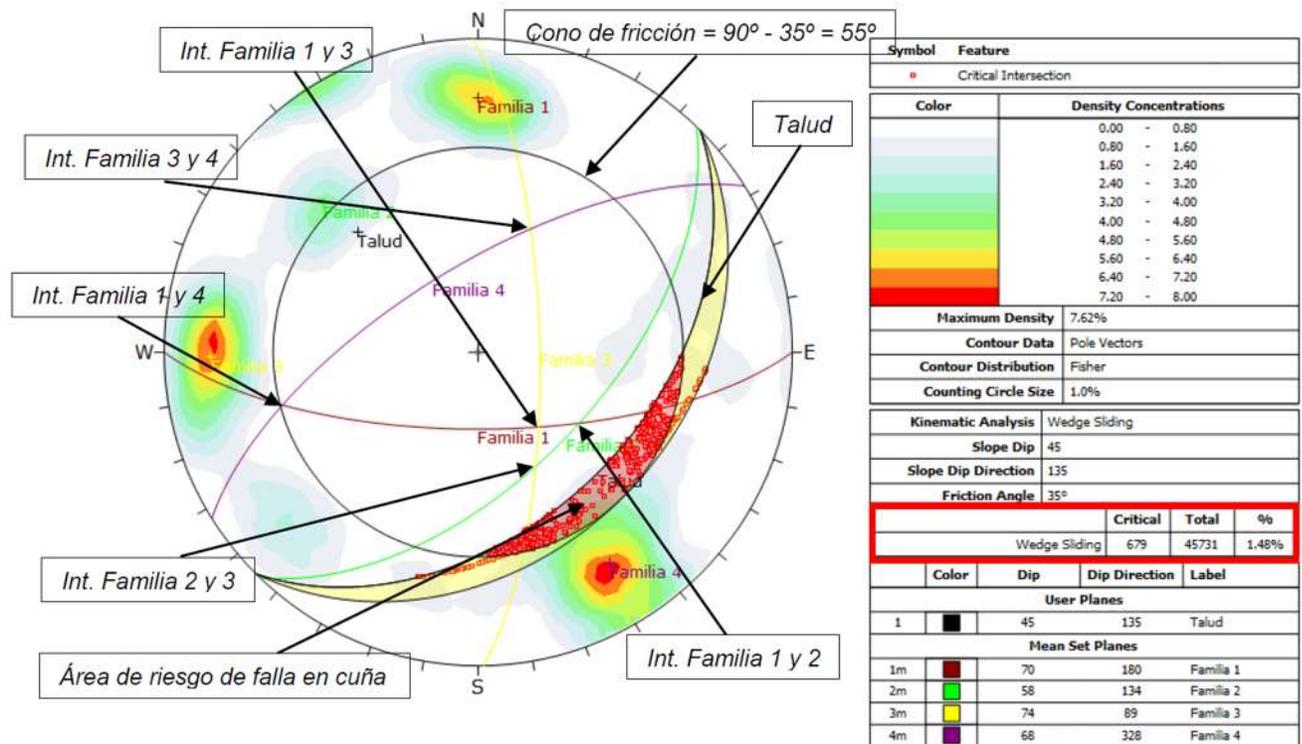


Figura 4.27 Ejemplo de proyección estereográfica del análisis cinemático de falla en cuña.

Como se muestra en la Figura 4.27, se ubican las intersecciones de los planos de las familias ya que estas son las que pueden generar la falla en cuña y se observa el área de riesgo de falla en cuña. Dips muestra el análisis en la leyenda, donde indica el número de intersecciones que están en el área de riesgo, puntuando la probabilidad de falla.

○ **Falla por vuelco**

De la ventana de la Figura 4.24 se selecciona la opción de **Vuelco por Flexión** y al presionar Aceptar, aparecerá la misma ventana de la Figura 4.25, en la que de igual manera se ingresan los datos de Buzamiento de Talud, Dirección de Buzamiento del Talud, Ángulo de Fricción y Limite Lateral. Inmediatamente Dips realizará el análisis y las gráficas correspondientes en la proyección estereográfica quedando el gráfico como se muestra en la Figura 4.28.

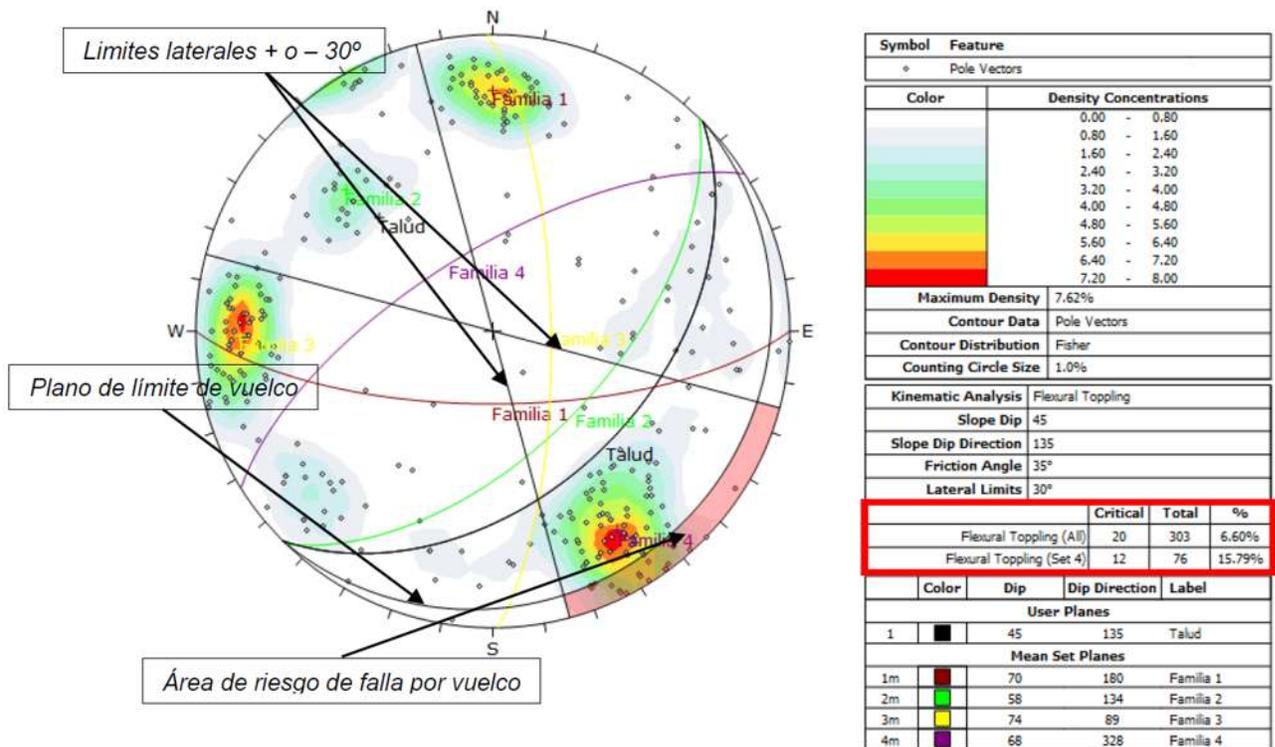


Figura 4.28 Ejemplo de proyección estereográfica del análisis cinemático de vuelco por flexión.

En la Figura 4.28 se pueden identificar los límites laterales, el área de riesgo de falla por vuelco y el plano de límite de vuelco. Dips muestra el análisis en la leyenda, donde menciona la cantidad de polos que quedan dentro del área de riesgo, puntuando la probabilidad de falla.

### 4.2.1 RocData

RocData es un kit de herramientas versátil para el análisis de datos de resistencia de rocas y suelos, y la determinación de envolventes de resistencia y otros parámetros físicos. RocData incluye RocProp, una base de datos de propiedades de roca intacta que se ejecuta como una aplicación independiente.

Determina los parámetros de las envolventes de resistencia lineales y no lineales para roca y suelo, basándose en el análisis de datos de resistencia al cizallamiento triaxial o directo. Utiliza cuatro de los modelos de resistencia más empleados en ingeniería geotécnica: Generalized Hoek-Brown, Mohr-Coulomb, Barton-Bandis y Power Curve.

Las envolventes de falla se trazan tanto en el espacio de tensión de cizallamiento normal como en el espacio de estrés principal. Las envolventes de esfuerzo normales de corte generadas se pueden aplicar a problemas como el análisis de equilibrio límite de la estabilidad taludes, mientras que las envolventes de esfuerzos principales se pueden utilizar para modelar el comportamiento de las excavaciones subterráneas. RocData es un programa altamente interactivo que permite probar fácilmente diferentes parámetros de resistencia y observar cómo afectan a una envolvente de falla, lo que brinda una mejor comprensión de la resistencia del material.

Las propiedades de resistencia del material determinadas se pueden utilizar como entrada para programas de análisis numérico como RS2 y Slide2.

Para esta investigación se siguieron los tutoriales para la determinación de la envolvente de resistencia del macizo rocoso con aplicación de taludes en roca y análisis de datos de laboratorio de pruebas de corte, se describe de manera general el procedimiento empleado.

## I. Envoltorio de resistencia para una aplicación de taludes en rocas altamente perturbadas.

1. Se inicia un archivo nuevo, se da clic en **Configuración de proyecto**  se selecciona el sistema y los criterios a emplear (Fig. 4.29).

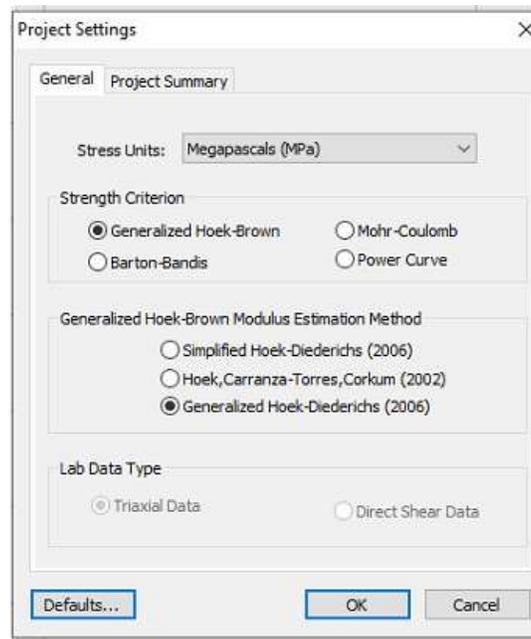


Figura 4.29 Configuración del proyecto.

2. Clic en **Definir modelos de materiales**. Esta selección permite utilizar algunas de las entradas de GSI directamente en la pestaña Fuerza. Sin embargo, otros campos solo se pueden ver en la **calculado GSI**. Para acceder a la calculadora GSI puede cambiar la entrada **Definir por** entrada a **mb,s,a** y el icono de la calculadora GSI se activará. Podrá elegirse en emplear 3 opciones para el cálculo del GSI (Fig 4.30), ya sea la condición **JCon89** correspondiente a la clasificación geomecánica de Bieniawski de 1989, **JCon76** correspondiente a Bieniawski de 1976 o bien **Jr/Ja** correspondiente a Barton de 1974, teniendo como parámetros de entrada el valor de RQD.

GSI Calculator

RQD = 30

JCond89

JCond89 10.0

JCond76 10

J<sub>r</sub>/J<sub>a</sub> 2

JCond89 = 10.0

GSI = 1.5JCond89 + RQD/2

**GSI = 30**

OK Cancel

Definition of JCond<sub>89</sub>, after Bieniawski (1989)

Condition of discontinuities	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1 – 5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous
Rating	30	25	20	10	0

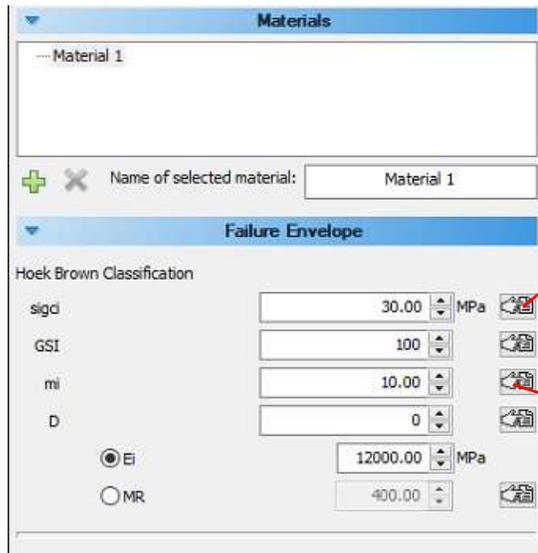
Guidelines for classification of discontinuity conditions

Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 to 3 m	3 to 10 m	10 to 20 m	More than 20 m
Rating	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	More than 5 mm
Rating	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Stickensided
Rating	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	None	Hard infilling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft infilling < 5 mm	Soft infilling > 5 mm
Rating	6	4	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderate weathering	Highly weathered	Decomposed
Rating	6	5	3	1	0

Figura 4.30 Calculadora de GSI, RocData.

3. Se ingresan los parámetros de entrada como UCS de roca intacta, **mi** (ya sea que sea conocido o se ingrese a las tablas de RocData, seleccionando el que corresponda al material utilizado) como se muestra en la Figura 4.31.

4. Con los parámetros de entrada se ingresa el valor **D** (factor de disturbación o perturbación) y se selecciona **Pendientes** y se toma el valor considerando las opciones proporcionadas (Fig. 4.32).



Intact Uniaxial Compressive Strength

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1

Uniaxial Compressive Strength (sigd): 30.00 MPa

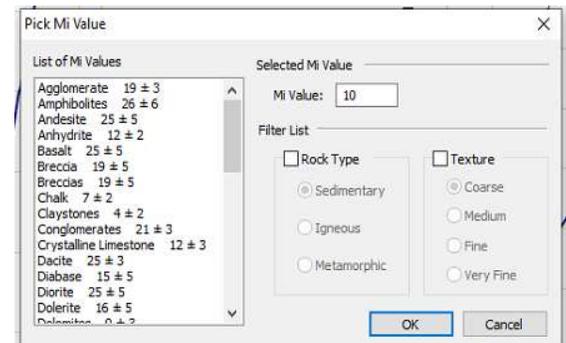


Figura 4.32 Ingreso de datos de UCS y mi.

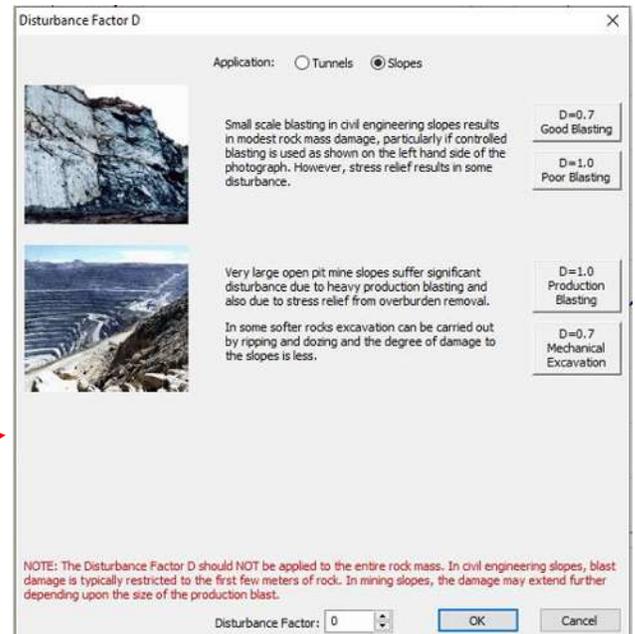
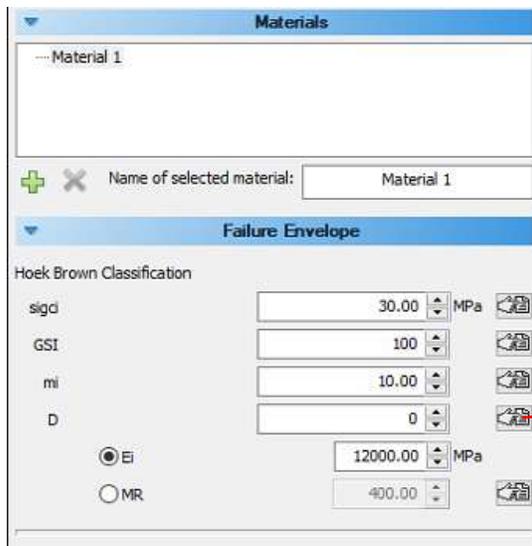


Figura 4.31 Factor de disturbación

5. Seleccionando la pestaña **Rango de envolvente de falla**. Se cambia la aplicación a **Pendientes** y se introducen los datos de peso unitario y altura de pendiente (Fig. 4.33).

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 1.23 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Slope Height 50 m

Figura 4.33 Datos de entrada para la determinación del rango de la envolvente de falla.

6. Se hace clic en **Aceptar** para guardar y cerrar el cuadro de diálogo.

7. Las salidas resultantes y los parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb se calculan y se muestran en la tabla de datos como se muestra en la Figura 4.34.

<b>Ig-A</b>	
<b>Hoek Brown Classification</b>	
intact uniaxial compressive strength	27.63 MPa
GSI	37
mi	13
disturbance factor	0.7
intact modulus	8289 MPa
modulus ratio	300
<b>Hoek Brown Criterion</b>	
mb	0.408
s	1.083e-004
a	0.514
<b>Failure Envelope Range</b>	
application	slopes
sig3max	1.041 MPa
unit weight	0.018 MN/m3
slope height	75 m
<b>Mohr Coulomb Fit</b>	
cohesion	0.226 MPa
friction angle	33.796 deg
<b>Rock Mass Parameters</b>	
tensile strength	-0.007 MPa
uniaxial compressive strength	0.253 MPa
global strength	2.192 MPa
modulus of deformation	410.464 MPa

Figura 4.34 Cuadro de resultados de RocData.

## II. Análisis de datos de laboratorio de corte directo.

1. Se selecciona la opción de **Usar LabData** .

2. Seleccionar **Configuración de proyecto** y se seleccionan las unidades a utilizar, se selecciona la opción de Mohr-Coulomb para activar la opción de **Datos de corte directo** en la sección de **Tipo de datos de laboratorio** (Fig. 4.35).



Figura 4.35 Configuración de proyecto para datos de corte directo.

3. Al dar clic en **Aceptar**, aparece una tabla en el panel izquierdo donde se crea un material nuevo y se ingresan los valores de esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ) y esfuerzo de corte ( $\tau$ ) (Fig. 4.36).

#	sigN (MPa)	sigT (MPa)	Exclude
1			<input type="checkbox"/>
2			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>
4			<input type="checkbox"/>
5			<input type="checkbox"/>
6			<input type="checkbox"/>
7			<input type="checkbox"/>
8			<input type="checkbox"/>
9			<input type="checkbox"/>
10			<input type="checkbox"/>

Figura 4.36 Datos de laboratorio de pruebas de corte directo.

4. Los resultados aparecen en modo de gráficas y aparecen los valores de cohesión y fricción (Fig. 4.37).

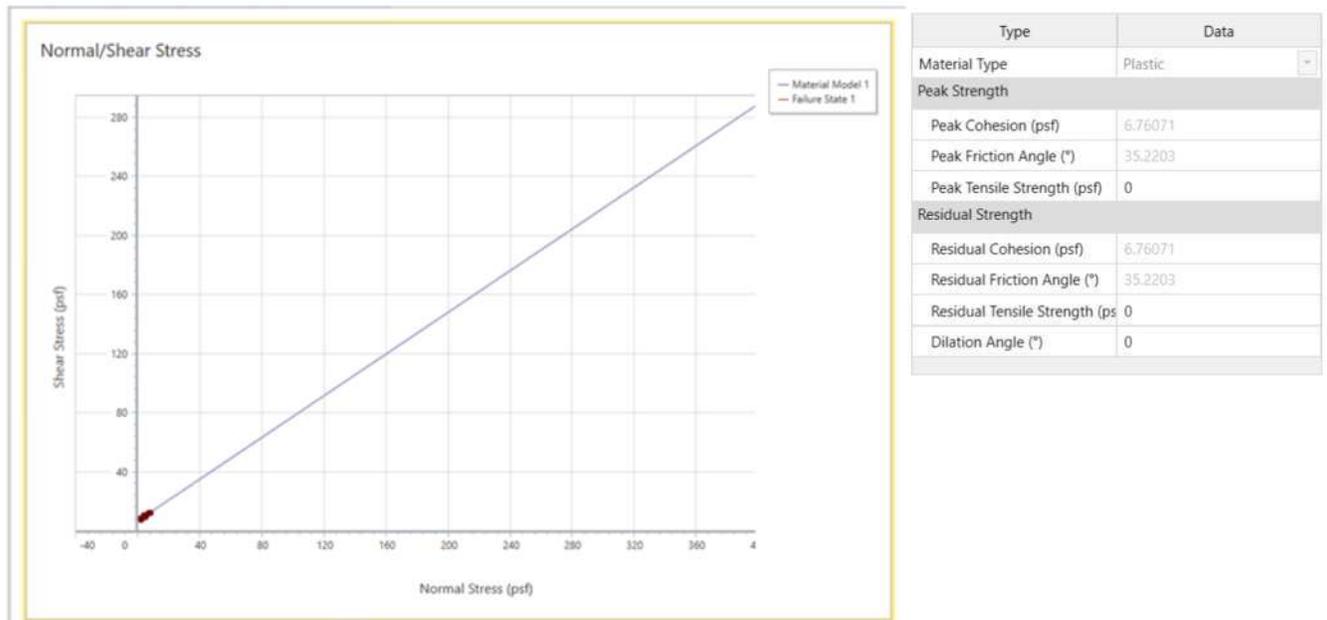


Figura 4.37 Representación de resultados de corte directo con LabData.

### 4.2.3 Slide2

Slide2 es un programa de estabilidad de taludes 2D para evaluar el factor de seguridad o probabilidad de falla, de superficies de falla circulares o no circulares en pendientes de suelo o roca. Slide2 es muy simple de usar y, sin embargo, se pueden crear y analizar modelos complejos de forma rápida y sencilla. La carga externa, el agua subterránea y el soporte se pueden modelar de varias maneras.

Slide2 analiza la estabilidad de las superficies deslizantes utilizando métodos de equilibrio de límite de corte vertical o no vertical (por ejemplo, Bishop, Janbu, Spencer, Sarma, etc.). Se pueden analizar superficies de deslizamiento individuales o se pueden aplicar métodos de búsqueda para localizar la superficie de deslizamiento crítica para una pendiente determinada. Se pueden realizar análisis deterministas (factor de seguridad) o probabilísticos (probabilidad de fallo).

La ventana principal tiene el aspecto de la Fig. 4.38, tiene en la **barra lateral** se encuentran las opciones de visualización de los modelos, la barra de herramientas se ubica en la parte superior de la ventana debajo de la barra de menús, la **pestaña de flujo de trabajo** también se localiza en la parte superior de la ventana justo debajo de la barra de herramientas y por último, está la **línea de aviso**, que se muestra en la esquina inferior derecha de la ventana, justo encima del icono de SNAP.

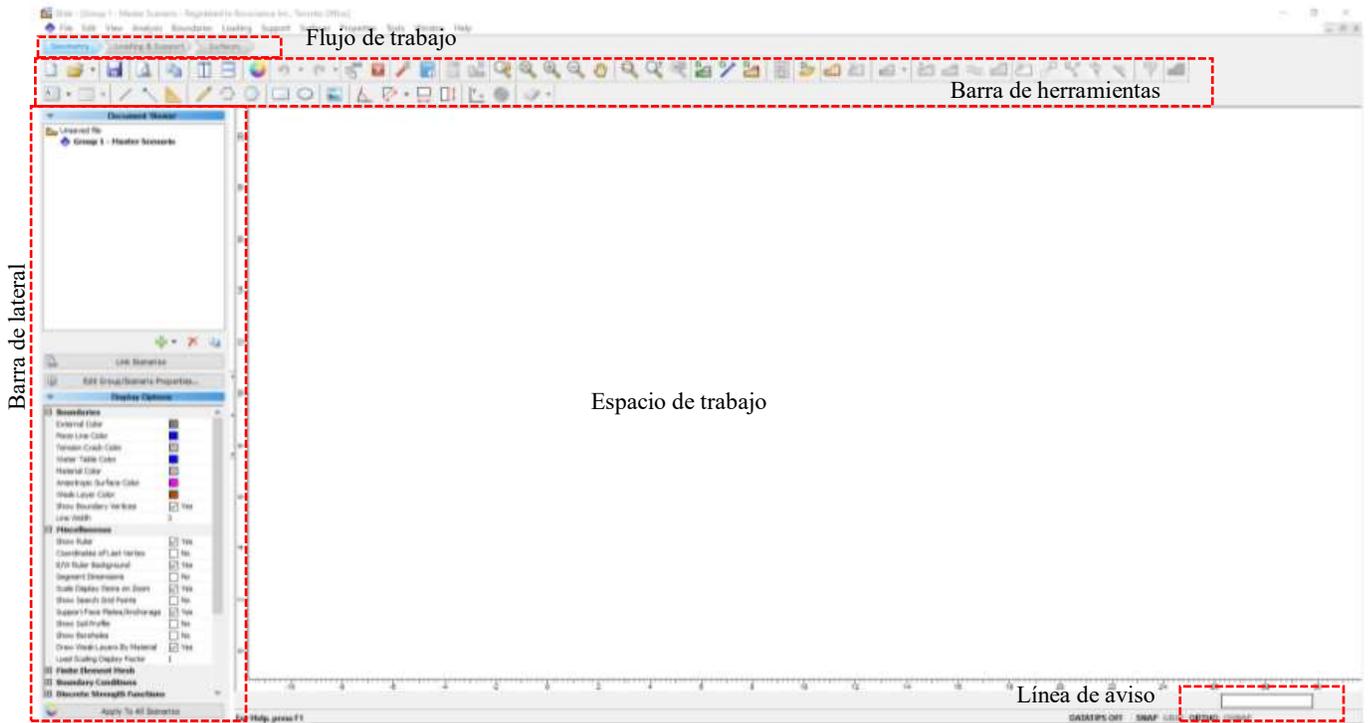


Figura 4.38 Ventana de Slide2 y sus componentes.

Antes de crear cualquier modelo, primero debe asegurarse de que los principales parámetros de análisis (dirección de falla, unidades de medida, métodos de análisis, etc.) estén bien definidos. Esto se hace en el cuadro de diálogo Configuración del proyecto.

Vaya a **Configuración del proyecto** siguiendo los pasos:

1.  Seleccionar: Análisis > Configuración del proyecto (Fig. 4.39).

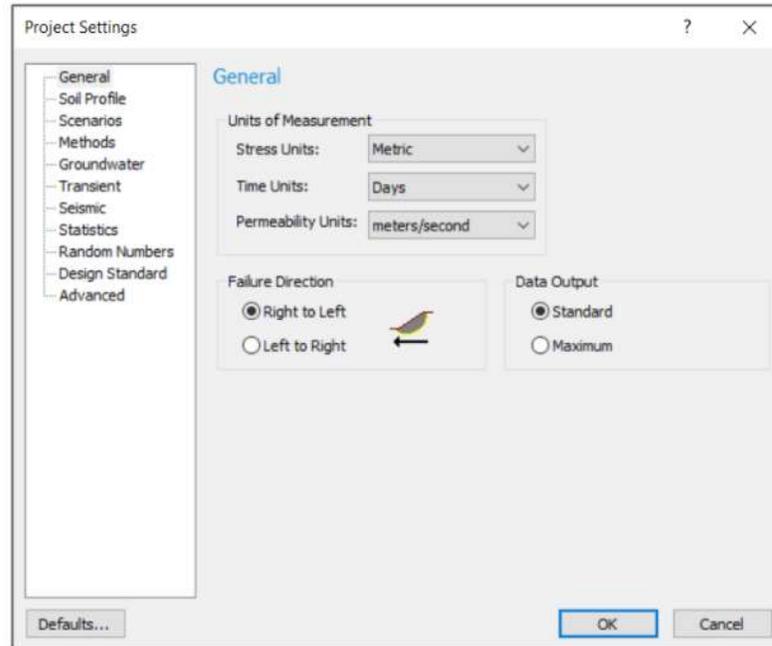


Figura 4.39 Configuración de proyecto en Slide2.

2. Se establece lo requerido en cada pestaña, los más utilizados son:

General: las unidades de esfuerzo (métrico, imperial, etc.), la dirección de falla y la salida de los datos ya sea medio o máximo.

Escenarios: determina si el modelo será mediante múltiples escenarios.

Métodos: se determinan los métodos de cálculo (Bishop, Spencer, Sarma, Morgenster-Price, etc).

Groundwater (Agua subterránea: se determina el tipo de análisis de agua subterránea si es que se requiere en el modelado. Aquí se puede determinar si el flujo de agua es transitorio o estacionario, así como la intervención de nivel freático o análisis con elementos finitos.

3. Después de configurar el proyecto se definen los límites de trabajo en **Superficies > Límites de pendiente>Definir limites** (Fig. 4.40).

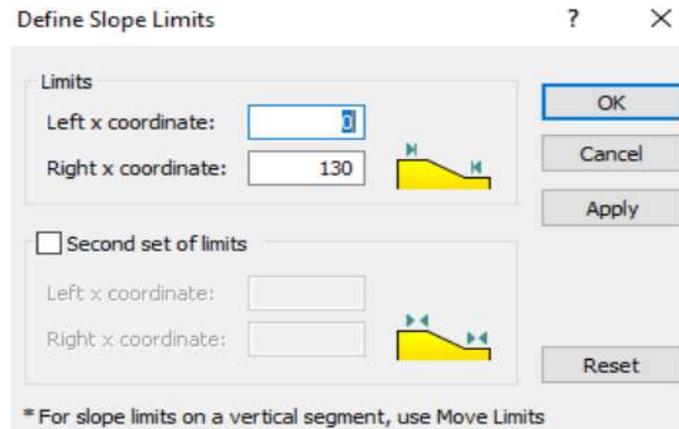


Figura 4.40 Límites de trabajo.

4. Se ingresa la geometría del talud presionando en **Agregar bordes exteriores** , o bien puede insertar un archivo .dxf e ingresar la geometría (Fig. 4.41) incluyendo límites de materiales, ubicación de nivel freático e inclusive planos de debilidad.

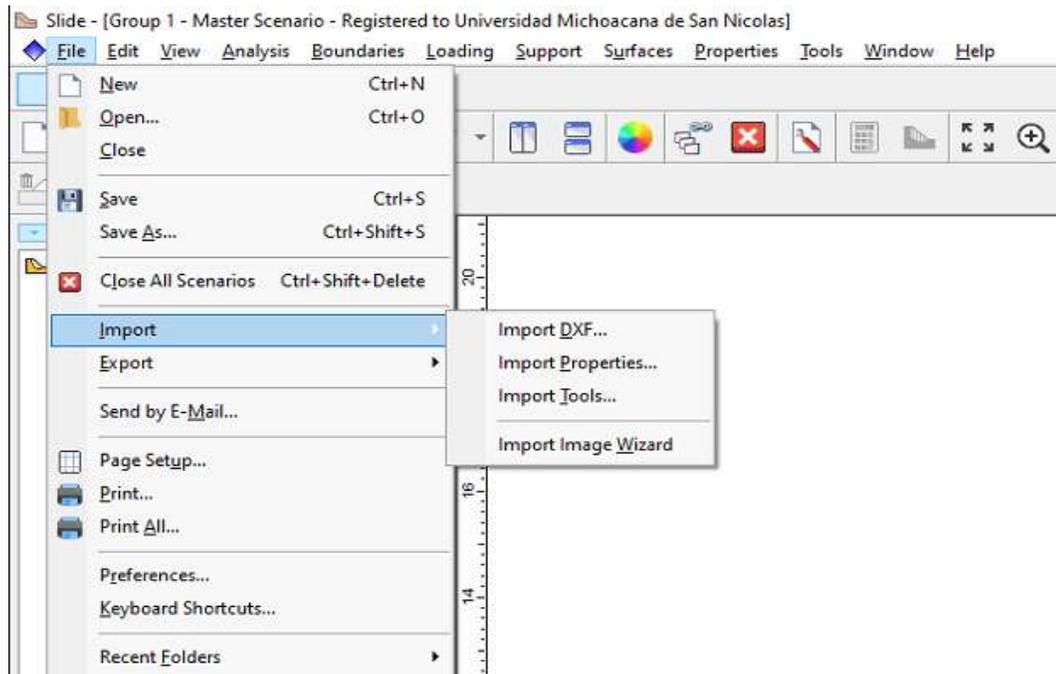


Figura 4.41 Importar geometría a partir de un archivo .dxf.

5. Si se tienen diversos materiales, en el icono de  **Agregar bordes de materiales** se ingresan las coordenadas de los límites de cada material o bien pueden ser trazados con el cursor.
6. Se determinan las propiedades de los materiales, en el icono de  **Definir materiales**, se despliega una ventana como la que se muestra en la Figura 4.42, en la que se le otorga al material un nombre, peso unitario y el criterio a emplear con sus respectivos parámetros.

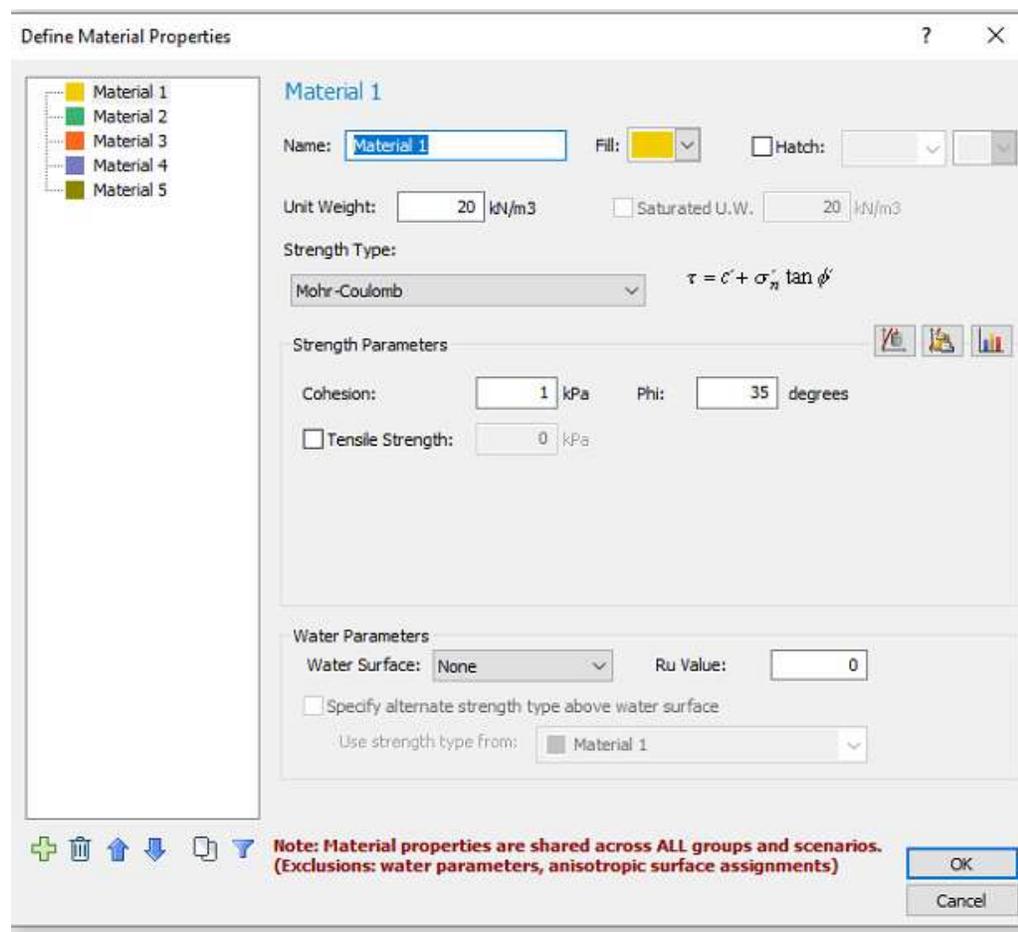


Figura 4.42 Propiedades de los materiales

7. En el icono de  **Asignar materiales**, se abre una ventana con los materiales definidos en el paso anterior (Fig. 4.43), se selecciona el de interés y con el cursor se presiona clic en el área de material por definir.

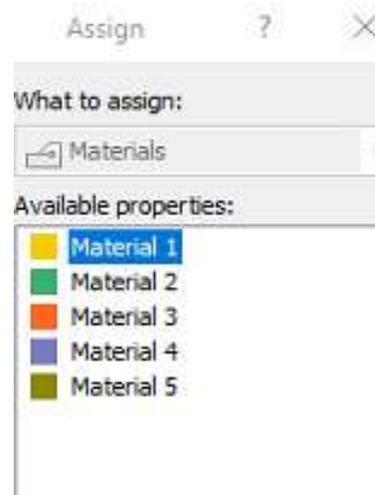


Figura 4.43 Asignar materiales.

8. Se define la superficie en el flujo de trabajo de Superficies se da clic en el icono de  **Definir superficies**, se desplegará una ventana como la de la Figura 4.44 en la que se selecciona el tipo de superficie ya sea circular o no circular y se selecciona el método de búsqueda, el más utilizado es el de **Búsqueda de cuadrícula**.

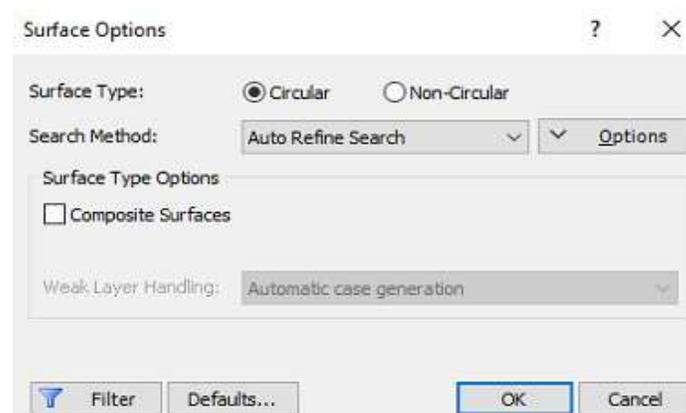


Figura 4.44 Opciones de superficie.

9. Se define la cuadrícula presionando clic en el icono de  **Cuadrícula automática**, se despliega una ventana como la de la Figura 4.45 en la que se determina el tamaño de la cuadrícula.

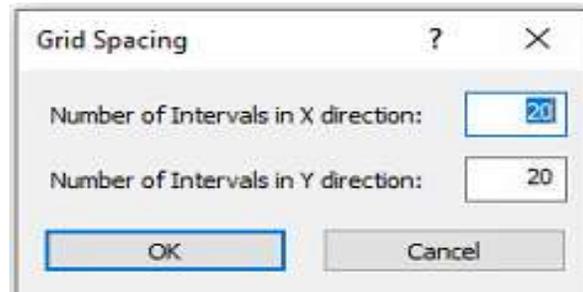


Figura 4.45 Tamaño de la cuadrícula.

10. Para resolver el modelo se presiona clic en el icono de  **Calcular**, al término del proceso se ven los resultados presionando el icono  **Interpretar** y se despliega una ventana como la de Figura 4.46, donde se muestra el factor de seguridad, la superficie de falla y la cuadrícula con los factores de seguridad en cada punto.

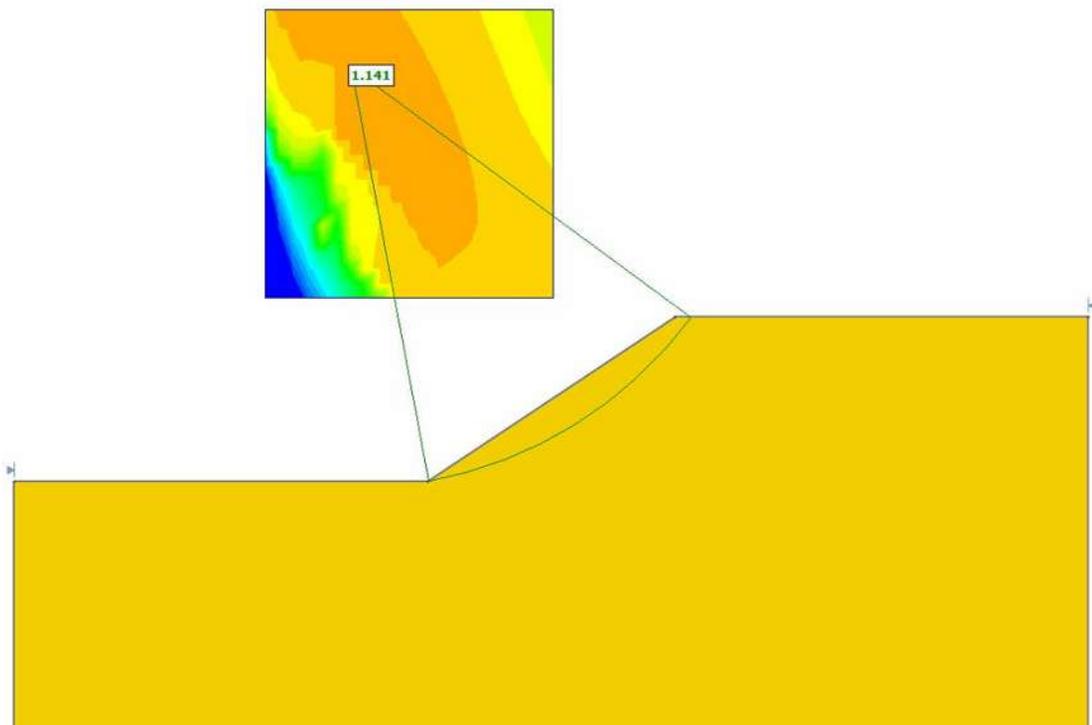


Figura 4.46 Interprete de Slide2, del análisis de estabilidad de un talud.

Si se desea realizar un análisis con planos de debilidad, flujo de agua estacionario o sismo, se siguen los pasos del 1 al 9 para los tres casos. Para cada caso se plantea lo siguiente partiendo del paso 9.

### Caso 1: Planos de debilidad.

10. Presionando el icono de  **Agregar plano de debilidad**, mediante coordenadas se define la ubicación de los planos y se define el material del plano (se emplea el paso 6 para definir el material) y se repite presionando en **Calcular** e **Interpretar** para los resultados.

### Caso 2: Flujo de agua estacionario.

10. Se configura el proyecto como en el paso 2, seleccionado la pestaña de **Agua subterránea** (Fig. 4.47) y se selecciona la opción de **Estado estacionario**.

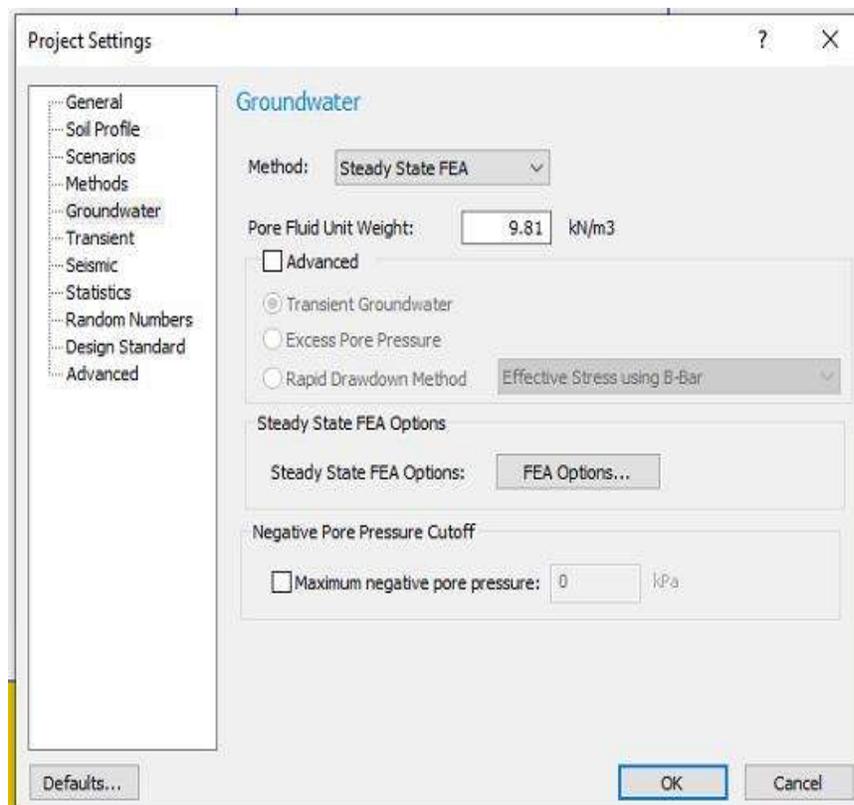


Figura 4.47 Configuración de proyecto para flujo estacionario.

Al presionar **Aceptar** se genera una ventana nueva ya que Slide2 permite realizar el análisis por separado. Se hace clic en la ventana de **Agua subterránea estado estacionario**.

11. En el icono de  **Propiedades hidráulicas**, se define para cada material el parámetro  $K_s$  el cual se refiere a la conductividad hidráulica (Fig 4.48).

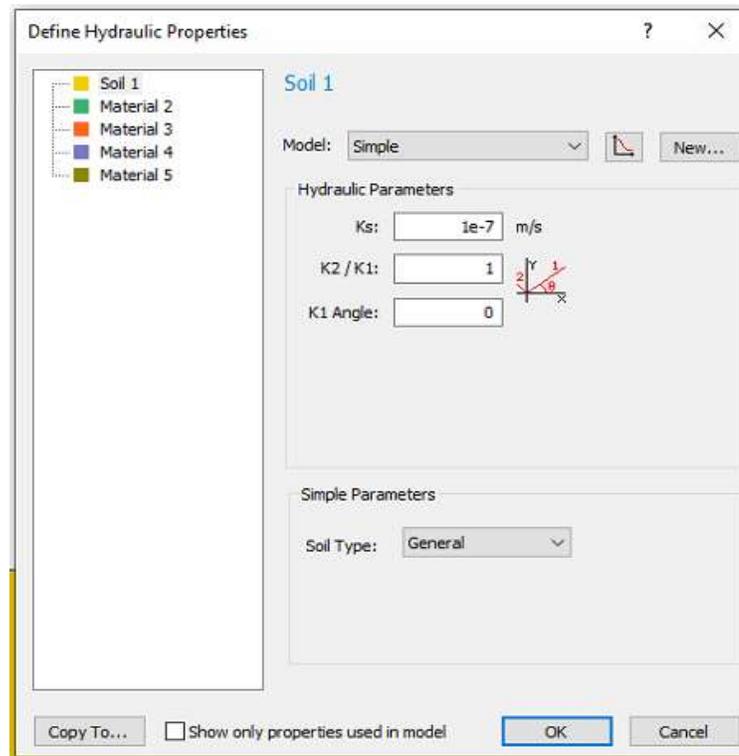


Figura 4.48 Propiedades hidráulicas de los materiales.

12. Se presiona en el icono de  **Configuración de la malla**, aparece una ventana en la que se define el tamaño de la malla, proporcionando el número de nodos o elementos así como la geometría de estos ya sea triángulos de 3 nodos, 6 nodos entre otras opciones (Fig. 4.49).

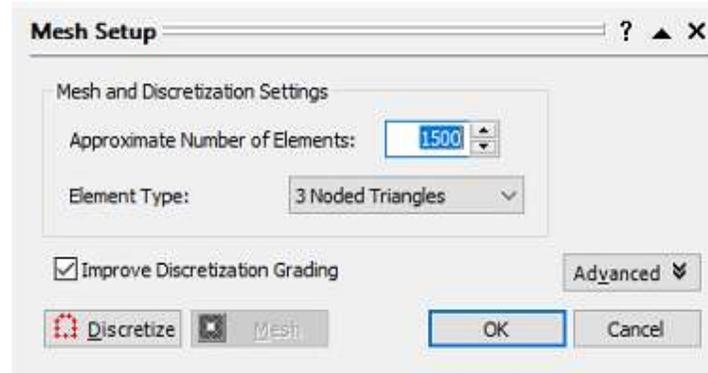


Figura 4.49 Configuración de la malla.

Se presiona la opción de **Discretizar > Malla** y Aceptar y el modelo genera una malla que cubre el talud (Fig. 4.50).

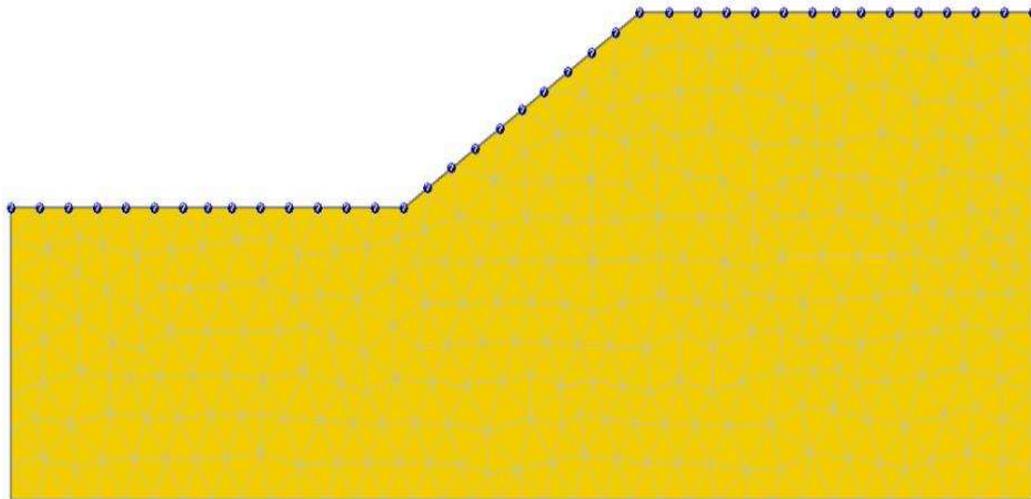


Figura 4.50 Discretización y mallado del talud.

13. Se definen las condiciones de contorno presionando el icono  **Establecer condiciones de contorno**, aparecerá una ventana (Fig. 4.51) en la que se puede elegir diferentes opciones ya sea presión total, presión cero, caudal en nodos, infiltración normal, infiltración vertical, desconocido o cabeza de presión. Dependiendo de la opción a emplear se teclea el valor a ingresar y con el cursor se seleccionan los contornos del talud por definir haciendo clic en **Aplicar**.

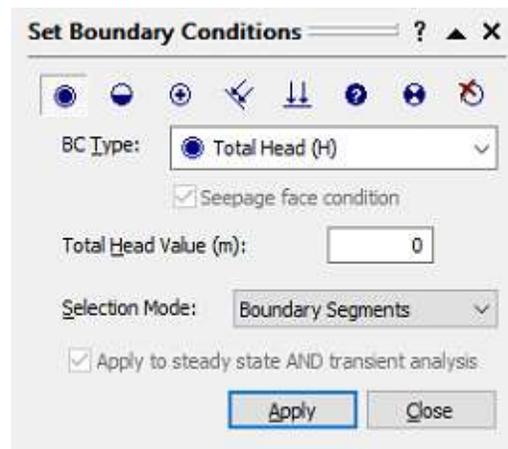


Figura 4.51 Establecer condiciones de contorno.

14. Se calcula el modelo presionando el icono de  **Calcular (Agua subterránea)** y se abre el **Interprete** para visualizar los resultados.

### Caso 3: Coeficiente sísmico.

10. Se selecciona la pestaña **Carga>Carga sísmica** y se despliega una ventana en la que se introduce un coeficiente sísmico, este puede ser tanto en sentido horizontal como vertical (Fig. 4.52).

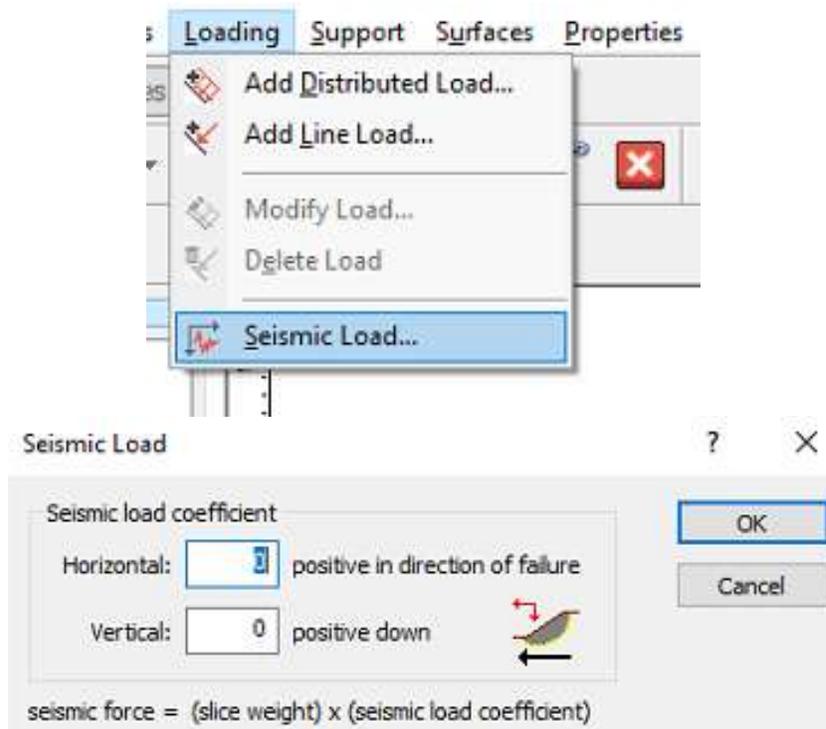


Figura 4.52 Coeficiente sísmico.

11. Se presiona en el icono de **Calcular e Interpretar** para visualizar los resultados.

## 5. RESULTADOS

En este capítulo se presentan todos los procedimientos de laboratorio y de gabinete realizados en esta investigación. Así, como los resultados obtenidos de ellos.

### 5.1 CASO DE ESTUDIO

En esta investigación se realizó el análisis de estabilidad de un talud correspondiente al portal de salida del Túnel 1 de la obra vial Ramal Camelinas, el cual tienen una longitud de 448 m con una orientación de  $35^\circ$  NE y  $205^\circ$  SW.

Previo a la construcción del túnel se realizaron dos sondeos verticales con una profundidad de perforación de 100 m con extracción de núcleos de 47.6 mm de diámetro en ambos sondeos. El túnel se encuentra a una profundidad de 70 a 90 m.

En la Figura 5.1 se muestra la geometría del macizo rocoso y la ubicación del túnel y los sondeos.

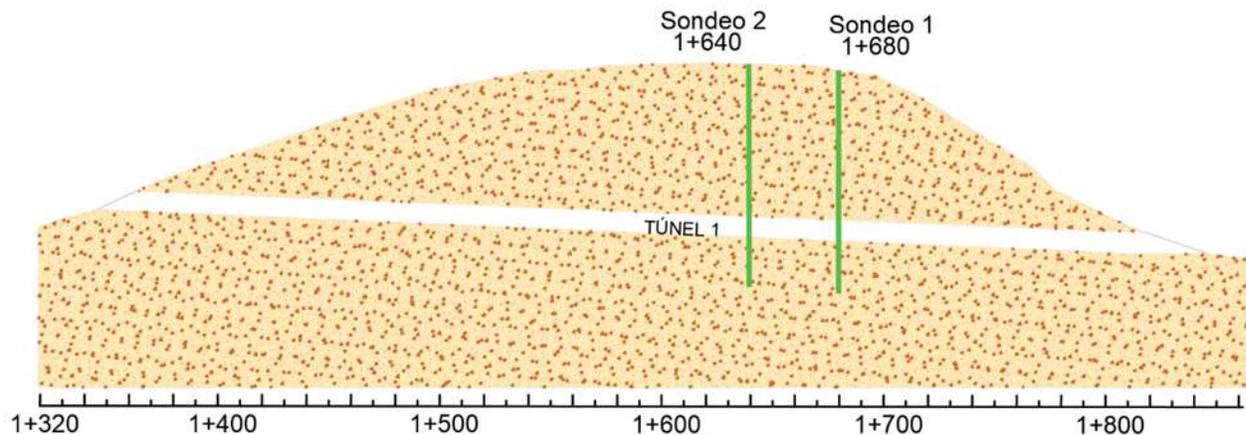


Figura 5.1 Geometría del macizo rocoso y localización de sondeos.

## 5.2 COLUMNAS LITOLÓGICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

Estudios realizados por (Arreygue Rocha, et. al., 2002) determinaron en términos generales la secuencia estratigráfica de la ciudad de Morelia, la cual está formada primeramente por la unidad volcánica de composición andesítica denominada *Mil Cumbres*, materiales que se encuentran en afloramientos en diferentes partes de la ciudad, mientras que la segunda unidad volcánica es una secuencia piroclástica con un espesor máximo de aproximadamente 200 m llamada *La Cantera de Morelia* aflorando en modo disperso en toda la ciudad debido a su geometría de bloques basculados con dirección sur.

Por otra parte estudios realizados por (Luz Martínez, 2019), definió y describió los materiales provenientes de la zona sur de Morelia específicamente de los sondeos 1 y 2 del Túnel 1, dando como resultado seis clasificaciones de roca ignimbrítica (el espesor de cada unidad varía a lo largo del sondeo):

**Unidad Ig-A:** se encuentra conformada por rocas ignimbríticas color café claro, con presencia de grandes partículas de pómez, mal soldadas, con un grado de fracturamiento considerable y los tramos más cercanos a la superficie muy meteorizados. En el sondeo 2 se observa un mayor grado de alteración.

**Unidad Ig-B:** la roca ignimbrítica cambia a un color gris oscuro, se siguen presentando partículas de pómez pero en menores cantidades y tamaños, el grado de soldadura aumenta y la roca tiene una apariencia casi masiva.

**Unidad Ig-C:** conserva características similares a las de la unidad anterior pero el color cambia a un color gris claro, la presencia de pómez es más visible y la meteorización solo se observa en las discontinuidades o zonas con fracturamiento intenso. En el sondeo 1 el color es más claro.

**Unidad Ig-D:** está formada por una ignimbrítica de color rosa muy soldada, tiene una apariencia masiva, pero se encuentra fracturada, también se observan lentes de pómez y no presenta meteorización salvo en las discontinuidades.

**Unidad Ig-E** se presenta un cambio de material muy notorio, se observan clastos de diferentes tamaños envueltos por una matriz arenosa con diferentes grados de cementación. Este

cambio en el tipo de material podría influir en la variación de los resultados. En el sondeo 2 el tamaño de los clastos es mayor.

**Unidad Ig-F:** en este tipo de material la presencia de grandes poros es más visible, está mal soldada, el grado de fracturamiento disminuye y la textura es marcadamente porfídica, se aprecia que en el sondeo 2 la unión de las partículas es más fuerte.

### 5.3 IDENTIFICACIÓN DE DISCONTINUIDADES NATURALES

La identificación tiene como finalidad la búsqueda de discontinuidades naturales del sondeo; tarea que requirió de una clara visualización y criterio de elección de las muestras.

El procedimiento de extracción de núcleos, tiene como efecto secundario fracturas que pueden llegarse a confundir con las discontinuidades naturales; por ello, es importante tener en cuenta ciertas características que ayuden a evitar discontinuidades inducidas.

Dichas características se refieren a reconocer la presencia de material fino incrustado, coloración generada por la meteorización de la roca. En la Figura 5.2 se nota claramente la coloración amarillenta de la pared de la discontinuidad y en las zonas marcadas se aprecia un poco de material incrustado.



Figura 5.2 Identificación de discontinuidades naturales.

Generalmente las discontinuidades naturales presentan una irregularidad en cuanto a su forma, a diferencia de las discontinuidades inducidas estas pueden ser fracturas muy bien definidas sin forma e incluso sin rugosidad. En la Figura 5.3 se observan algunas formas que presentan las discontinuidades naturales.



Figura 5.3 Forma de las discontinuidades naturales

Al momento de encontrar una discontinuidad natural, se traza una flecha en el sentido que se genera el corte y con un flexómetro se mide la profundidad de la discontinuidad (Fig. 5.4).

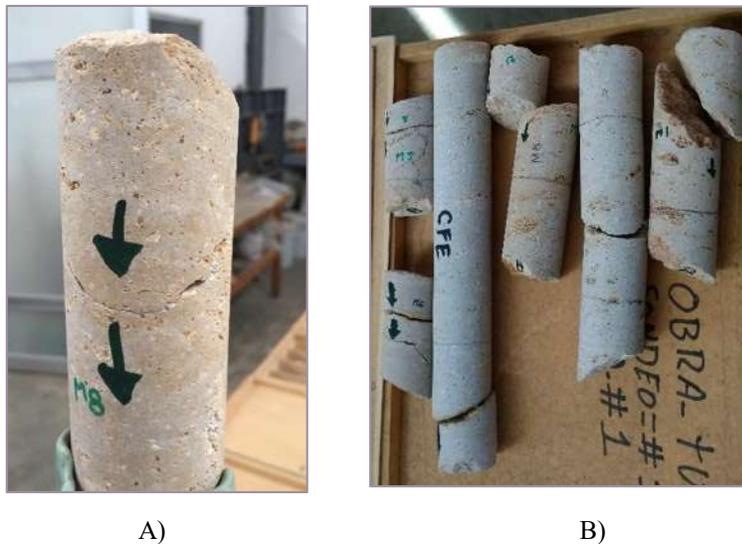


Figura 5.4 A) Sentido de corte para una discontinuidad, B) Sentido de corte para todas las discontinuidades.

La profundidad a la que se encontró cada discontinuidad se registró en la Tabla 5.1, donde adicionalmente se incluyó la longitud y el ángulo de la punta de la discontinuidad.

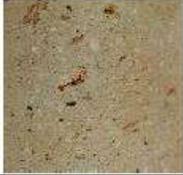
**Tabla 5.1 Profundidad, longitud y ángulo de la punta de las discontinuidades seleccionadas.**

<b>Muestra</b>	<b>Profundidad [m]</b>	<b>Longitud [cm]</b>	<b>Ángulo de la punta [°]</b>
<b>M1</b>	9.53	8.16	65
<b>M2</b>	10.90	5.50	44
<b>M3</b>	14.76	4.99	24
<b>M4</b>	15.55	4.87	22
<b>M7</b>	19.92	5.38	31
<b>M8</b>	24.55	6.68	50
<b>M9</b>	26.94	6.00	41
<b>M10</b>	35.25	8.49	73
<b>M11</b>	46.56	5.02	63

Se identificó el tipo de material al que corresponden las discontinuidades encontradas de acuerdo a la clasificación previamente elaborada por (Luz Martínez, 2019). Las discontinuidades encontradas se localizan en los primeros 47 metros de profundidad, los cuales corresponden a las unidades Ig-A1, Ig-B1 e Ig-C1 (descritas en el apartado 5.2) correspondientes a la Tabla 5.2.

Es importante recalcar que las discontinuidades se encuentran en todos los tramos del sondeo. Sin embargo, las muestras se eligieron de tal manera que fuera posible realizar la prueba de corte directo, atendiendo a que las discontinuidades tuvieran completas las caras de la misma, así como una longitud considerable para que se lograra un buen confinamiento en los moldes del equipo. Inclusive las muestras 5,6,9 y 10 fueron descartadas dado que, al momento de confinarlas, su longitud era demasiado corta, propiciando que las muestras se desprendieran de los moldes siendo imposible realizar la prueba.

Tabla 5.2 División de unidades del sondeo 1 y 2 (Luz Martínez, 2019).

Sondeo 1		Imagen	Sondeo 2		Imagen
Profundidad (m)	Unidad		Profundidad (m)	Unidad	
4.4-10.0	Ig-A1		4.1-17.5	Ig-A2	
10.0-35.5	Ig-B1		17.5-40.0	Ig-B2	
35.5-49.0	Ig-C1		40.0-50.5	Ig-C2	
49.0-59.5	Ig-D1		50.5-62.5	Ig-D2	
59.5-76.0	Ig-E1		62.5-74.5	Ig-E2	
76.0-100.0	Ig-F1		74.5-100.0	Ig-F2	

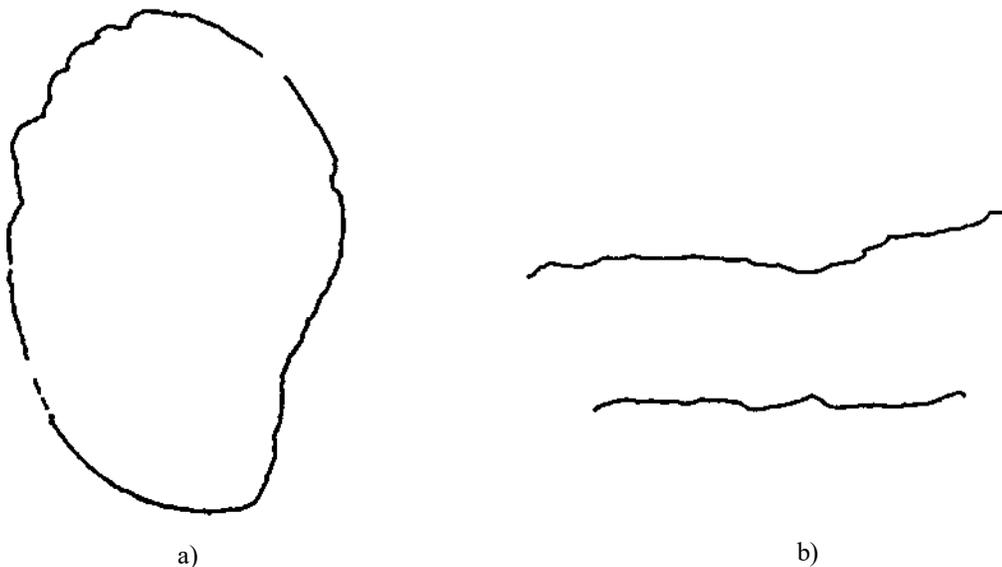
## 5.4 CARACTERIZACIÓN

La caracterización se refiere a todas las características necesarias, tanto para realizar la prueba como para analizar los resultados. Estas características comprenden la rugosidad o índice de rugosidad o bien el valor de JRC, el área de contacto y peso específico de la roca.

Para la obtención del JRC y del área de contacto se empleó un método fotogramétrico, publicaciones de la ISRM (2014) y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (2017); mencionan que estos parámetros suelen ser calculados mediante métodos gráficos, sin embargo, debido al avance tecnológico actual se recomienda el empleo de métodos fotogramétricos o de rayos laser.

Con fines de evaluar el método fotogramétrico respecto al método convencional, también se empleó este último.

Para el método gráfico se calculó el área de cada cara en papel transparente y con ayuda de una hoja milimétrica se calculó el área. Mientras que el JRC fue tomado con el peine de Barton dibujando un perfil longitudinal y transversal para cada cara de cada muestra (Fig. 5.5)



**Figura 5.5 Método convencional, a) superficie de una cara de la discontinuidad, b) perfil de rugosidad longitudinal y transversal de la discontinuidad trazados con el peine de Barton.**

El método fotogramétrico consiste en tomar una serie de fotografías alrededor de la muestra y a diferentes ángulos, de tal forma que se cubriera toda la muestra como se observa en la Figura 5.6 y se procesan las imágenes en un software especializado, en este caso se implementó PhotoScan.

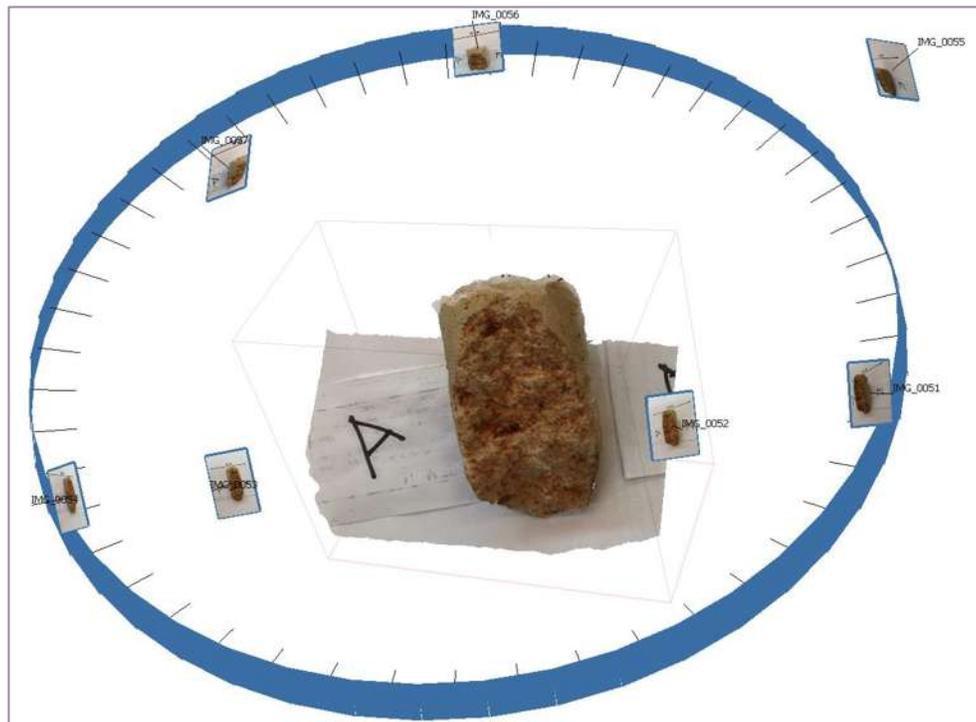


Figura 5.6 Fotografías tomadas alrededor de la muestra.

Por el tamaño de las muestras es muy complicado utilizar coordenadas para referenciar el modelo, por lo que, previo a la toma fotográfica se marcaron dos puntos los cuales tienen una longitud de 1 cm de centro a centro, tal como se muestra en la Figura 5.6.

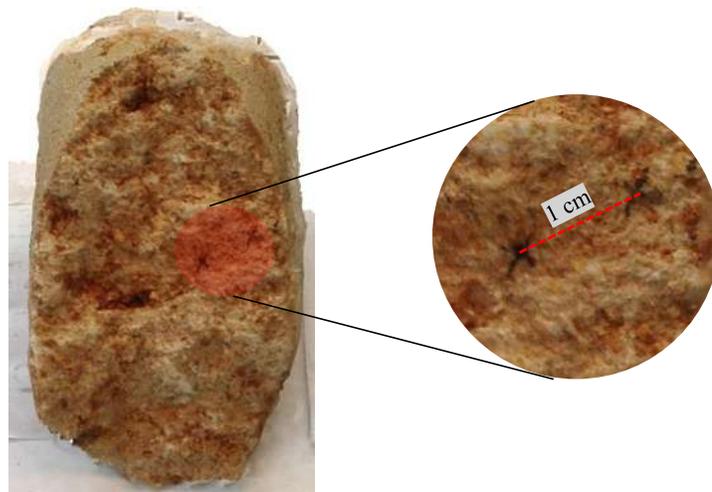


Figura 5.7 Referencia de 1 cm en una de la paredes de la discontinuidad.

El software, sigue el siguiente flujo de trabajo:

1. Orientación de las fotografías.
2. Creación de nube de puntos densos.
3. Creación de malla y modelo en 3D.
4. Ubicación de referencias y longitud entre puntos.

Para la medición del área,

5. Se delimita solo el área de la discontinuidad y mediante la opción de “Medir área”, se mide el área de la malla delimitada en m<sup>2</sup>.

Para la obtención del perfil de rugosidad,

5. Se cambió la longitud entre puntos a 100 m para escalar nuevamente el modelo, y este pueda ser tratado en CivilCad.

6. Se genera un modelo digital de elevaciones con curvas de nivel a cada 1 m para mayor precisión.

7. Se exporta en formato .dxf para utilizarlo en AutoCad.

8. Dada la amplitud de la escala, se utilizó CivilCad y su módulo de Altimetría para trazar los perfiles de rugosidad en sentido longitudinal y transversal.

## 5.5 OBTENCIÓN DE ESFUERZOS NORMALES

El esfuerzo normal, se refiere al esfuerzo que será aplicado axialmente a la muestra durante la ejecución de la prueba. La norma ASTM506 y el método ISRM (2014), recomiendan el empleo de mínimo 3 cargas normales diferentes.

Cada carga se obtuvo considerando una diferencia en profundidad, en este caso se calculó un esfuerzo normal a 10 m arriba y otra a 10 m abajo de la profundidad de la muestra.

La densidad, fue tomada de los ensayos de laboratorio previamente por Luz Martínez (2019).

Las muestras, tienen un diámetro de 5 cm por lo que el peso del molde es considerable por lo que en la Ecuación 5.2 se obtiene el esfuerzo que genera el peso propio del molde y este se integra en los cálculos de la Ecuación 5.1.

$$\sigma_n = H\rho - \sigma_m \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Dónde:  $\sigma_n$ : Esfuerzo normal (kg/cm<sup>2</sup>)  
H: Profundidad (cm)  
 $\rho$ : Densidad (kg/cm<sup>3</sup>)  
 $\sigma_m$ : Esfuerzo del molde (kg/cm<sup>2</sup>)

$$\sigma_m = \frac{\text{peso del molde}}{A} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

A: Área de la pared de la discontinuidad (cm<sup>2</sup>)

Para los esfuerzos normales superior e inferior se utilizó un  $\Delta=1000$  cm con la siguiente ecuación:

$$\sigma_n = (H \pm \Delta)\rho - \sigma_m \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Cada manómetro utilizado tiene su propia ecuación de ajuste, por lo que para ello se definió la carga en kg para obtener la lectura de deberá manejarse en el procedimiento de la prueba.

La ecuación del manómetro es la siguiente:

$$Lm = \frac{P+2.581}{15.311} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

Dónde: P:Carga en kg  $P = \frac{\sigma}{A}$  (Ec. 5.5)

En la Tabla 5.3 se muestran los resultados obtenidos para cada muestra:

Tabla 5.3 Esfuerzos normales y lecturas de manómetro para cada muestra

Muestra	H (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	1		2		3	
			$\sigma_n$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Lm	$\sigma_n$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Lm	$\sigma_n$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Lm
M1	9.53	32.99	0.00	0	1.35	3	3.21	7
M2	10.9	26.71	0.05	0	1.59	3	3.54	6
M3	14.76	20.6	0.25	1	2.20	3	4.14	6
M4	15.55	20.46	0.40	1	2.35	3	4.29	6
M7	19.92	21.84	1.48	2	3.62	5	5.75	8
M8	24.55	25.58	2.58	4	4.73	8	6.88	12
M11	46.56	17.62	6.72	8	8.77	10	10.83	13

## 5.6 PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

La finalidad de la preparación de las muestras es confinar y alinear perfectamente la discontinuidad en los moldes para que la prueba pueda llevarse a cabo. Para ello se siguieron los siguientes procedimientos:

1. Los moldes de acero tienen unas dimensiones de 15 x 17 x 5 cm, por lo que algunas muestras requirieron ser marcadas y cortadas de los extremos para adaptarlas a lo requerido (Fig. 5.8).



A)



B)

Figura 5.8 A). Marcas de ubicación de corte de espécimen, B) Muestras cortadas.

2. El molde inferior se alinea con un nivel de mano tanto longitudinal como transversalmente (Fig. 5.9) y se coloca un recubrimiento con aceite para que sea fácil desmoldar al finalizar la prueba (Fig. 5.10).



Figura 5.9 Alineación de molde inferior en sentido transversal y longitudinal con nivel de mano.



Figura 5.10 Molde impregnado de aceite y recubrimiento plástico.

3. En una charola se prepara mezcla de mortero, se procede a llenar el molde con la mezcla y se coloca la cara de la muestra paralela al molde en el sentido correspondiente y dejando un margen libre de al menos 1.5 cm entre la cara de la discontinuidad y el borde del molde. La muestra se deja secar por al menos 24 horas (Fig. 5.11).



Figura 5.11 Confinamiento de cara inferior.

4. Transcurridas las 24 horas de secado, se unen las caras de la discontinuidad y se coloca un recubrimiento plástico (evita filtraciones de mezcla hacia el molde inferior) y una placa de acrílico y se sella perfectamente con adhesivos los orificios faltantes (Fig. 5.12 a). Posteriormente se coloca el molde superior alineándolo perfectamente con el molde inferior (Fig. 5.12 b).



a)



b)

**Figura 5.12 a) Sellado de molde inferior; b) alineación de moldes**

5. Al molde superior se le coloca un recubrimiento plástico. Nuevamente se elabora una mezcla de cemento y arena y se procede a llenar el molde superior por los orificios del mismo (Fig. 5.13). Se debe varillar perfectamente para lograr que la mezcla cubra todos los espacios. Se deja secar durante 24 horas.



**Figura 5.13 Confinamiento de molde superior.**

- Finalmente se separan los moldes cuidadosamente y se retira la placa de acrílico (Fig. 5.14).



Figura 5.14 Molde inferior y superior.

### 5.7 EJECUCIÓN DEL ENSAYO

Primeramente, se coloca el molde inferior sobre el marco de carga alineado con los balines, seguido del molde superior. Se alinean los sensores (dos verticales y uno horizontal). Se carga el gato horizontal hasta que solo toque el molde y se aplica la carga normal correspondiente a cada muestra y se toma una espera de unos segundos hasta que el sistema se estabilice (Fig. 5.15).

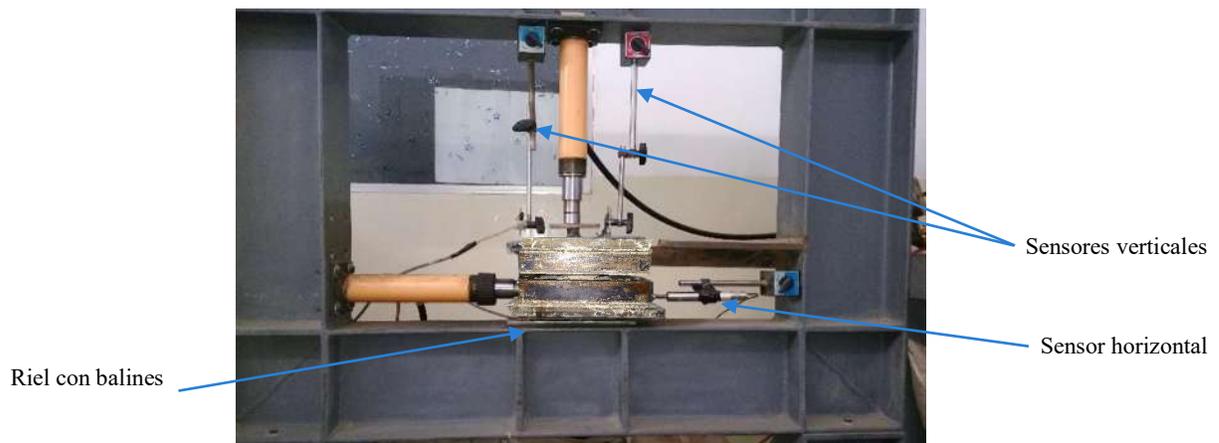


Figura 5.15 Montaje de muestra en el marco de carga

Se procede a ejecutar la prueba, aplicando la carga de corte a una velocidad lenta y constante, se inicia el cronómetro y se van tomando lecturas a cada 2 segundos aproximadamente hasta llegar a poco menos de los 40 mm de deformación tangencial o hasta que la carga tangencial se vuelva constante. Todo esto, manteniendo la carga normal constante. La información del ensayo, el propio software la recopila, creando una hoja de cálculo.

Esto se hace tres veces en cada muestra para tres niveles de carga diferentes.

Adicionalmente se toma nuevamente la rugosidad con el peine de Barton (1977) y en este caso con fotogrametría para ver la variación de la rugosidad y se toman fotografías para evaluar cómo cambio la discontinuidad antes y después de la prueba.

## 5.8 RESULTADOS DE LABORATORIO

En este apartado, se habla sobre todos los análisis de los resultados de laboratorio que se obtuvieron, desde el parámetro de rugosidad (JRC) antes y después de la prueba. Así como las gráficas de esfuerzo-desplazamiento y las envolventes de falla generadas a partir de los resultados extraídos de la prueba de corte directo.

### 5.8.1 Rugosidad (JRC)

En el capítulo 2 se habló sobre el parámetro JRC (Joint Rouggness Coefficient), el cual es el parámetro que mide la rugosidad de las paredes de la discontinuidad el cuál fue obtenido mediante criterio de Barton y otra con métodos fotogramétricos.

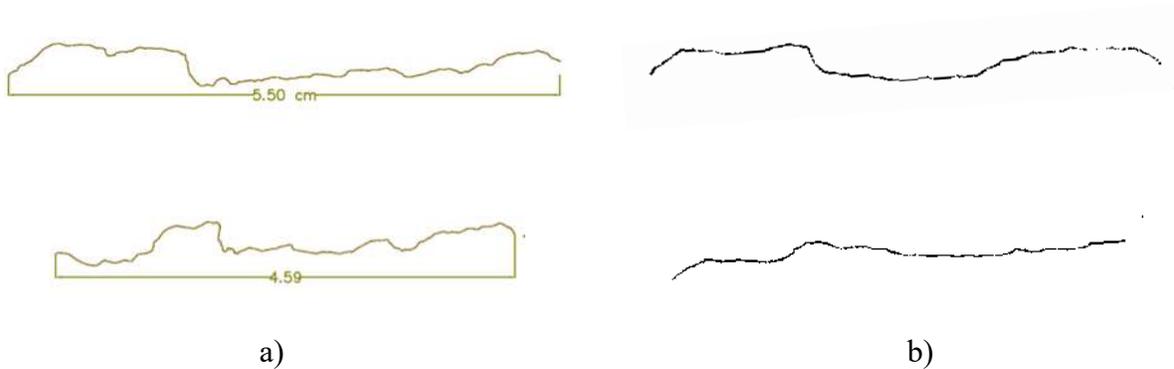
En la Tabla 5.4 se muestra el valor de JRC de cada una de las muestras con ambos métodos, antes de la ejecución de la prueba, con esto se puede decir que se tiene una rugosidad promedio de 13 en ambos sentidos para el método fotogramétrico y 12 para el método convencional.

Tabla 5.4 Valor de JRC de cada muestra para cada metodología.

Muestra	JRC (Método fotogramétrico)		JRC (Método convencional)	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
<b>M1</b>	14	14	13	14
<b>M2</b>	16	18	16	18
<b>M3</b>	10	8	8	6
<b>M4</b>	8	9	8	8

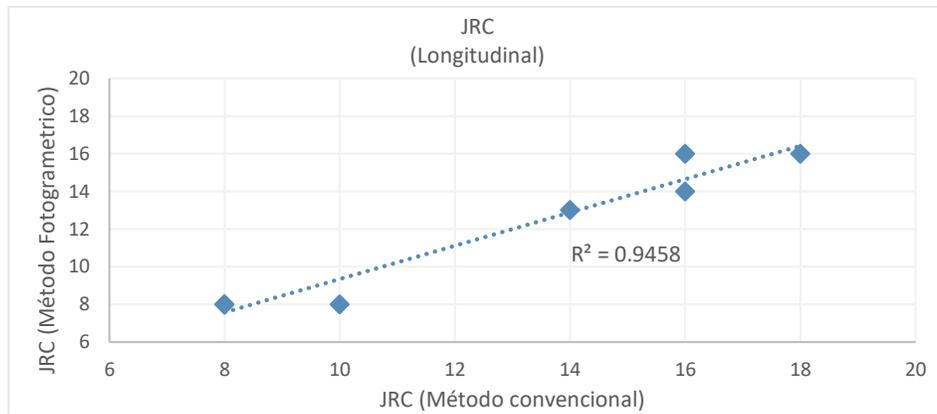
<b>M7</b>	18	10	16	10
<b>M8</b>	16	14	14	14
<b>M11</b>	8	14	8	12

En términos generales, los valores de JRC no presentan gran variación; sin embargo, el grado de detalle que proporciona el método fotogramétrico es de mayor precisión con respecto al método convencional (Fig. 5.16), lo cual permite tener una mayor certeza del valor, así como una mejor apreciación del cambio de la rugosidad después de ejecutar la prueba de corte directo. En el Anexo \_\_ se encuentran los perfiles de rugosidad de todas las muestras.

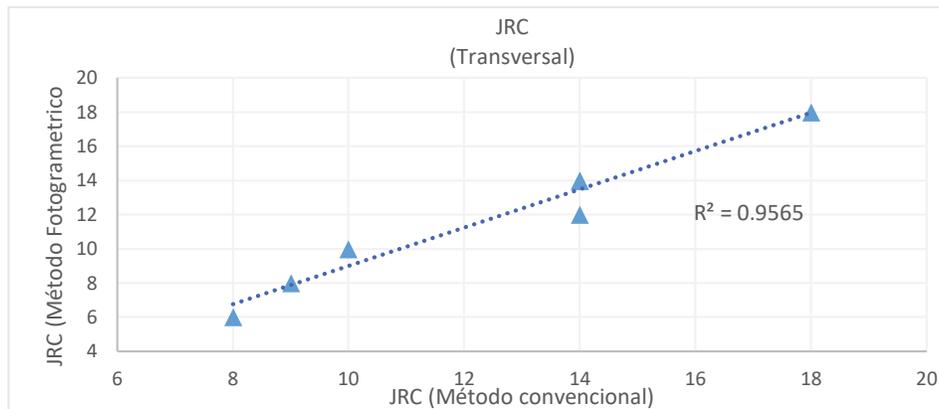


**Figura 5.16 Comparativa de perfiles de rugosidad; a) método fotogramétrico, b) método convencional.**

Para avalar lo mencionado anteriormente, en las Fig. 5.17 y 5.18 se tiene una dispersión de puntos correspondiente a los valores de JRC con ambos métodos, donde se alcanzó una correlación de 0.95 para el sentido longitudinal y transversal.



**Figura 5.17** Correlación de JRC en sentido longitudinal.



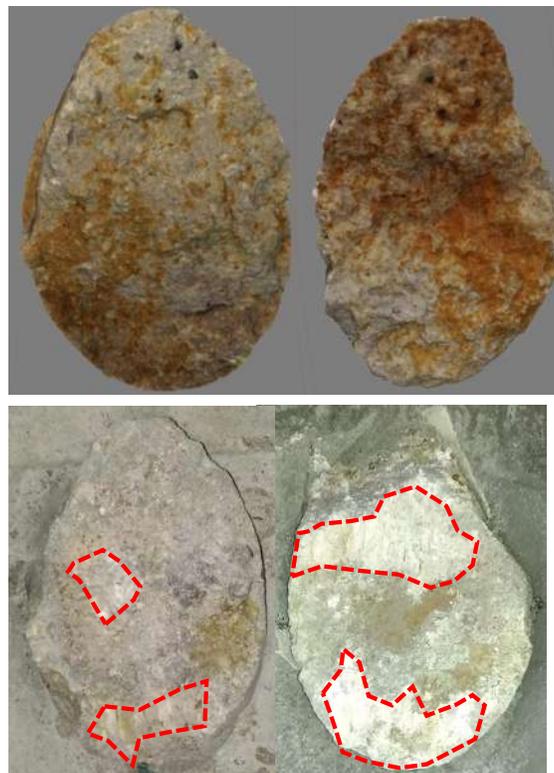
**Figura 5.18** Correlación de JRC en sentido transversal.

La rugosidad después de la prueba nos permitió visualizar como cambió este parámetro. En la Figura 5.18 se muestra un ejemplo de como se reduce la rugosidad, claramente se notan los puntos donde se rompieron las asperezas mas importantes. En la Tabla 5.5 se tienen los valores de JRC después de la prueba.

**Tabla 5.5 Valor de JRC en sentido longitudinal y transversal con ambos métodos.**

Muestra	JRC (Método fotogramétrico)		JRC (Método convencional)	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
<b>M1</b>	10	13	10	10
<b>M2</b>	14	17	14	16
<b>M3</b>	9	7	7	5
<b>M4</b>	6	8	6	6
<b>M7</b>	14	9	14	6
<b>M8</b>	15	12	12	14
<b>M11</b>	6	11	7	10

La pérdida de rugosidad, también es claramente visible en las paredes de la discontinuidad; en la Figura 5.19 se aprecian las zonas donde hubo mayor fricción entre las paredes de la discontinuidad, después de la prueba.



**Figura 5.19 Paredes de una discontinuidad, imagen superior antes de la prueba, imagen inferior identificación de zonas de mayor desgaste después de la prueba.**

En términos generales la rugosidad se redujo de 13 a 11 con el método fotogramétrico y de 12 a 10 con el método convencional, lo que se nota claramente en la Figura 5.20.

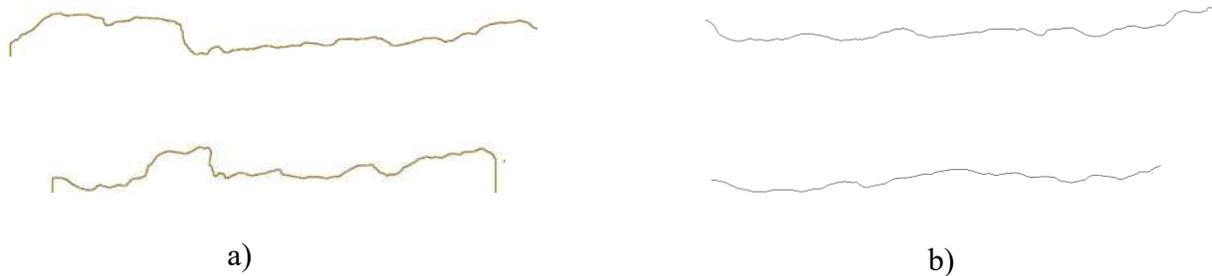


Figura 5.20 Ejemplo de la pérdida de rugosidad; a) perfil de rugosidad longitudinal y transversal antes de la prueba, b) perfil de rugosidad longitudinal y transversal después de la prueba.

### 5.8.2 Gráficas esfuerzo-desplazamiento

Con la información extraída de la prueba de corte directo, se elaboraron las gráficas esfuerzo-desplazamiento; estas gráficas permiten conocer en qué puntos o a hasta que desplazamiento se llegó a la resistencia de corte pico y residual en cada nivel de esfuerzo para cada una de las muestras.

**Muestra 1.** Para los dos primeros niveles de esfuerzo se alcanzó el pico entre los 4 y 6 mm de desplazamiento, mientras que en el tercer nivel de esfuerzos se llegó al pico a partir de los 8 mm de desplazamiento. El esfuerzo de corte residual en los tres niveles de esfuerzo parte de los 10 mm de desplazamiento (Fig. 5.21).

**Muestra 2.** En el primer nivel de esfuerzo, se llegó al esfuerzo cortante pico a partir de los 4 mm, para los dos niveles de esfuerzo superiores se llegó al esfuerzo de corte pico a partir de los 6 mm de desplazamiento. El residual llega a partir de los 8 mm en el primer y tercer nivel de esfuerzo mientras que el segundo nivel de esfuerzo llega al residual a partir de los 10 mm de desplazamiento (Fig. 5.22).

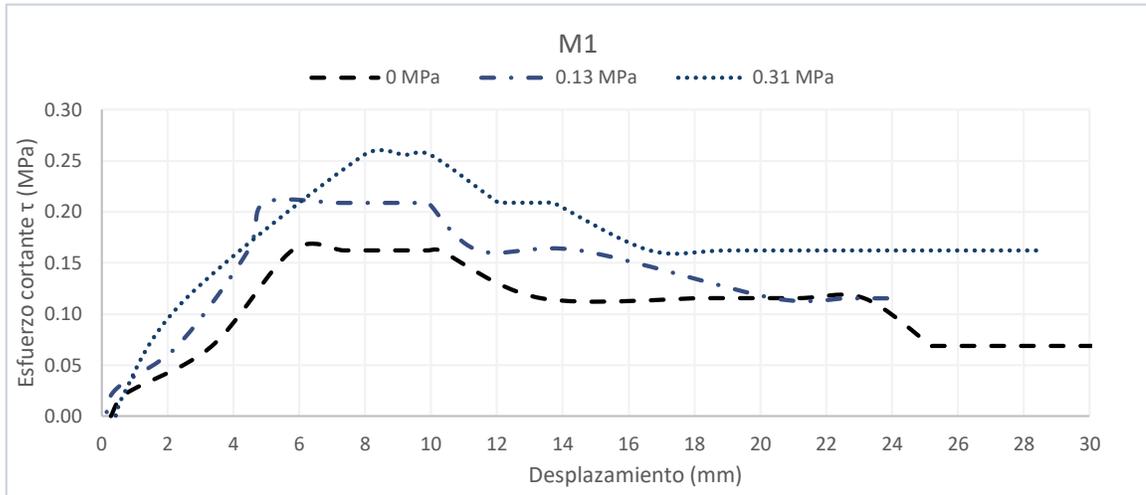


Figura 5.22 Gráfica esfuerzo-desplazamiento de la muestra 1.

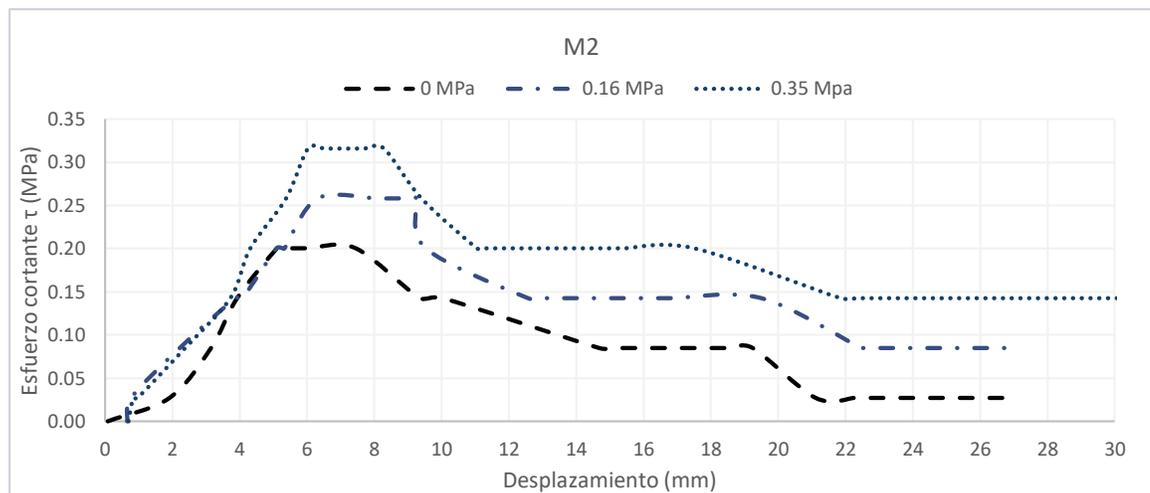


Figura 5.21 Gráfica esfuerzo- desplazamiento de la muestra 2.

**Muestra 3.** El esfuerzo cortante pico para los 3 niveles de esfuerzo parte de los 6 mm y descendiendo al residual desde los 9 mm de desplazamiento (Fig. 5.23).

**Muestra 4.** Esta muestra tuvo un comportamiento muy disperso a comparación de las muestras anteriores. Para este caso en un primer nivel de esfuerzo alcanzó el pico en los 6 mm y descendió al residual hasta los 15 mm de desplazamiento. En el segundo nivel de esfuerzos el esfuerzo pico inició en los 8 mm descendiendo al residual a partir de los 12 mm de desplazamiento. Para el tercer nivel de esfuerzos antes de alcanzar el pico en los 12 mm, se ve que a los 4 mm hubo

un pequeño pico en el que probablemente fue alcanzado por la ruptura de una asperidad importante; mientras que el esfuerzo residual llegó hasta los 14 mm de desplazamiento (Fig. 5.24).

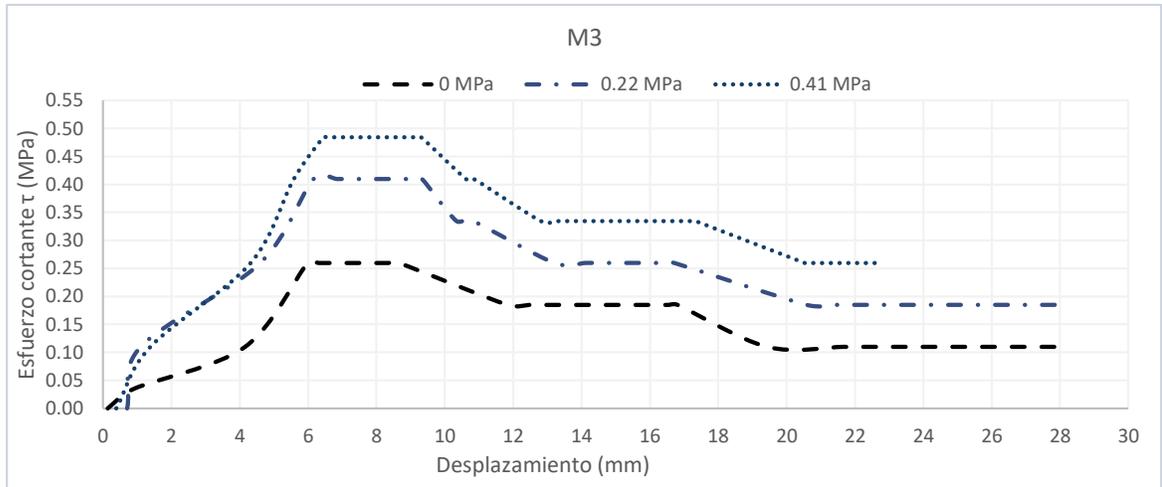


Figura 5.23 Grafica esfuerzo-desplazamiento de la muestra 3.

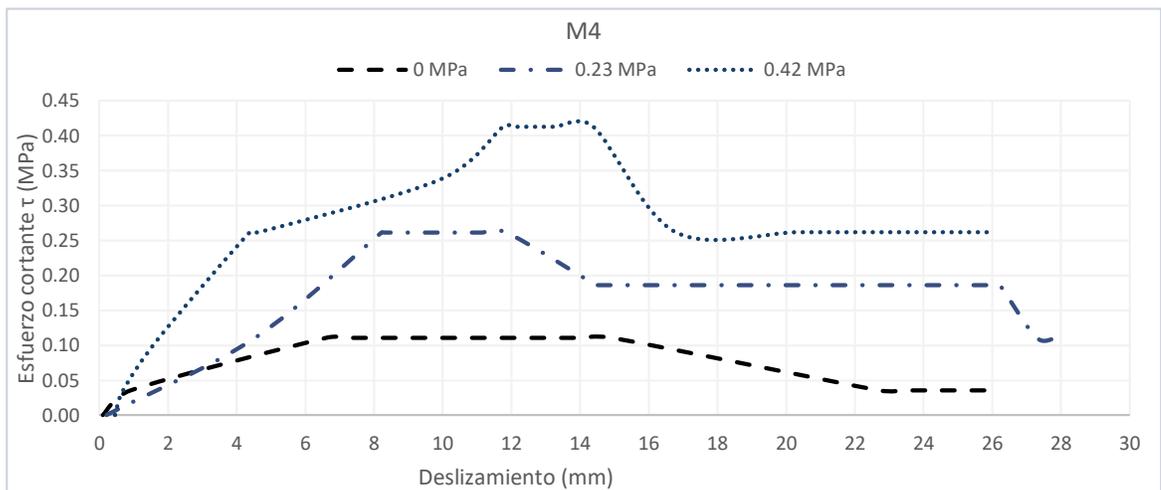


Figura 5.24 Grafica esfuerzo-desplazamiento de la muestra 4.

**Muestra 7.** Al igual que la muestra anterior, se tiene un comportamiento disperso. Para el primer nivel de esfuerzo el pico llegó en los 8 mm manteniéndose hasta los 24 mm donde desciende al residual. En el segundo nivel de esfuerzo como en la muestra anterior en los 2 y 12 mm de desplazamiento se muestran pequeños picos; sin embargo, el pico más alto se alcanzó hasta los 28 mm y descendió al residual en los 34 mm de desplazamiento. Para el tercer nivel de esfuerzo se

alcanzaron claramente dos esfuerzos pico, el primero inicia en los 10 mm hasta los 15 mm de desplazamiento mientras que el segundo se presentó en los 25 mm de desplazamiento manteniéndose hasta los 32 mm que es donde desciende al residual (Fig. 5.25).

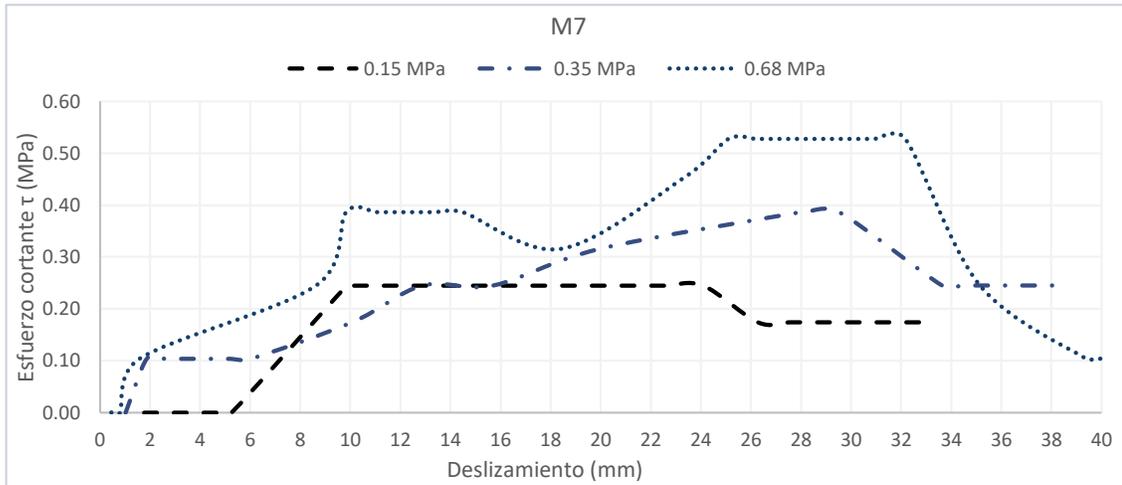


Figura 5.25 Gráfica esfuerzo-desplazamiento de la muestra 7.

**Muestra 8.** En esta muestra se presenta el esfuerzo de corte pico de los 3 niveles de esfuerzo en el mismo umbra, que parte de los 7 mm y en los dos niveles de esfuerzo superiores comienzan a descender al residual a partir de los 18 mm de desplazamiento; mientras que el primer nivel de esfuerzo presenta un pico que termina rápidamente ya que empieza su descenso a partir de los 10 mm de desplazamiento (Fig. 5.26)

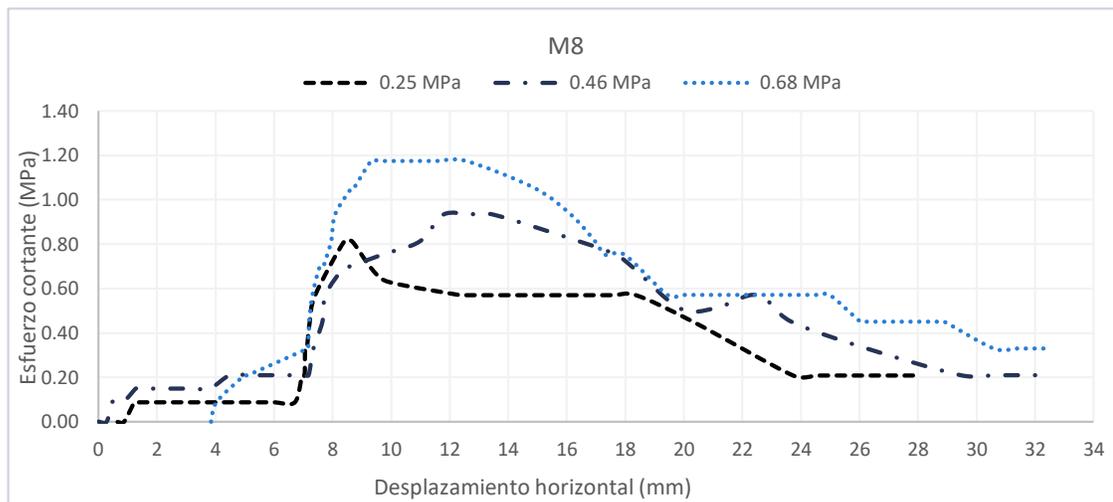


Figura 5.26 Gráfica esfuerzo-desplazamiento de la muestra 8.

**Muestra 11.** A partir de los 6 mm se alcanza el esfuerzo de corte pico para los tres niveles de esfuerzo, descienden al residual desde los 8 mm de desplazamiento, para este caso es claro que vuelven a llegar a un nuevo pico en menor intensidad que el anterior, es decir, el material sufrió un reacomodo de partículas para presentar el nuevo pico (Fig. 5.27).

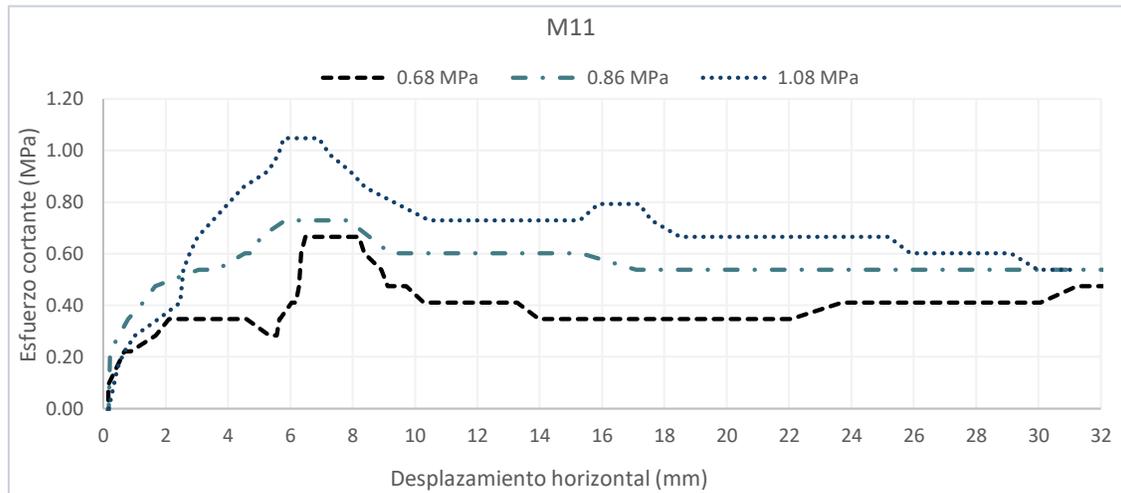


Figura 5.27 Grafica esfuerzo-desplazamiento de la muestra 11.

Como se vio en las gráficas, el comportamiento de las discontinuidades es diverso debido a las características de cada una de ellas incluso se alcanza más de un pico, ya que el material se reacomoda para seguir soportando la carga.

### 5.8.3 Envolventes de falla

En una aplicación práctica, la selección del esfuerzo pico dependerán del criterio del diseñador y del tipo de obra que se vaya a emplear. Ya sea una obra que permita bajas deformaciones como en el diseño de muros de contención o grandes deformaciones como lo es para túneles y taludes.

En el caso específico de taludes, generalmente se toman los valores residuales, ya que el pico realmente representa un esfuerzo máximo donde la roca llega al esfuerzo mayor de soporte; por lo que es de mayor importancia la condición residual dado que es cuando la resistencia decrece y se espera el deslizamiento o falla del talud.

Tomando en cuenta lo anterior, para la elaboración de las envolventes de falla se considera el pico en desplazamientos mayores de 10 mm y el residual correspondiente al pico seleccionado de cada muestra. Teniendo seleccionados los esfuerzos normales y de corte pico y residuales estos son graficados y se elabora una línea de tendencia dependiendo del acomodo de los puntos; es decir en algunos casos la línea de tendencia es de primer grado, mientras que en otros casos tiende a una ecuación de segundo grado. Con esto, se determinaron los parámetros de corte ( $c$ ,  $\phi$ ).

**Muestra 1.** En la Fig. 5.28, se muestra la envolvente de falla, para la condición pico se empleó una línea de tendencia lineal para la residual una línea de tendencia polinómica, donde se tiene:

$$c_p: 0.14 \text{ MPa}; \phi_p: 16^\circ$$

$$c_r: 0.07 \text{ MPa}; \phi_r: 15^\circ$$

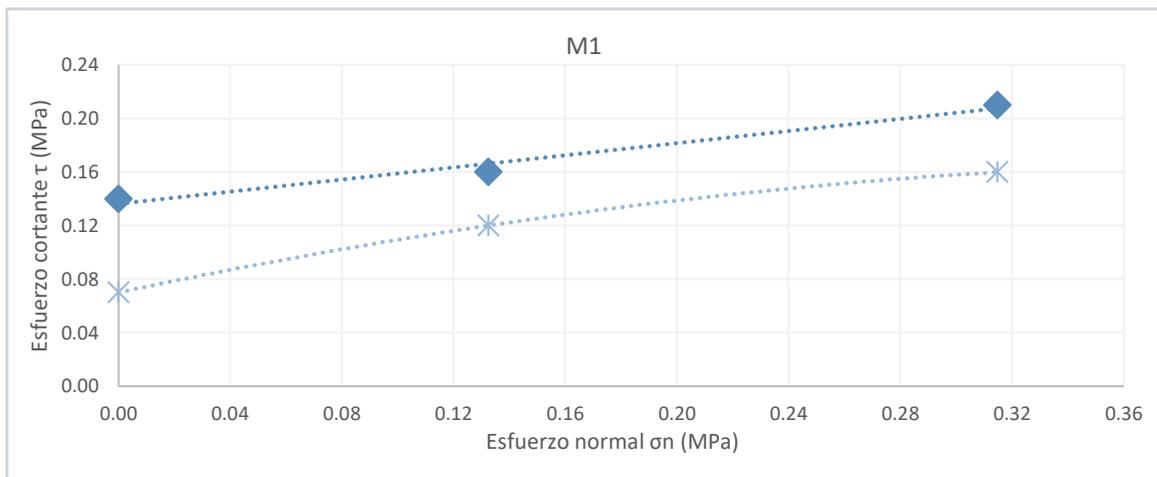


Figura 5.28 Envolvente de falla para la muestra 1.

**Muestra 2.** En la Figura 5.29 se muestra la envolvente de falla para muestra 2, donde en ambos casos se presentaron líneas de tendencia de primer orden, donde se tiene:

$$c_p: 0.08 \text{ MPa}; \phi_p: 31^\circ$$

$$c_r: 0.03 \text{ MPa}; \phi_r: 27^\circ$$

**Muestra 3.** En la Figura 5.30 se muestra la envolvente de falla para muestra 3, donde en ambos casos se presentaron líneas de tendencia polinómica y como parámetros de corte se obtuvo:

$$c_p: 0.08 \text{ MPa}; \phi_p: 34^\circ$$

$$c_r: 0.03 \text{ MPa}; \phi_r: 26^\circ$$

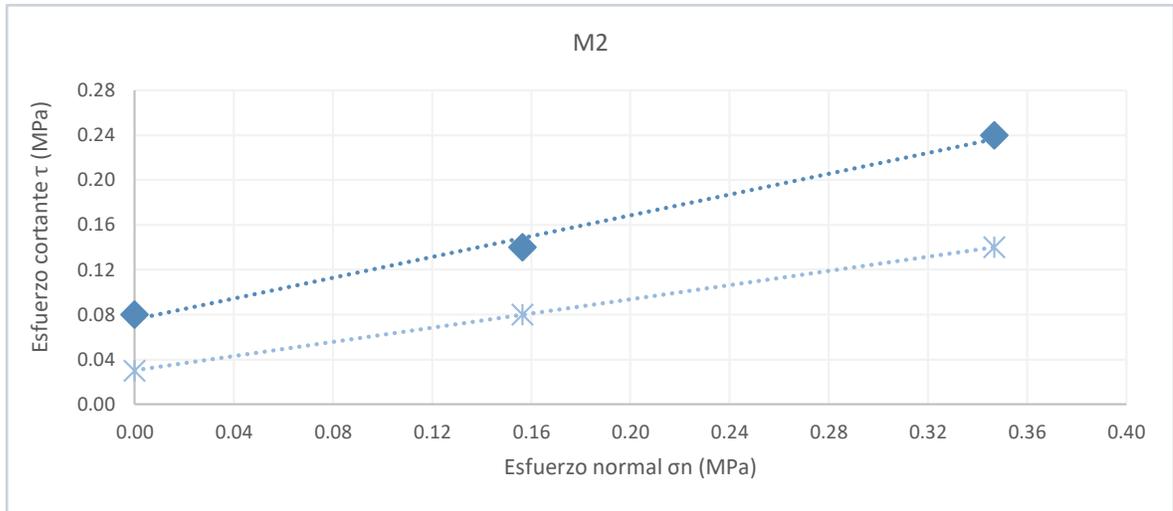


Figura 5.30 Envolvente de falla para la muestra 2.

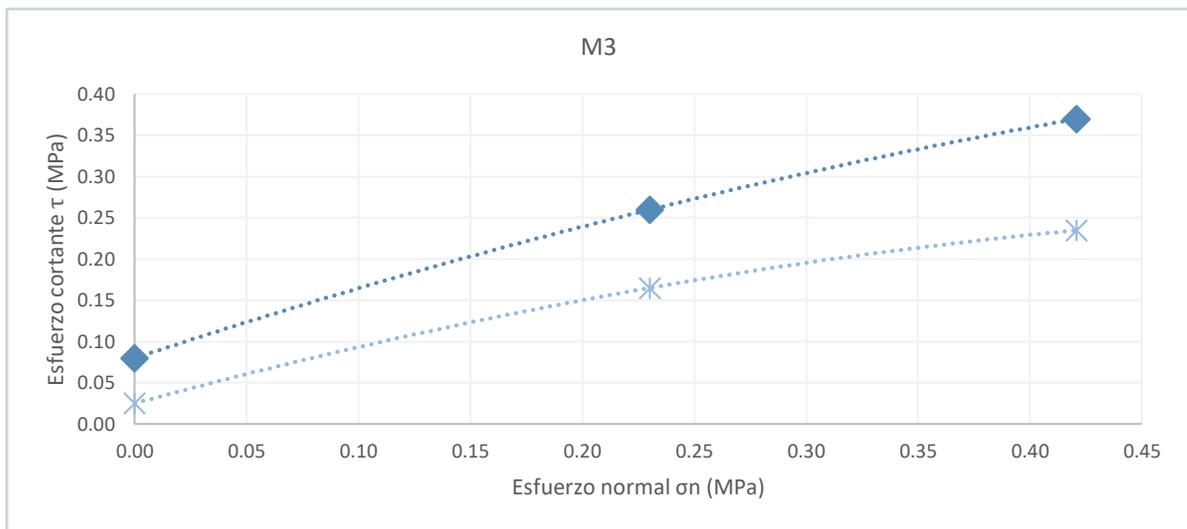


Figura 5.29 Envolvente de falla para la muestra 3.

**Muestra 4.** En la Fig. 5.31 se muestra la envolvente de falla para muestra 4, donde en ambos casos se presentaron líneas de tendencia polinómica y como parámetros de corte se obtuvo:

$$c_p: 0.08 \text{ MPa}; \varphi_p: 26^\circ$$

$$c_r: 0.03 \text{ MPa}; \varphi_p: 23^\circ$$

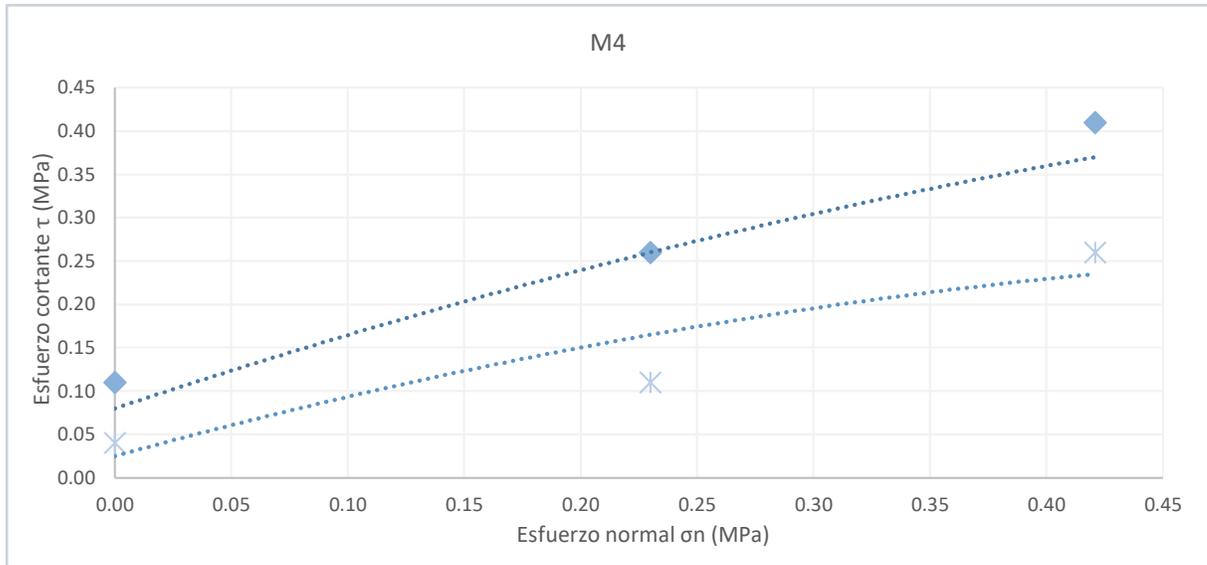


Figura 5.31 Envolvente de falla para muestra 4.

**Muestra 7.** En la Fig. 5.32 se muestra la envolvente de falla para muestra 7, donde en ambos casos se presentaron líneas de tendencia polinómica y como parámetros de corte se obtuvo:

$$c_p: 0.10 \text{ MPa}; \varphi_p: 30^\circ$$

$$c_r: 0.08 \text{ MPa}; \varphi_r: 10^\circ$$

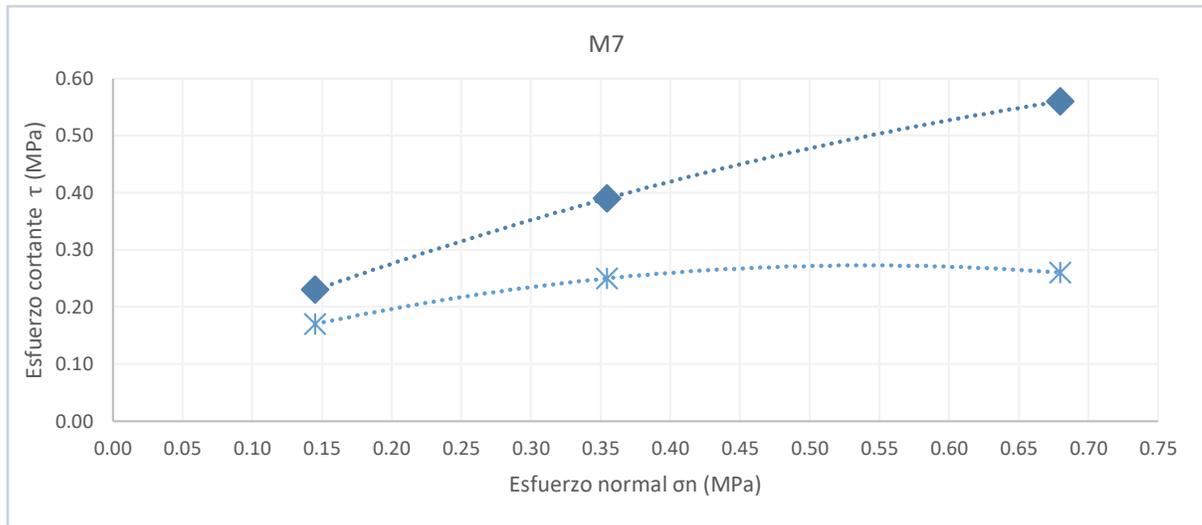
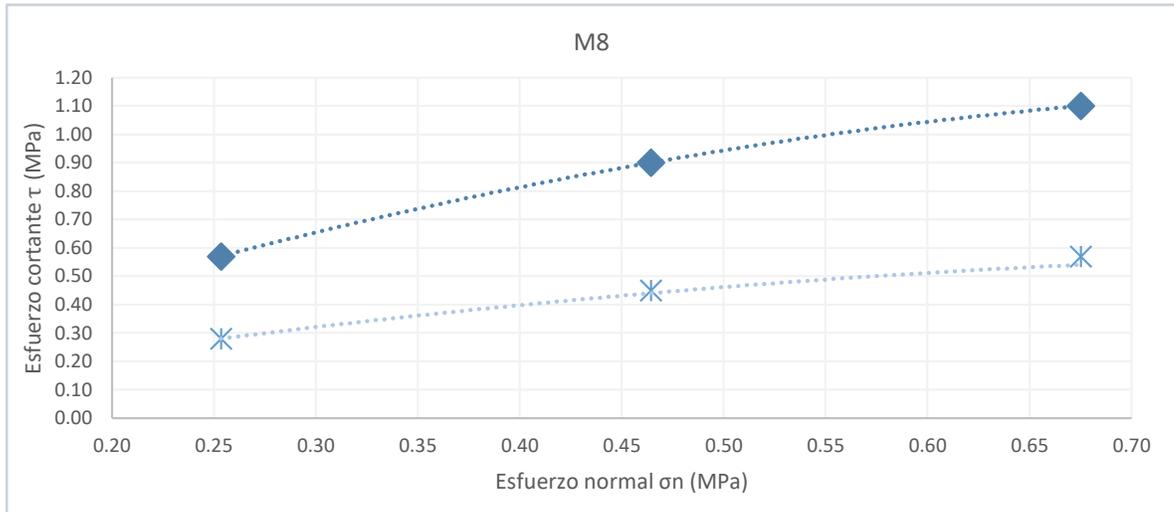


Figura 5.32 Envolvente de falla de la muestra 7.

**Muestra 8.** En la Fig. 5.33 se muestra la envolvente de falla para muestra 8, donde en ambos casos se presentaron líneas de tendencia polinómica y como parámetros de corte se obtuvo:

$$c_p: 0.31 \text{ MPa}; \varphi_p: 29^\circ$$

$$c_r: 0.01 \text{ MPa}; \varphi_r: 16^\circ$$

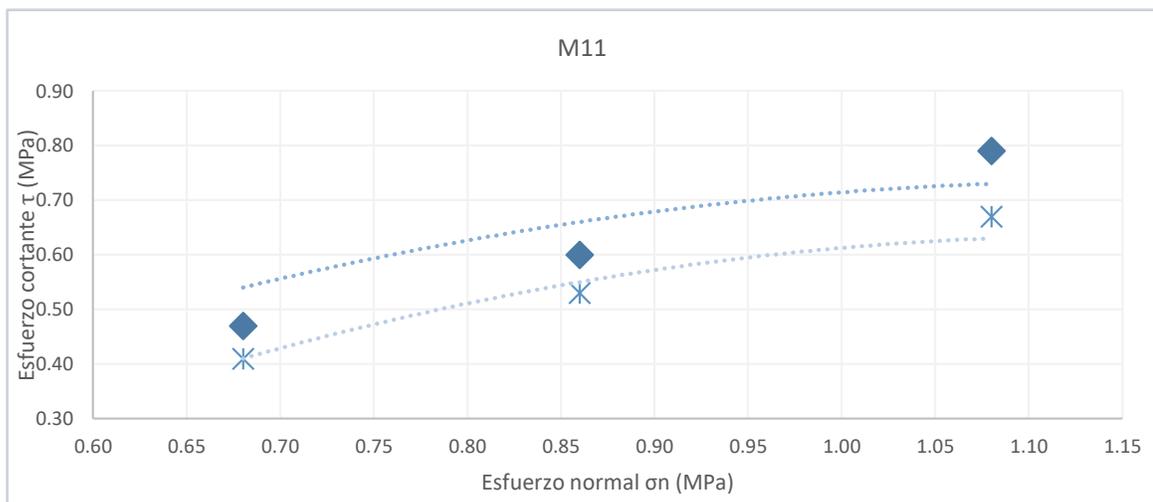


**Figura 5.33** Envolvente de falla para muestra 8.

**Muestra 11.** En la Fig. 5.34 se muestra la envolvente de falla para muestra 11, donde en ambos casos se presentaron líneas de tendencia polinómica y como parámetros de corte se obtuvo:

$$c_p: 0.12 \text{ MPa}; \varphi_p: 21^\circ$$

$$c_r: 0.03 \text{ MPa}; \varphi_r: 19^\circ$$



**Figura 5.34** Evolvente de falla para la muestra 11.

## 6. MODELACIÓN

En este capítulo se aborda la modelación del talud que conforma el portal de salida del Túnel 1 de la obra vial “Ramal Camelinas” tomando en cuenta los resultados de laboratorio, así como el tipo de modelo a emplear para la obtención del factor de seguridad considerando la influencia de las discontinuidades estudiadas, la presencia de agua y sismo.

Para ello primeramente se requieren de conocimientos generales sobre los métodos de cálculo y tipos de modelos aplicables a la mecánica de rocas.

### 6.1 FACTOR DE SEGURIDAD

El coeficiente de seguridad o factor de seguridad representa un número que cuantifica la diferencia entre las condiciones reales en que se encuentra el talud y las condiciones que le llevan a la rotura. Representa el objetivo fundamental del análisis de estabilidad del talud. El coeficiente de seguridad de un talud es el coeficiente mínimo de todos los coeficientes de seguridad posibles de todas las distintas superficies potenciales de deslizamiento (Melentijevic, 2005).

En la mayoría de los análisis de equilibrio limite, la resistencia al corte requerido a lo largo de una superficie potencial de falla se calcula su estabilidad y luego se compara con la magnitud de resistencia al corte disponible. Es decir, en el punto A en la pendiente superior que se muestra en la Figura 6.1, el FS promedio vendrá dado por la relación entre la resistencia al corte disponible y la requerida. Así, una proporción constante de la fuerza disponible se moviliza en cada punto de la superficie de falla para resistir el desplazamiento potencial (Abramson, et al., 2002).

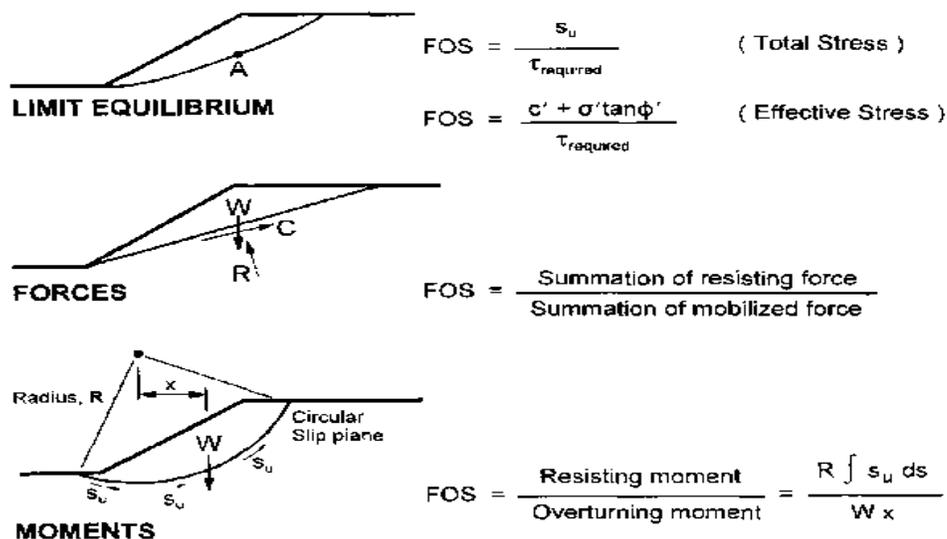


Figura 6.1 Varias definiciones del factor de seguridad. (Abramson, et al., 2002)

## 6.2 MÉTODOS DE CÁLCULO

En términos generales, los métodos de cálculo pueden dividirse en dos grupos, *métodos de cálculo de deformaciones* y *métodos de equilibrio límite* (Fig. 6.2).

Los métodos de cálculo en deformaciones, consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando métodos numéricos. 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. 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 (IGME; EPTISA, 1985).

En la práctica geotécnica el método de equilibrio límite se ha utilizado mucho para el análisis rutinario de estabilidad de taludes. Cuando se necesitan predicciones relacionadas con las deformaciones se acude al método de elementos finitos. Sin embargo, el método de equilibrio límite tiene la ventaja de su simplicidad y que provee el factor de seguridad como índice de estabilidad (Melentijevic, 2005).

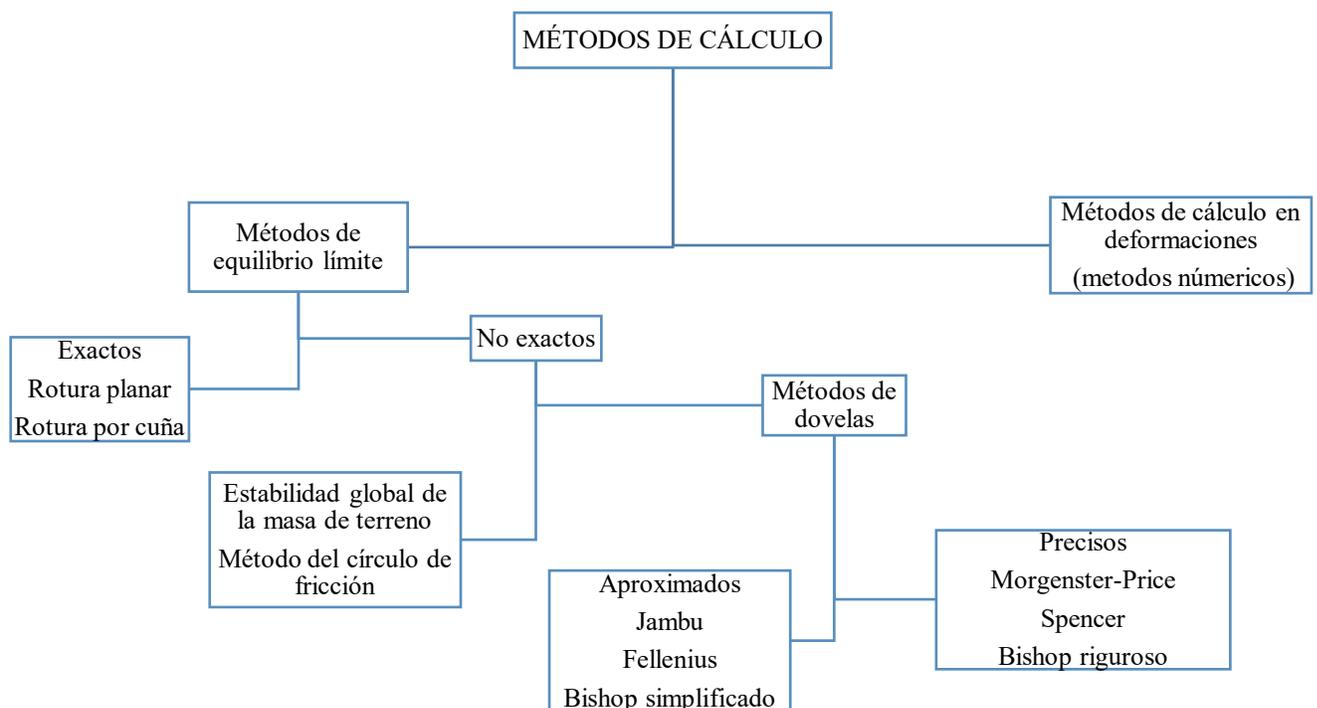


Figura 6.2 Clasificación de métodos de cálculo (IGME; EPTISA, 1985).

### 6.2.1 Métodos de equilibrio límite

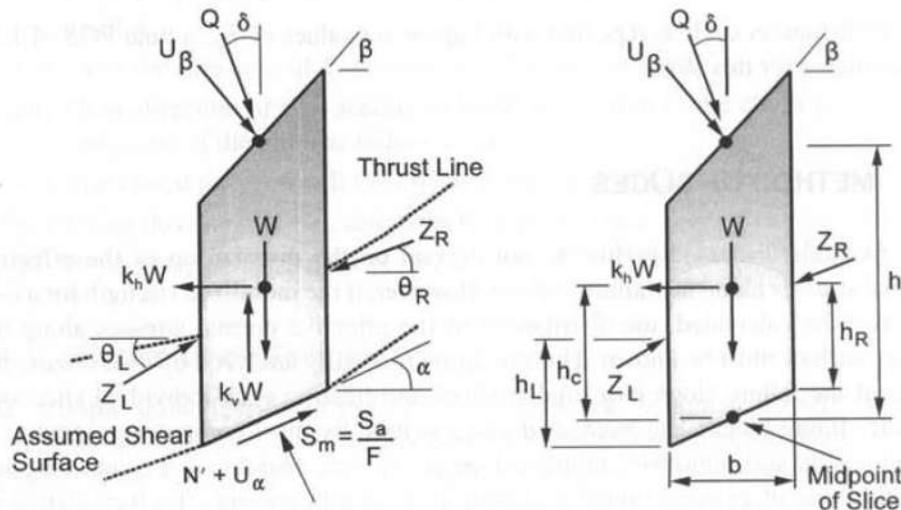
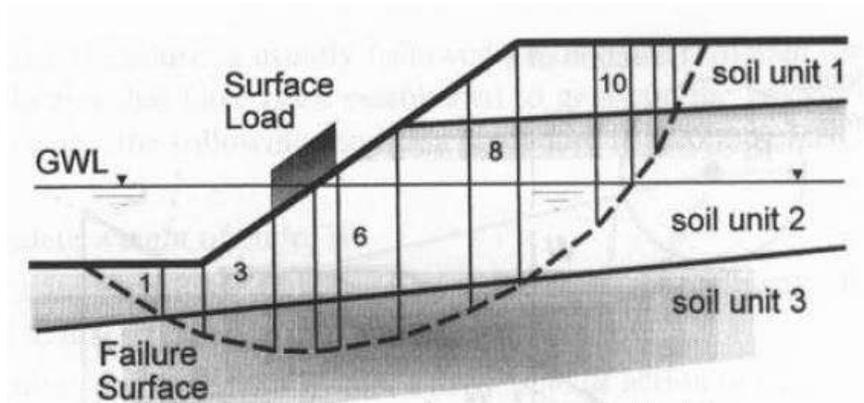
Los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes son los más utilizados en la práctica común por su sencillez y porque, a expensas de otras incertidumbres, el coeficiente de seguridad que proporcionan se asemeja enormemente al real. Estos a su vez se subdividen en *métodos exactos* y *no exactos*.

**Métodos exactos.** Al aplicar las leyes de la estática estos métodos proporcionan una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura), Esto sólo es posible en casos de geometría sencilla como una rotura planar y roturas por cuñas (IGME; EPTISA, 1985).

**Métodos no exactos.** En la mayoría de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las ecuaciones de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su solución. En este grupo destacan los métodos de equilibrio global de la masa deslizante el cual suele hacerse respecto a la distribución de esfuerzos normales en la superficie de deslizamiento como es el caso del método de círculo de fricción o mediante los *métodos de dovelas* los cuales consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales, donde dicha distribución no es un problema sino un resultado de solución. Las hipótesis previas se refieren generalmente a las fuerzas laterales entre las dovelas y existe una gran variedad de métodos que consideran diferentes hipótesis y estos pueden clasificarse en *métodos aproximados* y *métodos precisos*. Los primeros no cumplen todas las ecuaciones de la estática (Fellenius, Janbu y Bishop simplificado). Los segundos cumplen todas las ecuaciones de la estática (Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso) (IGME; EPTISA, 1985).

Los métodos de dovelas, sean aproximados o precisos consideran el problema bidimensional por lo que la estabilidad del talud se analiza en una sección transversal del mismo. La zona de terreno potencialmente deslizante se divide en una serie de fajas verticales estudiándose el equilibrio de cada una de ellas (Fig. 6.3). La gran aplicación de los métodos de dovelas se debe a que se pueden aplicar a una gran generalidad de problemas con un grado razonable de exactitud en la mayoría de los casos, además permiten considerar la acción de presiones intersticiales, la existencia de cargas externas actuando sobre el talud, la existencia de materiales de diferentes

características y en muchos casos son aplicables a superficies de rotura de cualquier forma (Abramson, et al., 2002).



- |  |   |
|--|---|
| $F$ = factor of safety                             | $Z_L$ = left interslice force             |
| $S_a$ = available strength<br>= $C + N' \tan \phi$ | $Z_R$ = right interslice force            |
| $S_m$ = mobilized strength                         | $\theta_L$ = left interslice force angle  |
| $U_a$ = pore water force                           | $\theta_R$ = right interslice force angle |
| $U_\beta$ = surface water force                    | $h_L$ = height to force $Z_L$             |
| $W$ = weight of slice                              | $h_R$ = height to force $Z_R$             |
| $N'$ = effective normal force                      | $\alpha$ = inclination of slice base      |
| $Q$ = external surcharge                           | $\beta$ = inclination of slice top        |
| $k_v$ = vertical seismic coefficient               | $\delta$ = inclination of surcharge       |
| $k_h$ = horiz. seismic coefficient                 | $b$ = width of slice                      |
|  | $h$ = average height of slice             |
|  | $h_c$ = height to centroid of slice       |

Figura 6.3 División del círculo potencial de falla en dovelas y fuerzas actuantes (Abramson, et al., 2002).

Como bien se ha mencionado los métodos de dovelas pueden categorizarse en *aproximados* y *precisos* dependiendo de las condiciones de equilibrio estático que se satisfacen y dependiendo de las hipótesis realizadas sobre las fuerzas entre dovelas. En la Tabla 6.1 se presentan las condiciones de equilibrio estático que tienen algunos de los métodos más utilizados.

Tabla 6.1 Métodos de equilibrio límite más utilizados (Melentijevic, 2005).

Métodos de equilibrio límite	Equilibrio vertical de fuerzas	Equilibrio horizontal de fuerzas	Equilibrio de momentos
Fellenius (Ordinario) (1927)	Sí	No	Sí
Bishop Simplificado(1955)	Sí	No	Sí
Janbu Generalizado (1968)	Sí	Sí	Sí
Spencer (1967)	Sí	Sí	Sí
Morgenster-Price (1965)	Sí	Sí	Sí
GLE	Sí	Sí	Sí
Corps of Engineers (1970)	Sí	Sí	No
Lowe-Karafiath (1960)	Sí	Sí	No
Sarma (1973)	Sí	Sí	Sí

De manera complementaria en la Tabla 6.2 se representan las hipótesis sobre fuerzas entre dovelas en algunos de los distintos métodos de equilibrio límite más utilizados y el tipo de deslizamiento al que se puede aplicar.

Tabla 6.2 Hipótesis de fuerzas entre dovelas de distintos métodos de equilibrio límite (Melentijevic, 2005)

Métodos de equilibrio límite	Hipótesis
Fellenius (Ordinario) (1927)	Supone que las fuerzas entre rebanadas se anulan entre sí. Sólo para deslizamiento circular.
Bishop Simplificado(1955)	La fuerza resultante entre rebanadas es horizontal (significa que no hay fuerza tangencial entre rebanadas). Sólo para deslizamiento circular.
Janbu Generalizado (1968)	La posición de fuerza normal entre rebanadas se define con la línea de empuje supuesta y se puede variar, es decir cambiar la posición de las fuerzas resultantes entre rebanadas. Cualquier superficie de deslizamiento.
Spencer (1967)	Las fuerzas resultantes entre rebanadas son paralelas.

	Cualquier superficie de deslizamiento.
Morgenster-Price (1965)	La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada y se puede variar la orientación, el porcentaje de la función utilizada se resuelve mediante equilibrios de momentos y fuerzas. Cualquier superficie de deslizamiento.
GLE	La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada, el porcentaje de la función requerido para satisfacer equilibrio de momentos y fuerzas se define buscando el punto de intersección en el diagrama factor de seguridad vs. porcentaje de la función.
Corps of Engineers (1970)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre rebanadas se suponen paralelas al ángulo medio de la superficie del talud o la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento en el terreno. Cualquier superficie de deslizamiento.
Lowe-Karafiath (1960)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre rebanadas se suponen iguales al promedio de la superficie del terreno y superficie de deslizamiento en la base de cada rebanada. Cualquier superficie de deslizamiento.
Sarma (1973)	Los valores de las fuerzas resultantes entre rebanadas siguen ciertas pautas predeterminadas. Cualquier superficie de deslizamiento.

### 6.2.2 Métodos numéricos

Entre los principales defectos de los métodos de cálculo basados en equilibrio límite, se cuenta con el hecho de prescindir completamente del estado de deformaciones del terreno y el considerar el mismo factor de seguridad en cada punto de la línea de rotura. Por lo que los métodos de cálculo en deformaciones utilizando métodos numéricos subsanan ambas limitaciones, aunque a costa de una ejecución mucho más laboriosa (IGME; EPTISA, 1985).

Los métodos numéricos se basan en una solución numérica que, por lo tanto, no exacta de las ecuaciones diferenciales que rigen el comportamiento mecánico de los materiales (macizos rocosos o masas de suelo) y dada su complejidad, es necesario simplificar sus propiedades para formalizar los modelos matemáticos (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004). Estos métodos se subdividen en:

### 6.2.2.1 Métodos de dominio

Estos se refieren a los métodos de elementos finitos (MEF), diferencias finitas (MDF) y elementos discretos (MED) su ventaja radica en su mayor flexibilidad para simular comportamientos no-lineales, fallas y discontinuidades, sostenimientos, excavaciones secuenciales y propiedades heterogéneas.

- **Método de Elementos Finitos (MEF)**

El método de elementos finitos, fue desarrollado a finales de los años 60, es el más usado en la actualidad dentro de los métodos numéricos en geotecnia. La idea básica de este método es la división del dominio del problema en triángulos, rectángulos, etc., (Fig. 6.4) para postular a priori la forma de la solución dentro de uno de los elementos (Melentijevic, 2005).

Una vez postulada la forma de la solución se establecen las condiciones que tal solución ha de cumplir para aproximarse lo más posible a la solución real del problema. Es necesario ir tomando elemento a elemento e ir componiendo individualmente para cada uno su matriz de rigidez. Todo ello conduce a un sistema de ecuaciones lineales cuya solución se resuelve mediante métodos directos o métodos iterativos (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Entre las ventajas de este método radica en la posibilidad de modelar las variaciones en las propiedades de los diferentes macizos rocosos existentes en el talud, así como analizar situaciones muy complejas, tanto geológicas como estructurales, y de simular cargas externas sobre el terreno.

La desventaja radica en la necesidad de equipos computacionales muy potentes y de gran capacidad de almacenamiento, los elevados requerimientos de información sobre las propiedades de los macizos y, por último, la necesidad de formación altamente específica (mecánica de rocas, matemáticas, informática) y de experiencia analista (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Entre los programas basados en el MEF que se pueden aplicar al ámbito geotécnico destacan ANSYS, ABAQUS y RocSciences.

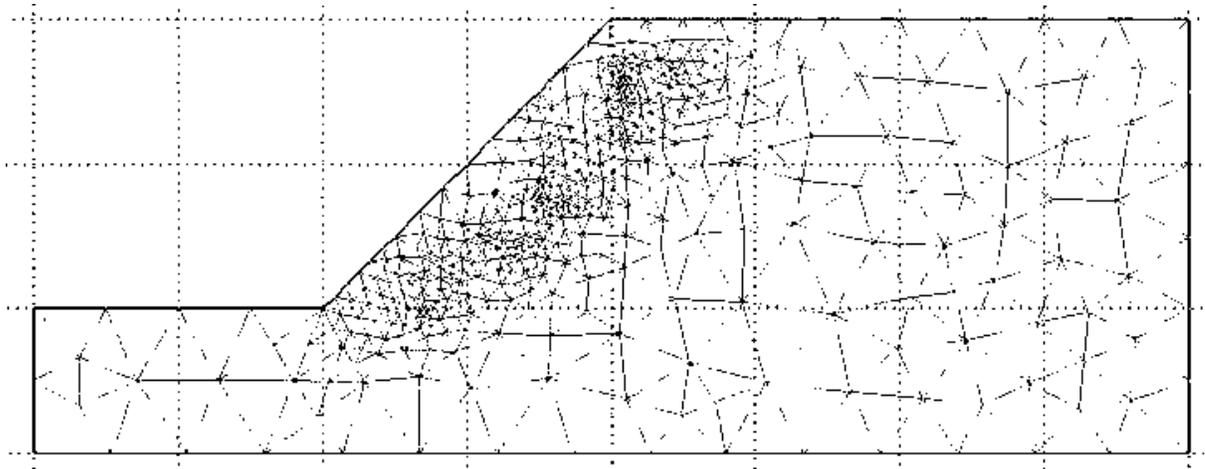


Figura 6.4 Malla para el análisis de un talud con elementos finitos (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

- **Método de Diferencias Finitas (MDF)**

El principio fundamental de este método se basa en sustituir la expresión diferencial por una expresión equivalente en términos de incrementos finitos de las variables. Todas las variables del problema quedan discretizadas. Las variables geométricas discretizadas conllevan la subdivisión del dominio mediante una red ortogonal (Fig 6.5). La discretización de las ecuaciones diferenciales permite obtener expresiones que relacionan los valores de las variables y sus incrementos y por lo tanto permiten la solución del problema en forma incremental. El método de diferencias finitas ha sido aplicado a los problemas de filtración, a los problemas de consolidación unidimensional, a los problemas de interacción suelo estructura (por ejemplo, vigas y losas sobre cimiento elástico, pilotes sometidos a esfuerzos horizontales, hincas de pilotes, entre otros) (Melentijevic, 2005).

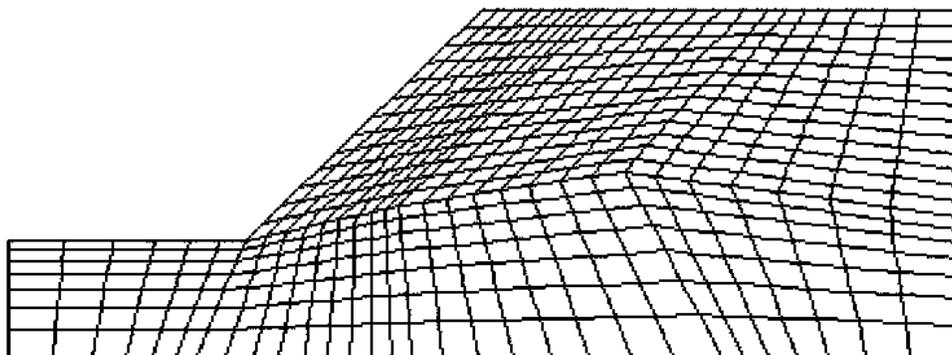


Figura 6.5 Malla para el análisis de un talud con diferencias finitas (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

Este método es utilizado por el programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Como ventaja de los MDF se puede señalar que, al no usarse matrices, los requerimientos de procesamiento informático, como de capacidad de almacenamiento, son relativamente pequeños, aunque esto hace que sea necesario un mayor tiempo de cálculo.

- **Método de Elementos Discretos (MED)**

También es conocido como método de bloques y se basa en tratar al macizo rocoso como un medio fundamentalmente discontinuo, en lugar de continuo. La masa rocosa está dividida en una malla en la que cada bloque es libre de mantener o romper sus conexiones con los bloques que lo rodean. Dentro de estos métodos se incluye el programa UDEC, por ser uno de los más utilizados en el ámbito de la ingeniería de taludes. Este tipo de programas resulta muy adecuado para analizar inestabilidades asociadas a mecanismos de deformación complejos, ligados a la presencia de múltiples discontinuidades y múltiples bloques en el talud. Así resulta adecuado para simular macizos rocosos con estructuras específicas (Fig. 6.6), que pueden dar lugar a inestabilidades por fenómenos de corte, vuelco por flexión y de bloques, roturas de taludes de muro, entre otros (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

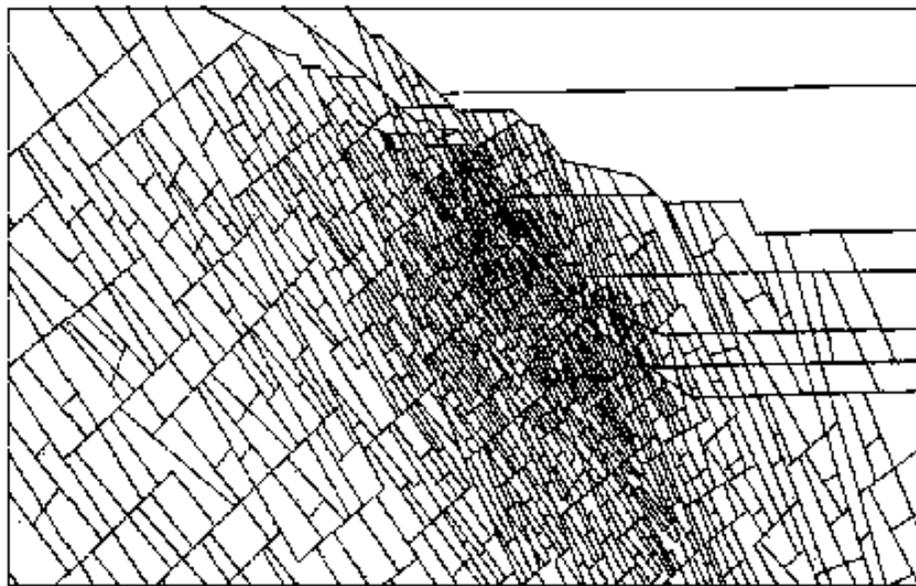


Figura 6.6 Modelo bidimensional de UDEC de la estructura del macizo rocosos que representa un esquistosidad (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

### 6.2.2.2 Métodos de contorno

Estos se refieren a los métodos de los elementos de contorno (MEC), su ventaja radica en que se incluyen la facilidad de simulación de dominios infinitos o semi-infinitos, así como el esfuerzo moderado tanto en discretización como en tiempo de cálculo para trabajar en 3D.

- **Método de Elementos de Contorno (MEC)**

Este método únicamente se discretiza el contorno del macizo rocoso y de las excavaciones consideradas, mediante segmentos para estudios bidimensionales o superficies en el caso tridimensional; la preparación de los datos es sencilla, pero el programa en sí no tanto. Es decir, siempre que exista un cambio de material, será necesario simular y discretizar la interface, por lo que cuando existe más de un material, la preparación no es tan simple resultado ser un método eficiente en problemas homogéneos y elastoplásticos para materiales de comportamiento no-lineal las ventajas del método disminuye. En general es un método que se puede considerar más apto para el análisis de excavaciones subterráneas (túneles, explotaciones por cámaras y pilares) que para el estudio de taludes. Entre los diversos programas basado en el MEC presentes en el mercado, se pueden citar el código de BESOL, que ha sido utilizado con éxito para estudios de estabilidad de explotaciones por cámaras pilares o los códigos Examine 2D y 3D de RocScience. Entre sus ventajas destaca que el sistema de ecuaciones que debe resolverse es pequeño comparado con el MEF y que los parámetros de entrada y datos de salida son relativamente simples, mientras que sus desventajas radican en que el representar al macizo rocoso como un medio infinito y continuo, las propiedades variables del material no pueden ser simuladas, por lo que no parece demasiado aconsejable para el estudio de taludes (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

## 6.3 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TALUD

El talud a analizar consiste en el portal NE del Túnel 1 del Ramal Camelinas. La altura del talud es de aproximadamente 100 m y con una estratigrafía determinada por los sondeos previamente descrita en el apartado 5.2.

El análisis de estabilidad incluye la influencia de discontinuidades, la presencia de agua y efecto sísmico. Previamente a esto, se realizó un levantamiento de un afloramiento cercano a la zona de

estudio, esto para determinar los tipos de movimientos posibles presentados tanto en el túnel como en los portales.

Para ello se usó el programa Dips de RocScience, los datos del afloramiento corresponden a inclinación y buzamiento de 120 discontinuidades determinando así la concentración de ellas como se muestra en la Figura 6.7, se aprecia claramente la presencia de 4 familias de discontinuidades.

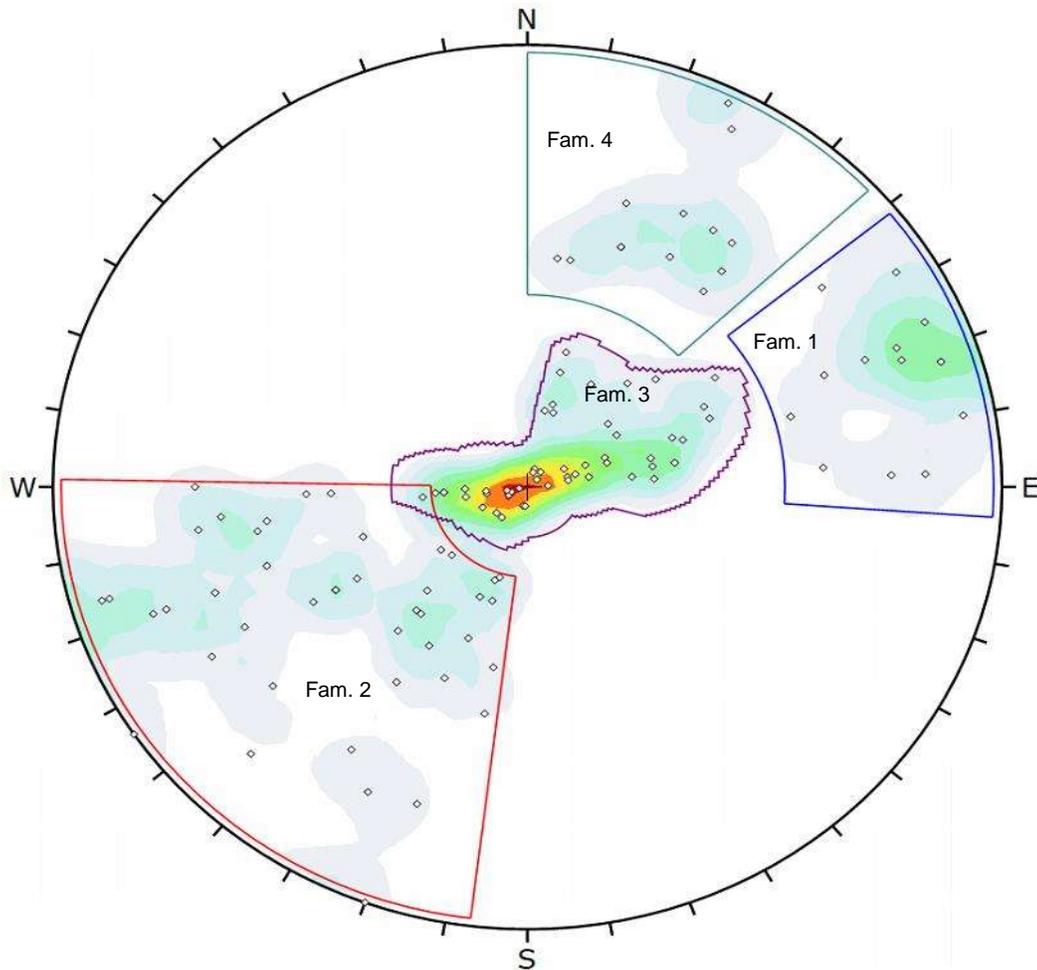


Figura 6.7 Concentración de polos y agrupación de familias.

Los planos principales de cada familia se muestran en la Figura 6.8, donde adicionalmente se incluyó el eje del túnel el portal de salida tiene una dirección de  $35^\circ$  NE y el portal de entrada una dirección de  $215^\circ$  SW y se visualiza la intersección de las familias con el eje.

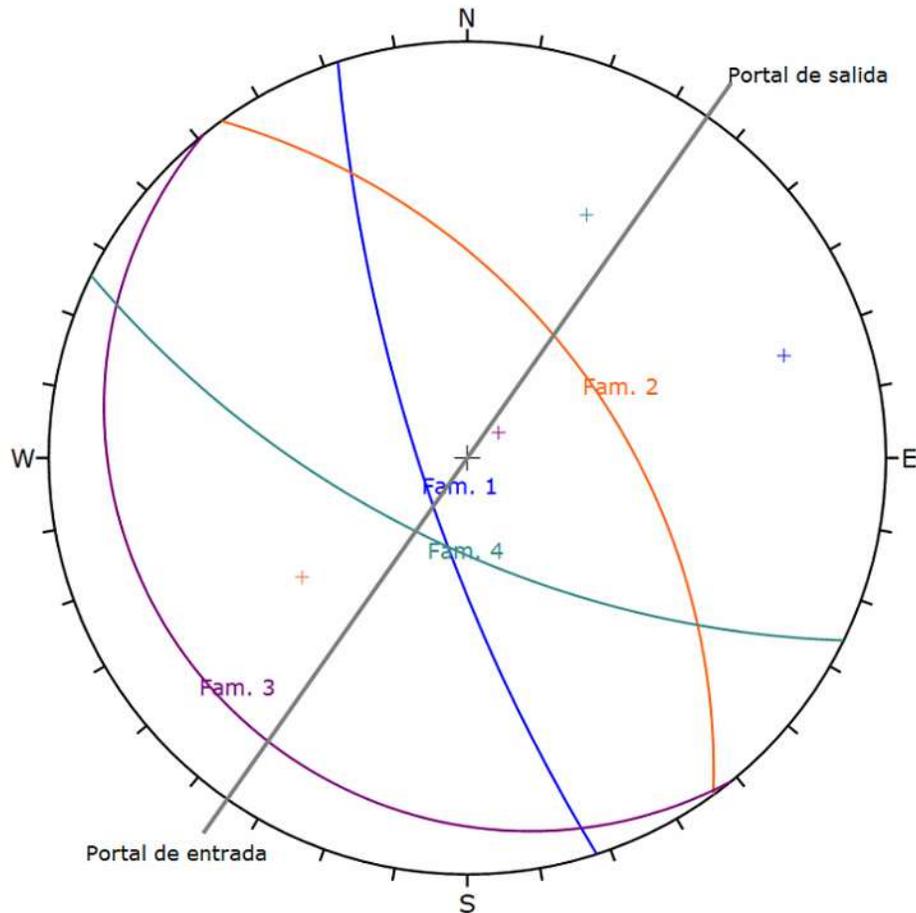
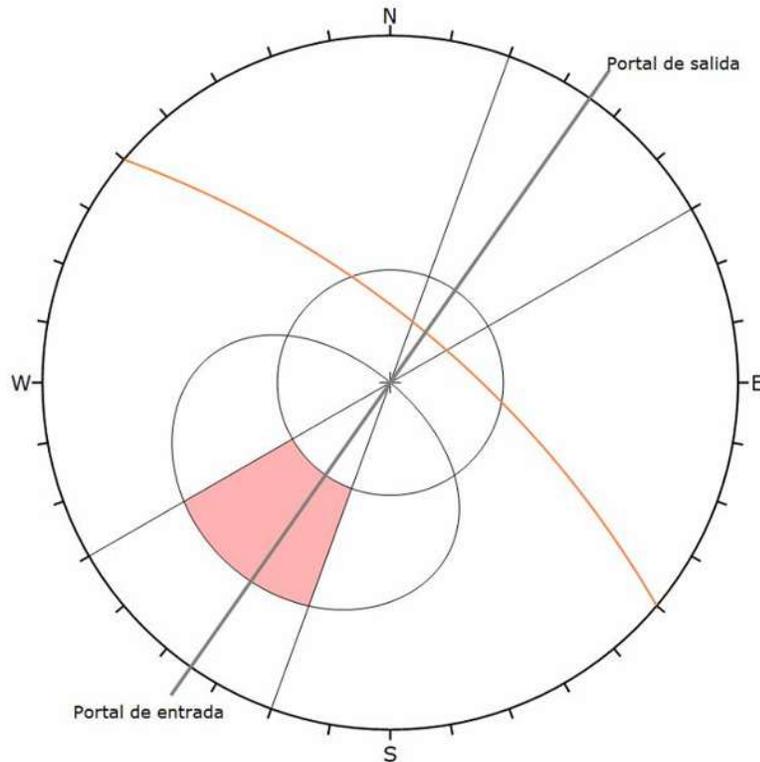


Figura 6.8 Proyección estereográfica de los planos de las discontinuidades y el eje del túnel.

Se realizó un análisis cinemático para determinar los tipos de falla presentes en el Túnel y principalmente los que afectan el portal de salida, para su análisis de estabilidad, teniendo en cuenta que el material del túnel tiene un ángulo de fricción de  $36^\circ$  (Luz Martínez, 2019), buzamiento de  $70^\circ$  e inmersión de  $40^\circ$ , el plano corresponde a la línea anaranjada de las Figuras 6.9 y 6.10).

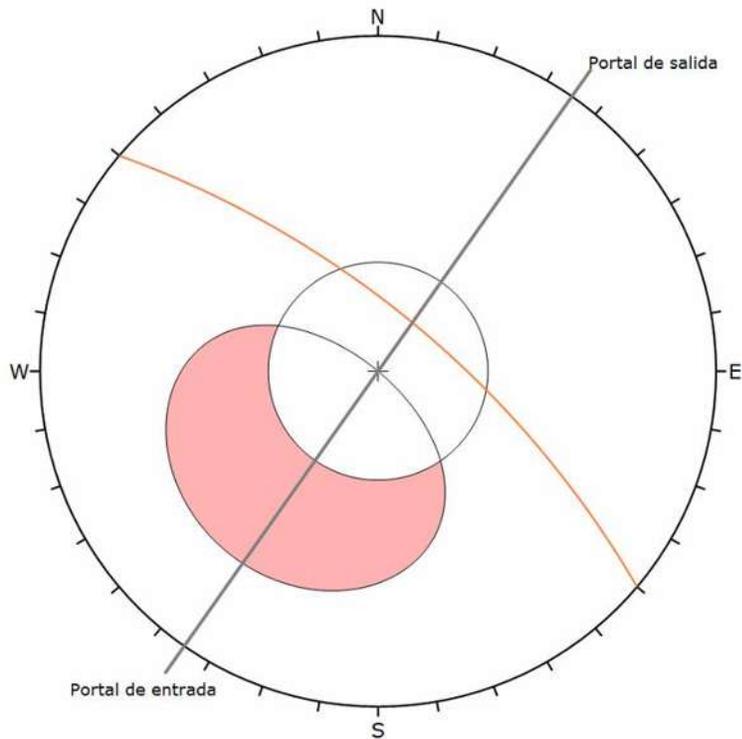
En la Figura 6.9 se muestra el análisis cinemático para un deslizamiento planar. El área sombreada corresponde a la zona crítica donde se presenta este tipo de movimiento.

Como se observa en la Figura 6.9, la rotura plana se presenta en la zona SW, donde se localiza el portal de entrada del túnel.



**Figura 6.9** Proyección estereográfica de análisis cinemático para rotura plana.

En Dips se tiene otra opción para el tipo de rotura planar en el que se amplía el límite de la zona crítica. En la Figura 6.10 se muestra la rotura plana sin límites abarcando una mayor área. Observando la presencia del mismo deslizamiento planar de la Figura 6.9, pero el de la Figura 6.10 presenta dicha amplitud de la zona crítica.



**Figura 6.10 Proyección estereográfica de análisis cinemático para rotura plana sin límites.**

El análisis de rotura en cuña, se presenta en la Figura 6.11, observando que los polos se ubican en la zona de color amarillo y rojo, lo que indica que sí existe deslizamiento de cuña. Este tipo de movimiento se presenta principalmente en la zona central NE del túnel.

En la Figura 6.12 se muestra la proyección estereográfica para una análisis cinemático de vuelco por flexión, donde se aprecia claramente que se presenta en el talud en estudio en el portal de salida.

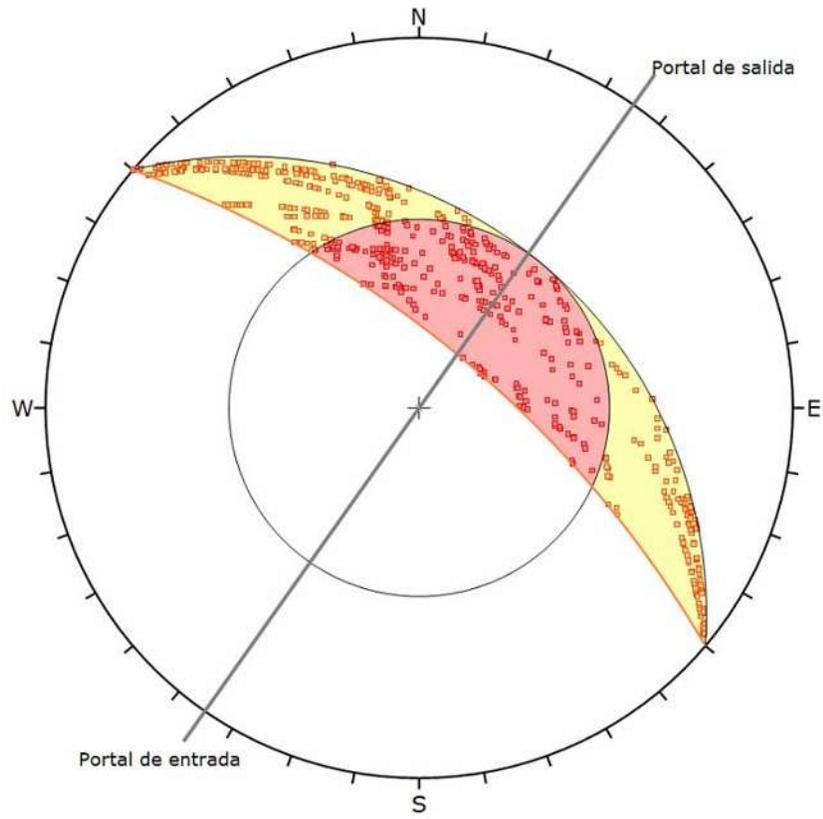


Figura 6.12 Proyección estereográfica de un análisis cinemático por rotura en cuña.

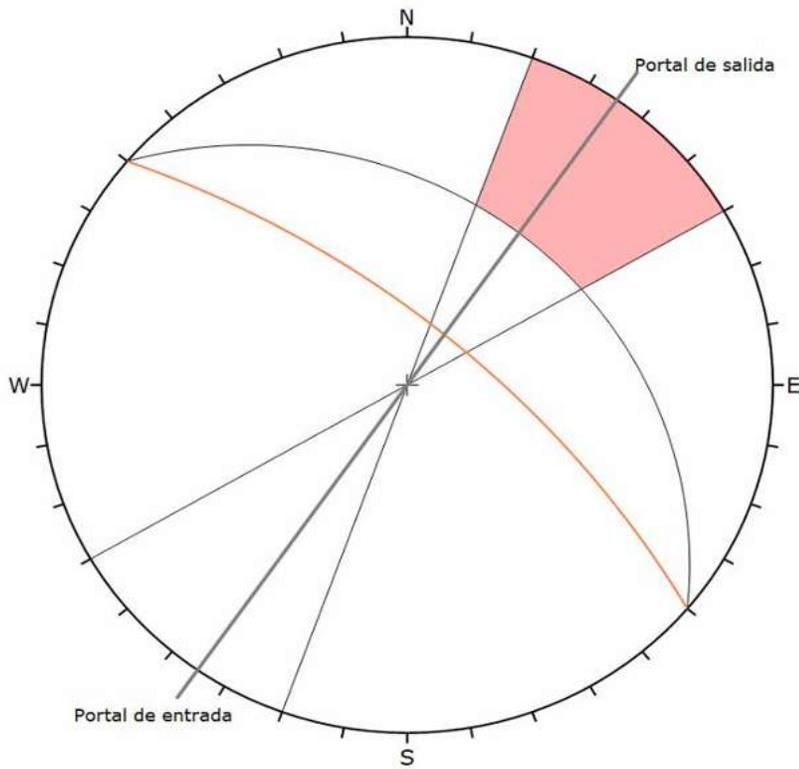


Figura 6.11 Proyección estereográfica de un análisis cinemático de vuelco por flexión.

Como bien se observa en la proyecciones estereográficas los tipos de rotura de mayor influencia para el portal de salida son la rotura por cuña y vuelco por flexión.

La SCT en 2011 en su publicación del informe final sobre el proyecto ejecutivo de los túneles 1 y 2 del Libramiento Sur Morelia, se identificó que el material a excavar se trataba de ignimbrita masiva y fracturada, identificándose hasta 9 familias de fracturas que pueden reducirse a 4 familias principales y 2 de menor importancia, considerando la proyección estereográfica de la Figura 6.13.

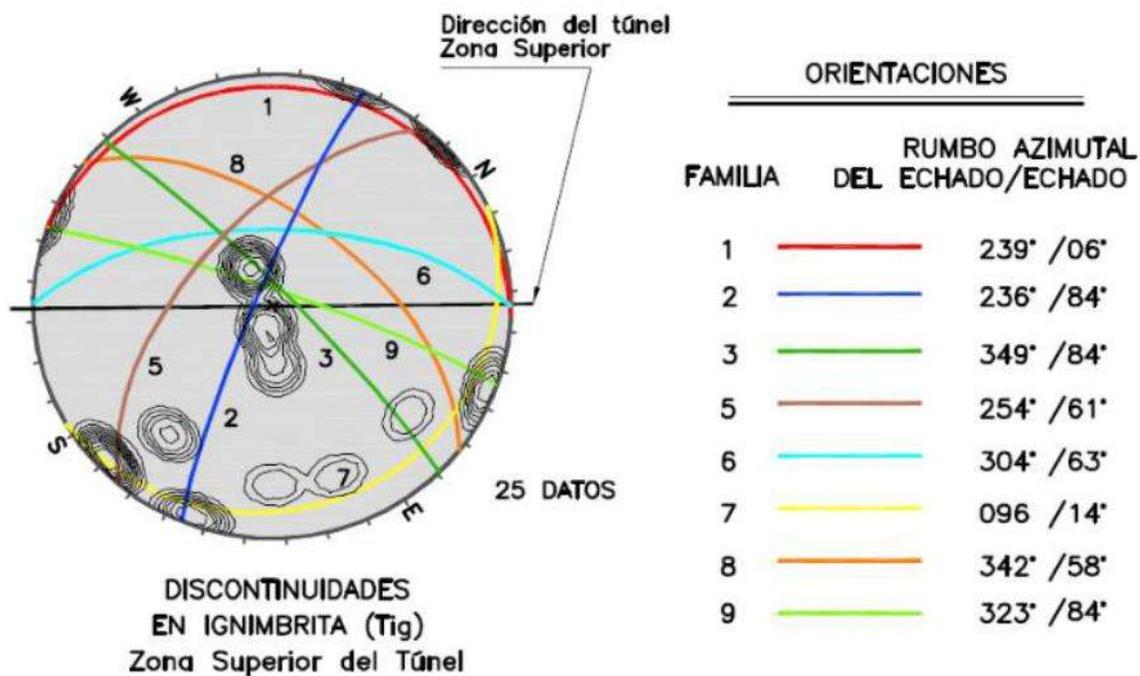


Figura 6.13 Proyección estereográfica y número de familias en el Túnel 1 (SCT, 2011).

En la Figura 6.14 se muestra el perfil del túnel donde se incluyen sus estratos, además se ubicaron las discontinuidades (líneas en rojo), éstas se ubicaron perpendicular al eje del túnel y la inclinación se definió con el ángulo de punta de cada una de las discontinuidades determinada en el apartado 5.3. y el espesor y ubicación de las columnas litológicas definidas en el apartado 5.2.

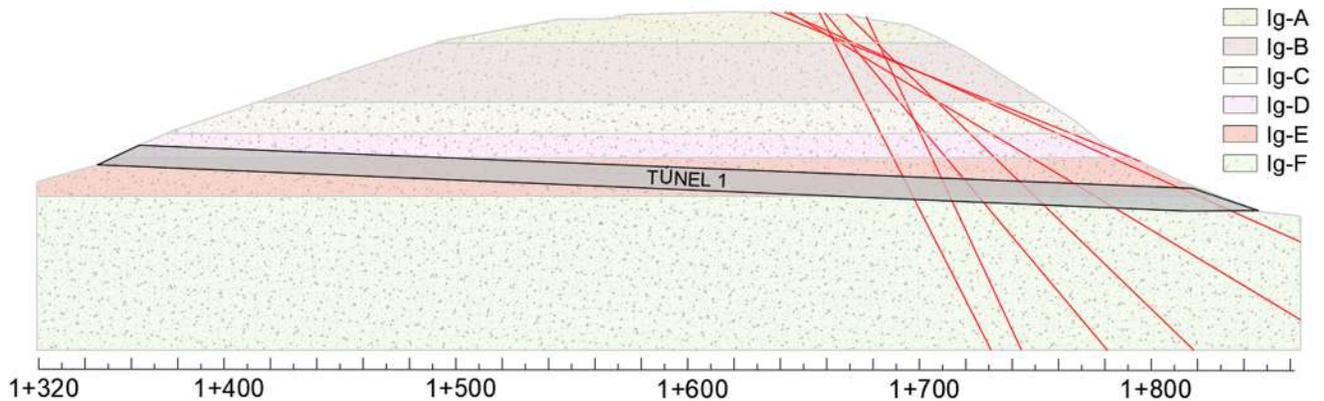


Figura 6.14 Geometría, columna litológica y ubicación discontinuidades.

## 6.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para el análisis de estabilidad en Slide2, como se vio en la metodología es necesario determinar las propiedades mecánicas de los materiales. A lo largo del trabajo se han determinado mediante pruebas de laboratorio, así como de trabajos relacionados de diversos autores.

Sin embargo, dada la aplicación y la información recabada, se optó por el empleo de RocData descrito en el apartado 4.2. Esto para complementar la información, así como comparar la ya obtenida.

Con RocData se obtuvieron los parámetros geotécnicos (GSI) de las columnas litológicas y se realizó una simulación de los parámetros de corte de las discontinuidades con la información obtenida de las envolventes de falla de las pruebas de laboratorio.

### 6.4.1 Parámetros geotécnicos del macizo rocoso con RocData

Los parámetros de entrada para la obtención del GSI se presentan en la Tabla 6.3 donde se muestran los valores de densidad, esfuerzo a compresión simple ( $\sigma_c$ ), RQD y el coeficiente  $J_r/J_a$  (clasificación geomecánica de Barton (1974)), para cada unidad litológica.

Tabla 6.3 Parámetros de entrada para el cálculo del GSI (Luz Martínez, 2019).

Unidad litológica	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (Mpa)	D
Ig-A	1.85	27.63	1
Ig-B	2.07	67.30	0.7
Ig-C	1.97	68.10	0.7
Ig-D	2.14	114.70	0.7
Ig-E	1.99	22.30	1
Ig-F	1.38	24.90	1

El parámetro  $m_i$ , se determinó considerando el material más parecido a la ignimbrita, ya que existe valor para este tipo de material. Eligiendo así,  $m_i$  igual a 13 correspondiente a material tipo toba.

En cuanto al factor de disturbación D, se seleccionó la opción de taludes (slopes), donde la variación oscila entre 0.7 y 1, de acuerdo a la densidad y resistencia de cada unidad este valor se propuso como viene en la Tabla 6.4. se asignó un valor de 1 en los estratos de menor resistencia y 0.7 para los de mayor resistencia.

Tabla 6.4 Factor de disturbación (D) propuesto.

Unidad litológica	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (Mpa)	RQD	Jr/Ja
Ig-A	1.85	27.63	42.6	0.4
Ig-B	2.07	67.30	27.7	0.5
Ig-C	1.97	68.10	12.6	0.5
Ig-D	2.14	114.70	11.8	1.0
Ig-E	1.99	22.30	13.5	3.0
Ig-F	1.38	24.90	22.0	3.0

Como se recordará en RocData se permite calcular el GSI considerando las clasificaciones geomecánica de Bieniawski (1976) (**Jcon76**), Bieniawski (1989) (**Jcon89**) y Barton (1974) (**Jr/Ja**). Para tener una certeza en el valor de GSI a utilizar, por lo que se calculó para los tres casos. En la Tabla 6.5 se encuentran los valores de GSI de cada estrato.

Tabla 6.5 Cálculo de GSI con los tres criterios de RocData

Unidad litológica	GSI		
	Jcon89*	Jon76**	Jr/Ja
<b>Ig-A</b>	51	44	37
<b>Ig-B</b>	43	37	31
<b>Ig-C</b>	36	29	23
<b>Ig-D</b>	35	29	26
<b>Ig-E</b>	36	30	33
<b>Ig-F</b>	41	34	38

\*Se utilizó un valor de 20 para la condición de discontinuidades correspondiente a discontinuidades ligeramente rugosas con separación < 1mm y paredes erosionadas.

\*\* Se utilizó un valor de 12 para la condición de discontinuidades, correspondiente a discontinuidades ligeramente rugosas con paredes blandas.

El GSI se calculó considerando un talud de 100 m altura y el valor seleccionado fue el del criterio de Barton (1974) (**Jr/Ja**), debido a que son los valores que tienen un rango intermedio (bajos e intermedios), además de que no se requiere del empleo de tablas para el cálculo del GSI.

#### 6.4.2 Parámetros de corte de discontinuidades con RocData

Como se recordará en el apartado 4.2.1 se describió el proceso para utilizar RocData realizando un análisis de datos laboratorio de corte directo. Para realizar esto, se utilizaron los valores de esfuerzo normal y de corte de cada una de las discontinuidades (Fig. 6.15).

#	sigN (MPa)	sigT (MPa)	Exclude
1	0	0.18	<input type="checkbox"/>
2	0.22	0.26	<input type="checkbox"/>
3	0.41	0.33	<input type="checkbox"/>
4			<input type="checkbox"/>
5			<input type="checkbox"/>
6			<input type="checkbox"/>
7			<input type="checkbox"/>
8			<input type="checkbox"/>
9			<input type="checkbox"/>
10			<input type="checkbox"/>

Figura 6.15 Barra lateral de ingreso de datos de corte directo en RocData.

Se seleccionó como método de cálculo el algoritmo Levenberg-Marquardt o también conocido como algoritmo de los mínimos cuadrados amortiguado el cuál es utilizado para resolver problemas de minimos cuadrados no lineales.

Para cada discontinuidad, el programa proporcionó la información de cohesión (c) y ángulo de fricción ( $\phi$ ) (Fig. 6.16).

<b>M3</b>	
<b>Results (Direct Shear)</b>	
<b>cohesion</b>	0.18 MPa
<b>friction angle</b>	20.074 deg
<b>residuals</b>	2.29e-006
<b>Curve Fit Parameters</b>	
<b>fit algorithm</b>	Levenberg Marquardt
<b>error summation</b>	vertical
<b>error type</b>	relative

Figura 6.16 Presentación de resultados en RocData.

En la Tabla 6.6 se muestran los resultados para cada una de las muestras utilizando RocData.

Tabla 6.6 Parámetros de corte pico y residual obtenidos de RocData para cada discontinuidad.

<b>Muestra</b>	<b>RocData</b>			
	<b>cp (Mpa)</b>	<b><math>\phi</math>p (°)</b>	<b>cr (Mpa)</b>	<b><math>\phi</math>r (°)</b>
<b>M1</b>	0.14	13	0.07	10
<b>M2</b>	0.08	24	0.03	31
<b>M3</b>	0.18	20	0.11	19
<b>M4</b>	0.09	47	0.03	42
<b>M7</b>	0.15	32	0.15	11
<b>M8</b>	0.44	30	0.11	35
<b>M11</b>	0.27	52	0.06	29

## 6.5 MODELOS CON INFORMACIÓN DE LABORATORIO

Habiendo recabado toda la información requerida para el análisis de estabilidad con Slide2, se realizaron los modelos. Los modelos descritos en este apartado que fueron generados a partir de la información obtenida de la estratigrafía y de los parámetros de corte obtenidos en laboratorio de siete discontinuidades.

### 6.5.1 Estratos

Para poder analizar como el FS va disminuyendo conforme se adicionan los escenarios posibles. Primeramente, se realizó este modelo, en el que solo se introdujo la geometría y las propiedades de las unidades litológicas (Fig. 6.14, apartado 6.3).

Se seleccionaron tres métodos de cálculo, Bishop, Spencer y Morgenstern-Price. El primero fue elegido por ser el de mayor uso, mientras que los últimos dos se seleccionaron debido a que cumplen con el equilibrio tanto en fuerzas como en momentos.

Para la búsqueda de la superficie de falla, se seleccionó búsqueda automática y se generó una cuadrícula de 50 x 50.

En la Figura 6.17 se muestra el perfil del túnel con sus diferentes estratos, donde se observa el análisis de estabilidad, en los tres métodos la línea de falla es circular y evidentemente mantiene FS altos.

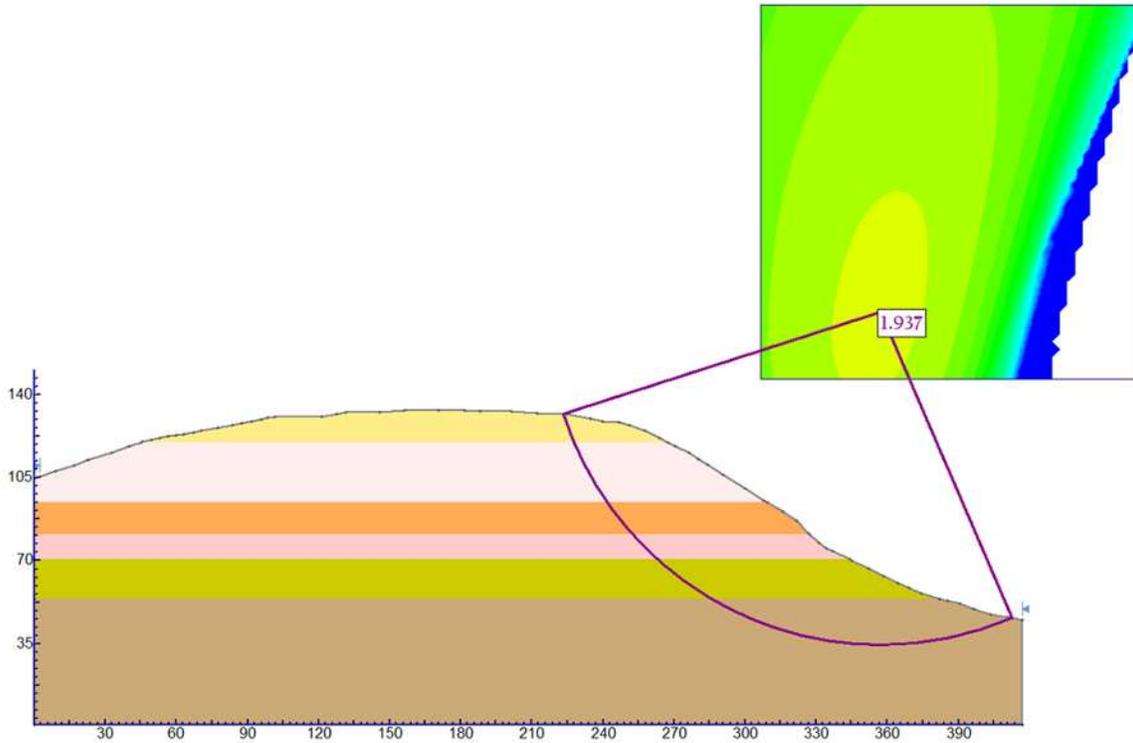


Figura 6.17 Análisis de estabilidad (solo estratos).

En la Tabla 6.7 se muestran los FS para cada método.

Tabla 6.7 FS de análisis de estabilidad de las columnas estratigráficas.

Método	FS
Bishop	1.937
Spencer	1.946
GLE/Morgenster-Prince	1.944



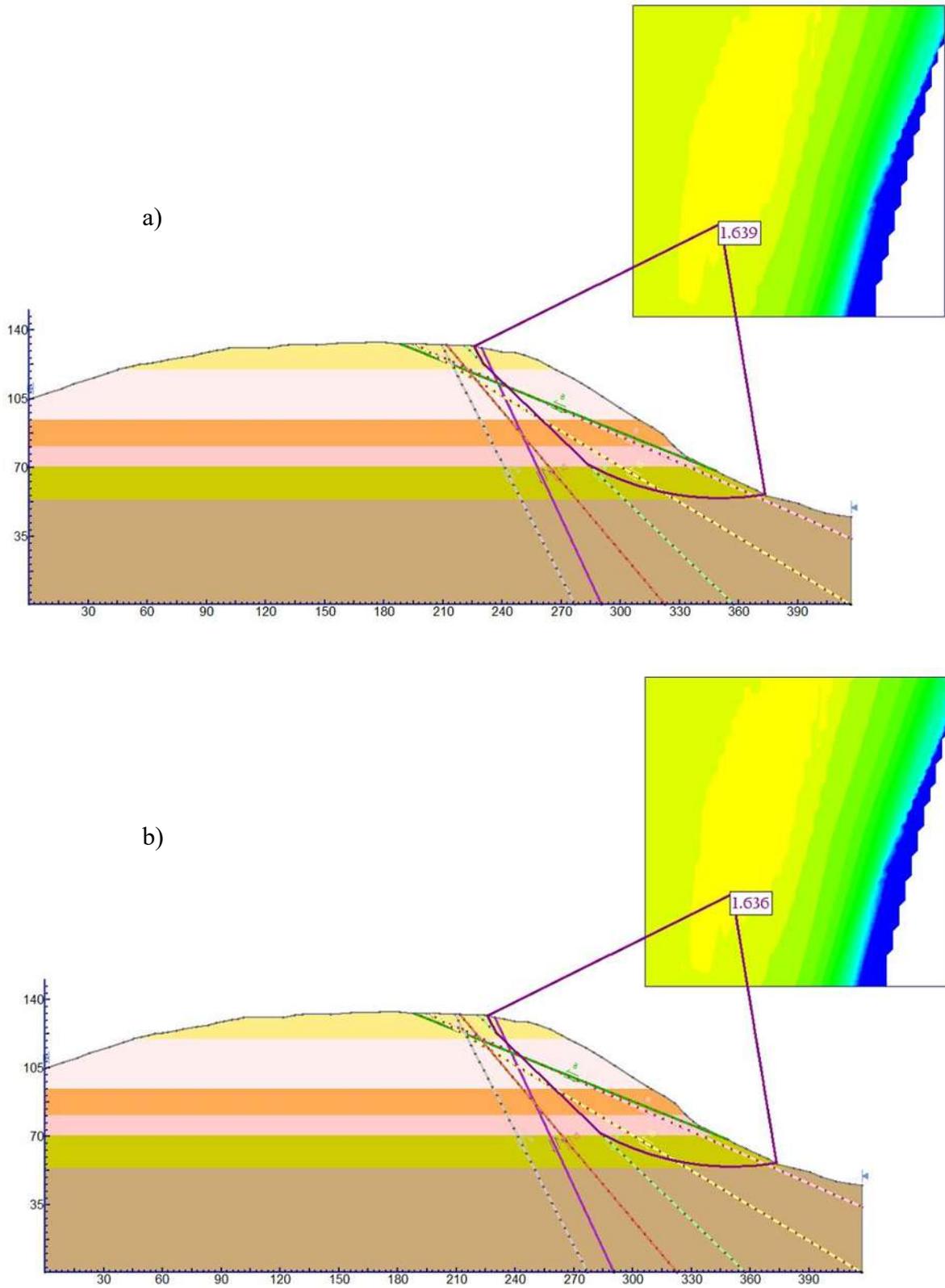


Figura 6.19 Análisis de estabilidad con discontinuidades; a) Spencer, b) Morgenster-Price.

En la Tabla 6.8 se muestran los FS de este análisis con los tres métodos. Se observa que la reducción del FS fue de 1.9 a 1.6, aunque se sigue manteniendo estable, la reducción indica la fuerte influencia de las discontinuidades en la solución del modelo

Tabla 6.8 FS de análisis de estabilidad con discontinuidades.

Método	FS
Bishop	1.607
Spencer	1.639
GLE/Morgenster-Prince	1.636

### 6.5.3 Flujo de agua estacionario

Para el análisis de Flujo Estacionario, se llevó a cabo la metodología descrita en el apartado 4.2. El programa se configuró con la selección de Agua Subterránea, con la opción de flujo estacionario (Fig. 6.20), con ello se creó una nueva hoja de trabajo en la que se requirieron parámetros de conductividad hidráulica y selección de condiciones de contorno.

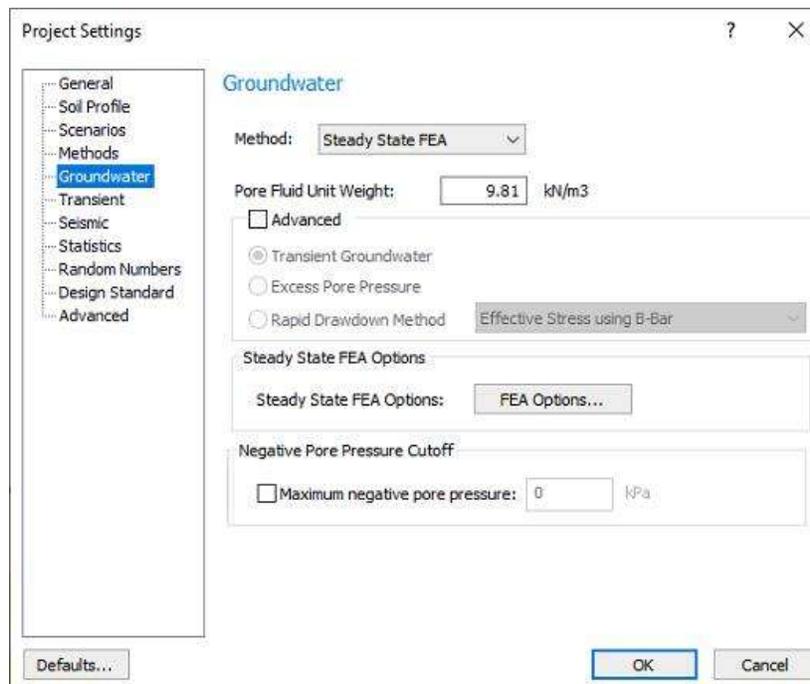


Figura 6.20 Configuración de Slide2 para flujo subterráneo.



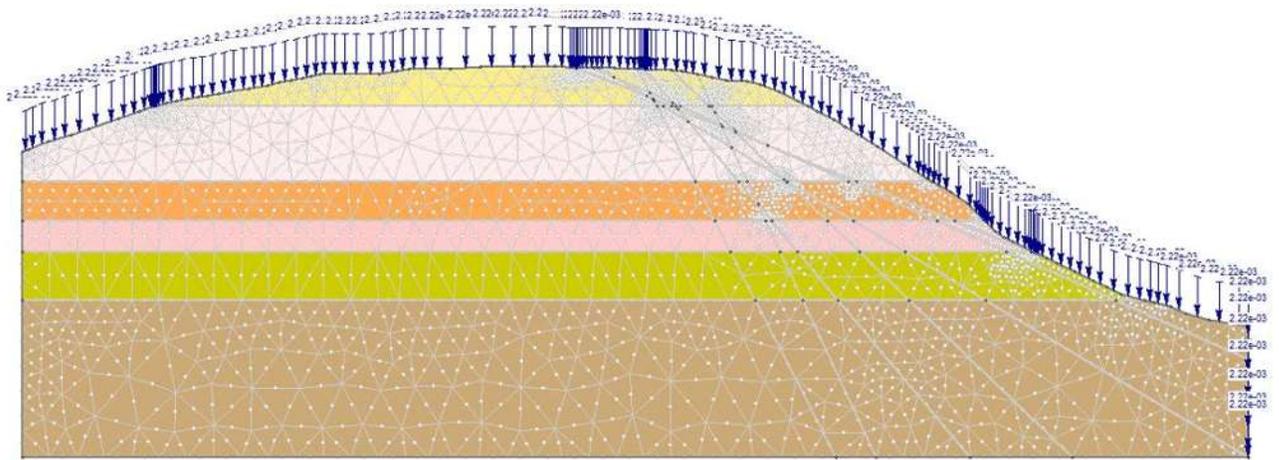
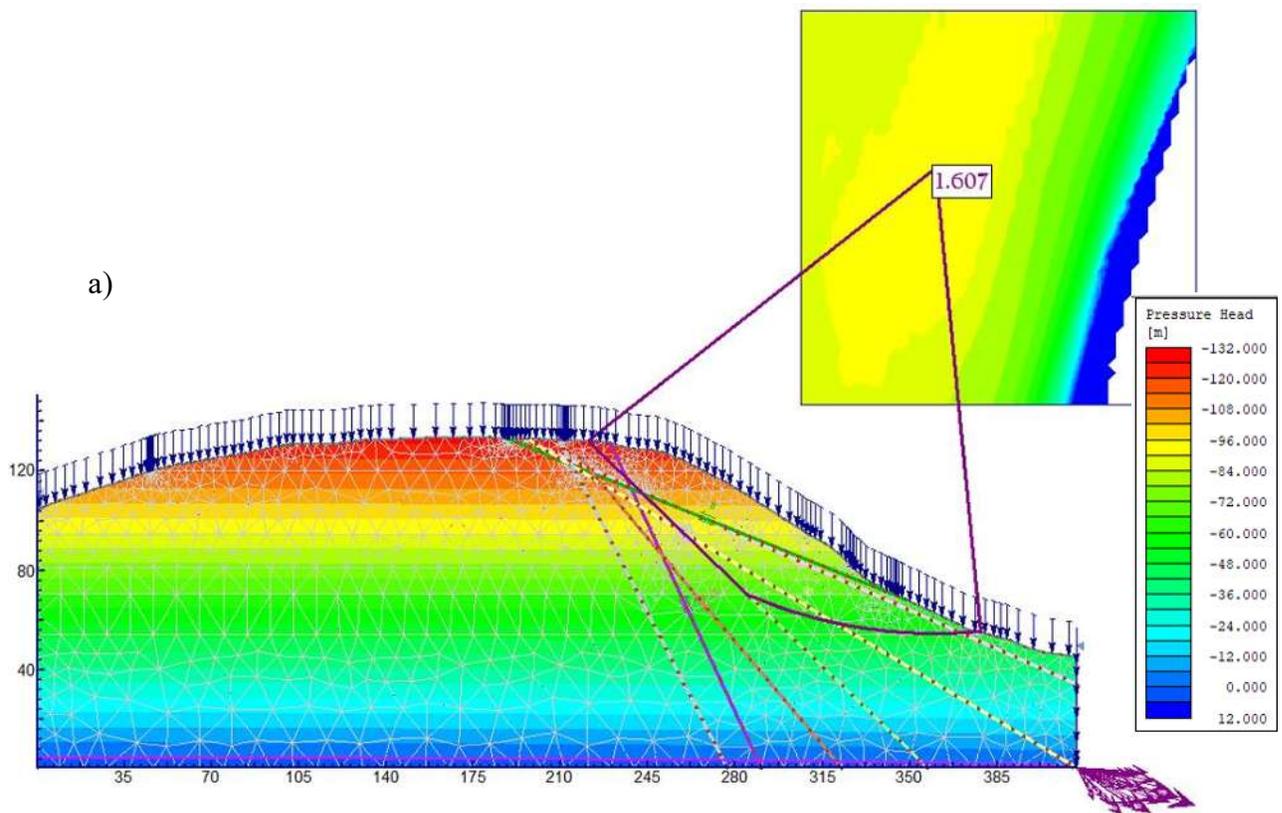


Figura 6.22 Condiciones de contorno y mallado.

En análisis de estabilidad se muestra en la Figura 6.23, se analizó el flujo de agua con los tres métodos, en los tres casos el programa considera al macizo rocoso en estado seco, ya que la presión de agua negativa se presenta a partir de los 15 m a partir de la base del modelo. Por otra parte, las flechas en la esquina inferior derecha representan la dirección del agua.



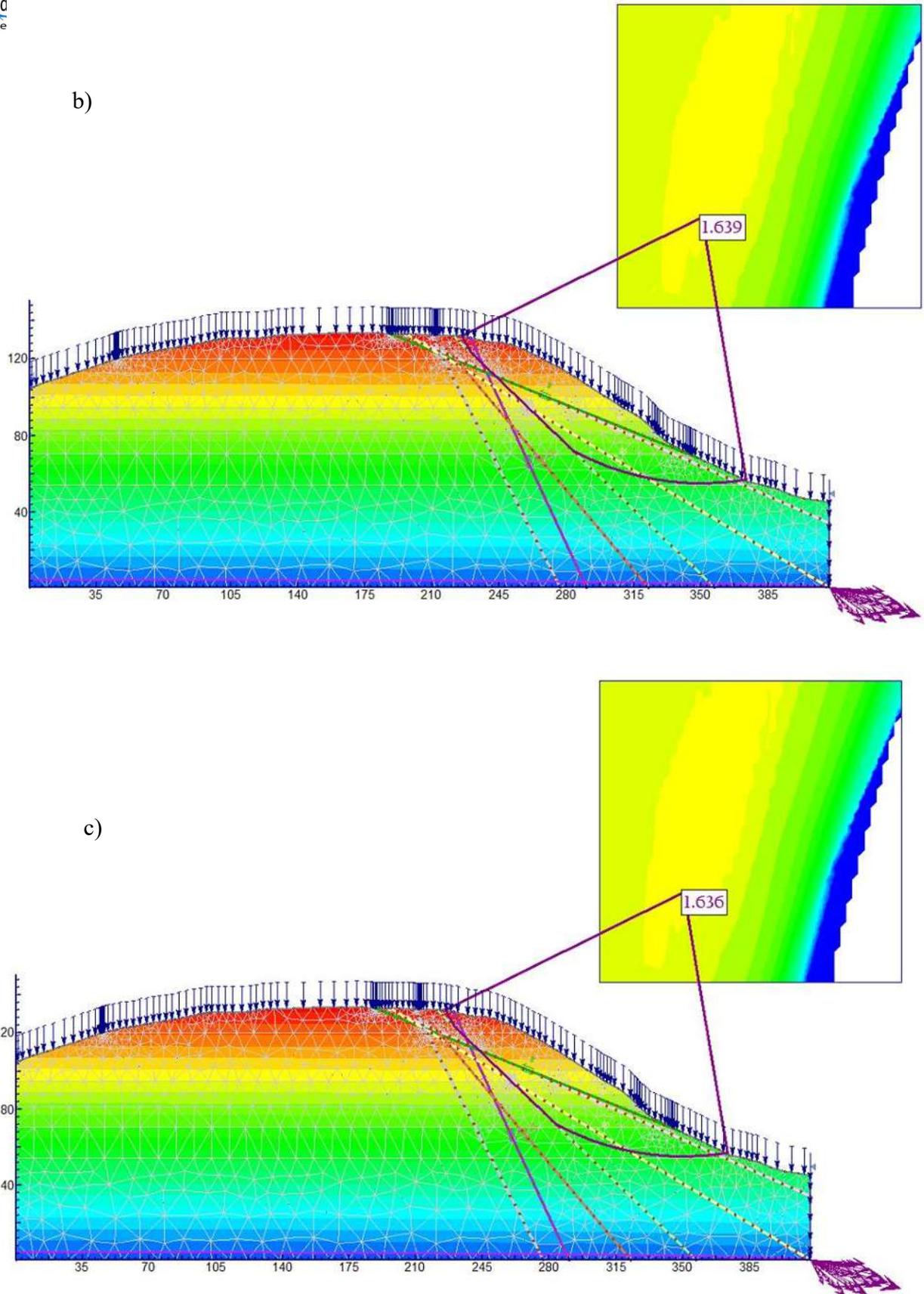


Figura 6.23 Análisis de estabilidad con flujo estacionario; a) Bishop, b) Spencer, c) Morgenster-Price.

En la Tabla 6.9 se muestran los FS para este análisis con los tres métodos. Los FS no variaron con respecto al modelo de la influencia de las discontinuidades, ya que, dadas las condiciones del flujo y conductividad hidráulica de la roca, el programa asimila que no existe presencia de agua.

Tabla 6.9 FS para el análisis de flujo estacionario.

Método	FS
<b>Bishop</b>	1.607
<b>Spencer</b>	1.639
<b>GLE/Morgenster-Prince</b>	1.636

#### 6.5.4 Sismo

Para el análisis de sismo se introdujo el coeficiente sísmico de la zona, de acuerdo a la ubicación se tiene un coeficiente sísmico de 0.45, valor obtenido de la aplicación de PRODISIS de la Comisión Federal de Electricidad. En la Figura 6.24 se muestra el diagrama de aceleración sísmica obtenido para el caso de estudio.

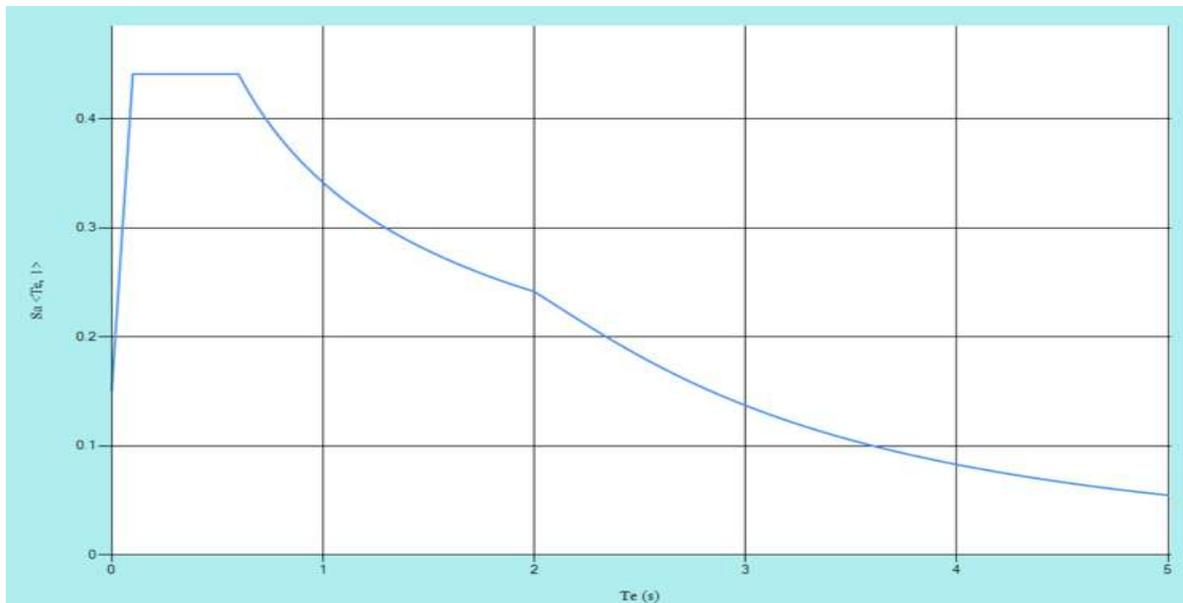
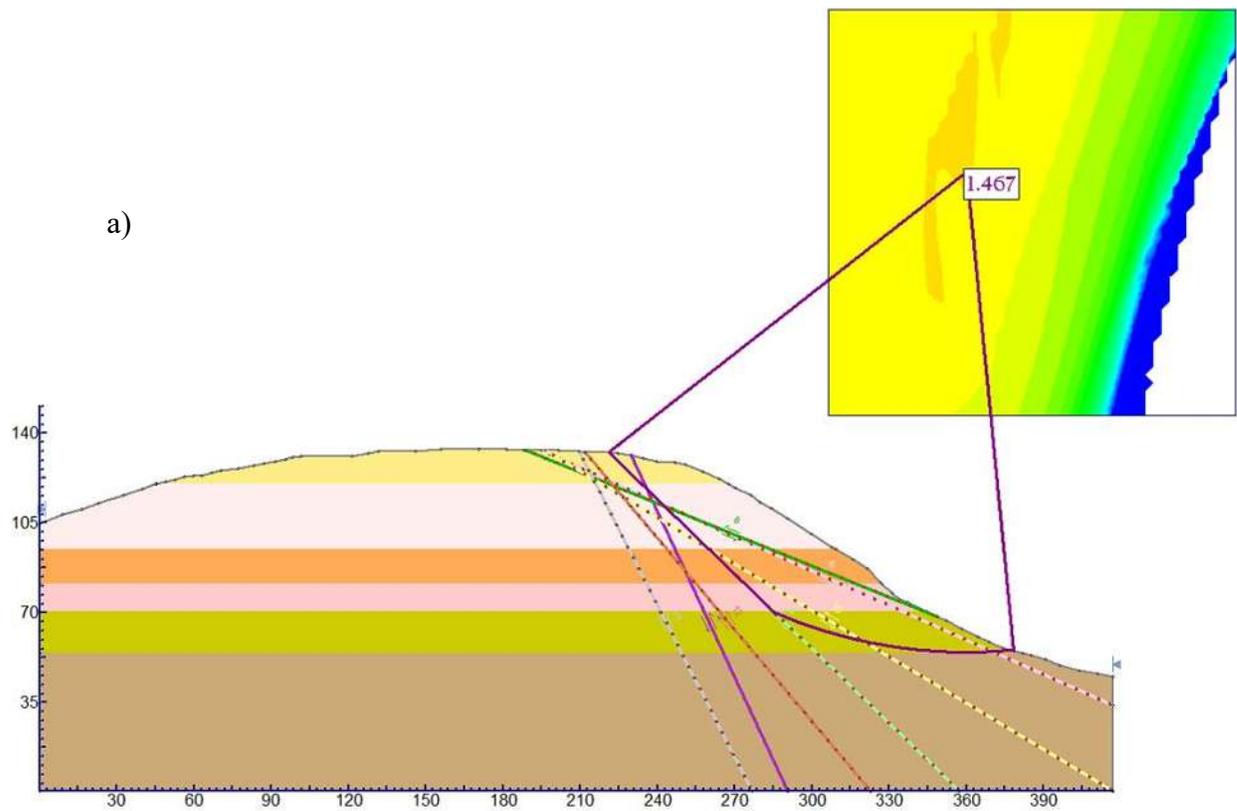


Figura 6.24 Diagrama de aceleración sísmica (PRODISIS)

Para el caso sísmico, se debe seleccionar un porcentaje de coeficiente sísmico, en este caso se seleccionó un 10% correspondiente a un valor de 0.045.

El análisis de estabilidad obtenido se muestra en la Figura 6.25. Como se observa el FS se redujo considerablemente, sin embargo, para caso sísmico el FS mínimo es 1.2 (IGME; EPTISA, 1985).



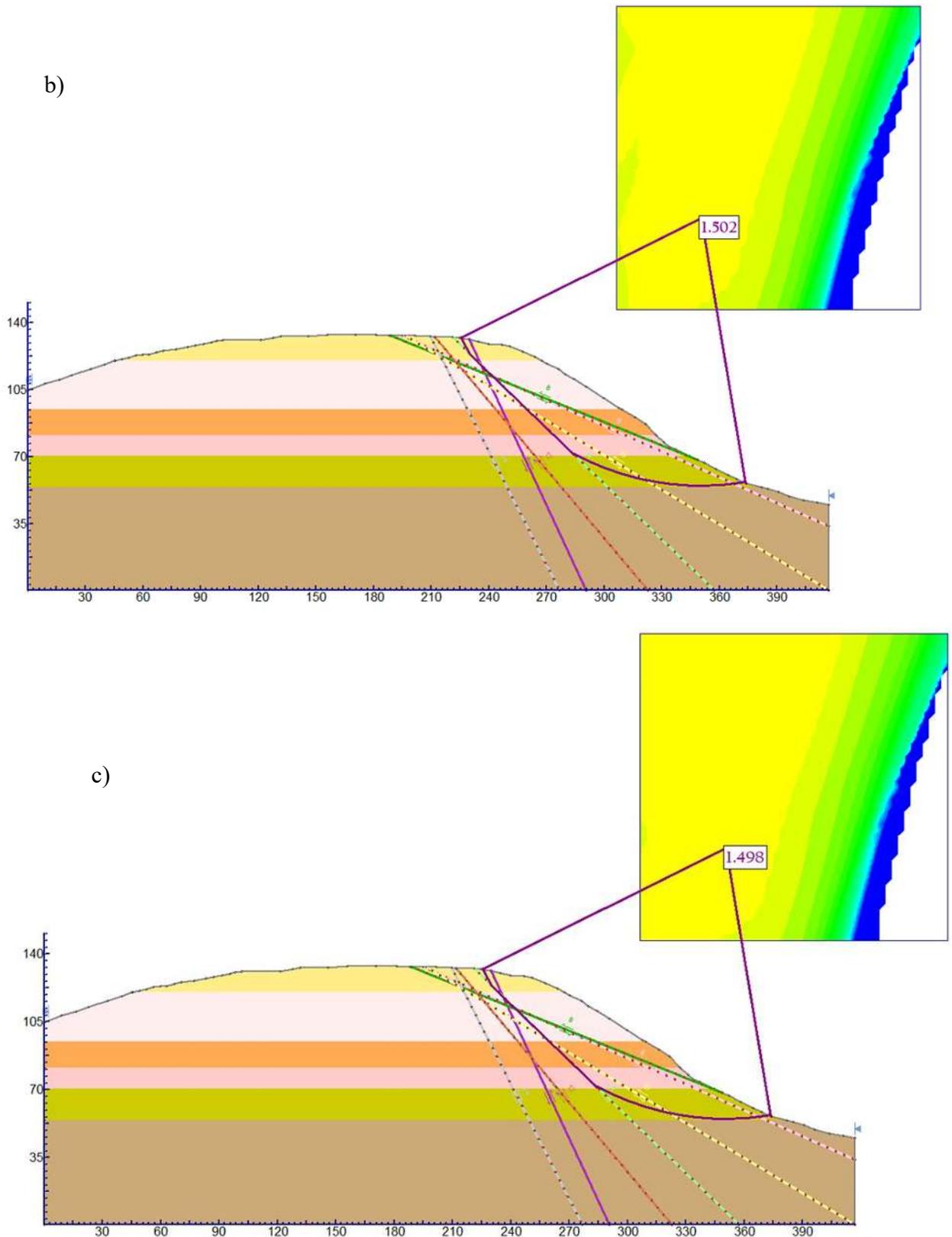


Figura 6.25 Análisis de estabilidad con sismo; a) Bisho, b) Spencer, c) Morgenster-Price.

En la Tabla 6.10 se muestran los FS para cada método.

**Tabla 6.10 FS del análisis sísmico**

<b>Método</b>	<b>FS</b>
<b>Bishop</b>	1.467
<b>Spencer</b>	1.502
<b>GLE/Morgenster-Prince</b>	1.498

En el modelo presentado en la Figura 6.25 no se muestra el análisis de flujo estacionario, debido a que dicho análisis no tuvo relevancia en la estabilidad del talud.

## 6.6 MODELOS APLICANDO RocData®

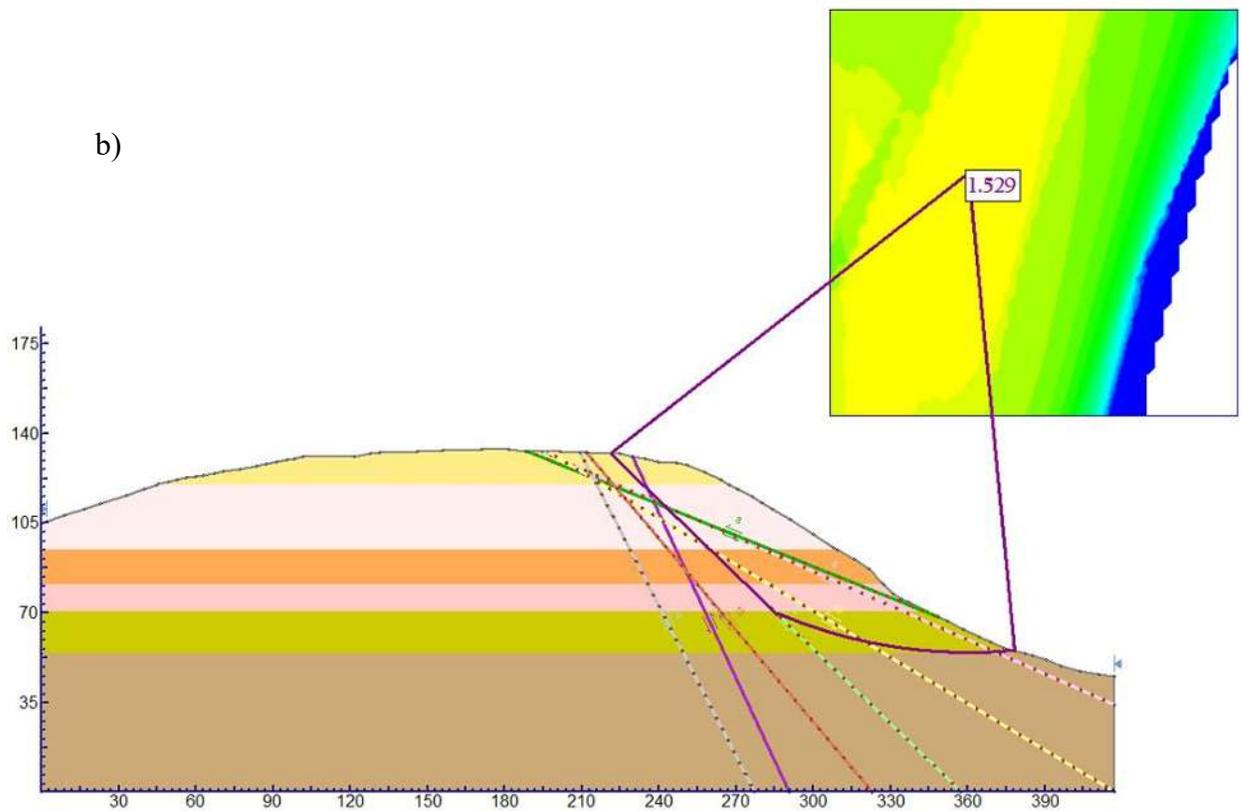
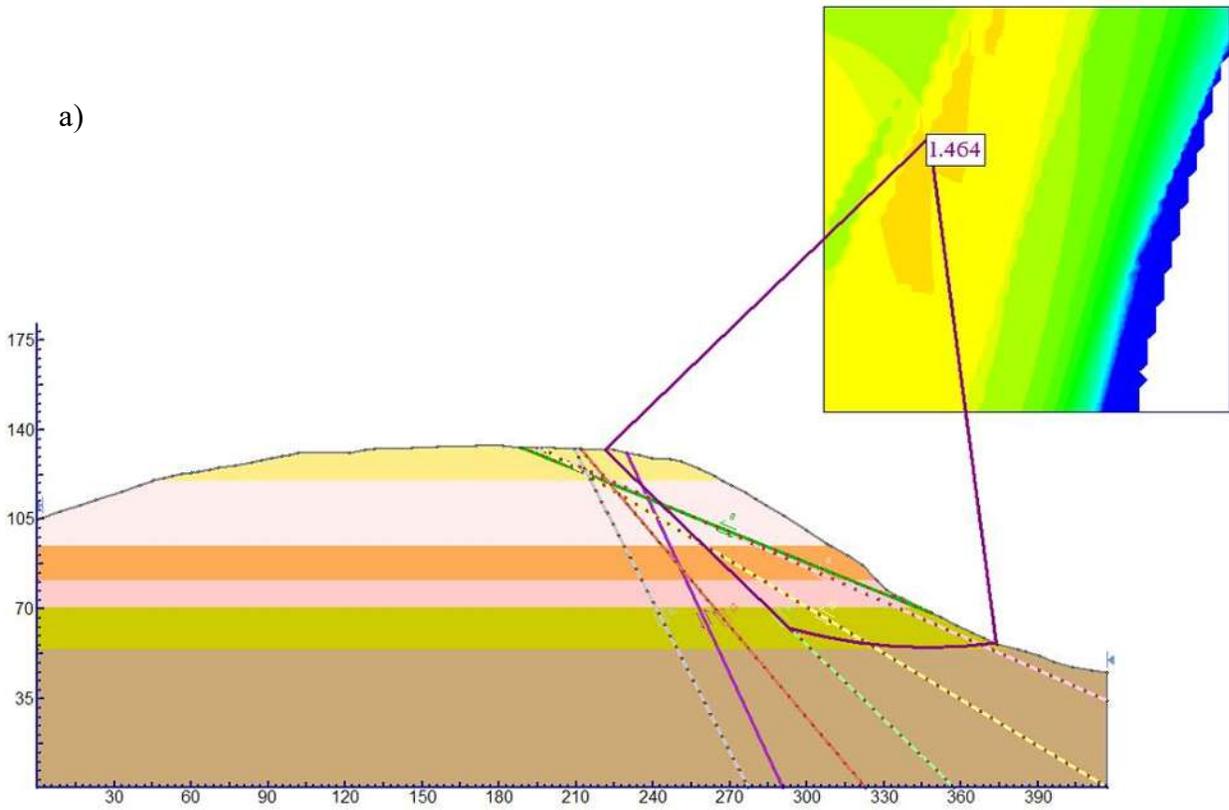
Los modelos descritos en este apartado fueron generados a partir de la información obtenida de la estratigrafía y de los parámetros de corte obtenidos con el programa de RocData, presentados en el apartado 6.4.2.

En este apartado, no se muestra el modelo de la geometría y estratigrafía del caso de estudio como el modelo del apartado 6.5.1, ya que dicho modelo no utilizó los parámetros de corte.

### 6.6.1 *Discontinuidades*

Los parámetros de corte utilizados, fueron los obtenidos mediante el empleo del programa de RocData, valores presentados en el apartado 6.4.2 y con la ubicación e inclinación de las discontinuidades mostradas en la Figura 6.14 de apartado 6.3.

El análisis de estabilidad se muestra en la Figura 6.26, en este observa como la línea de falla se convierte en una línea compuesta por una curva y una línea recta. De igual manera se aprecia la disminución de la línea de falla en los métodos de Spencer y Morgenster-Price.



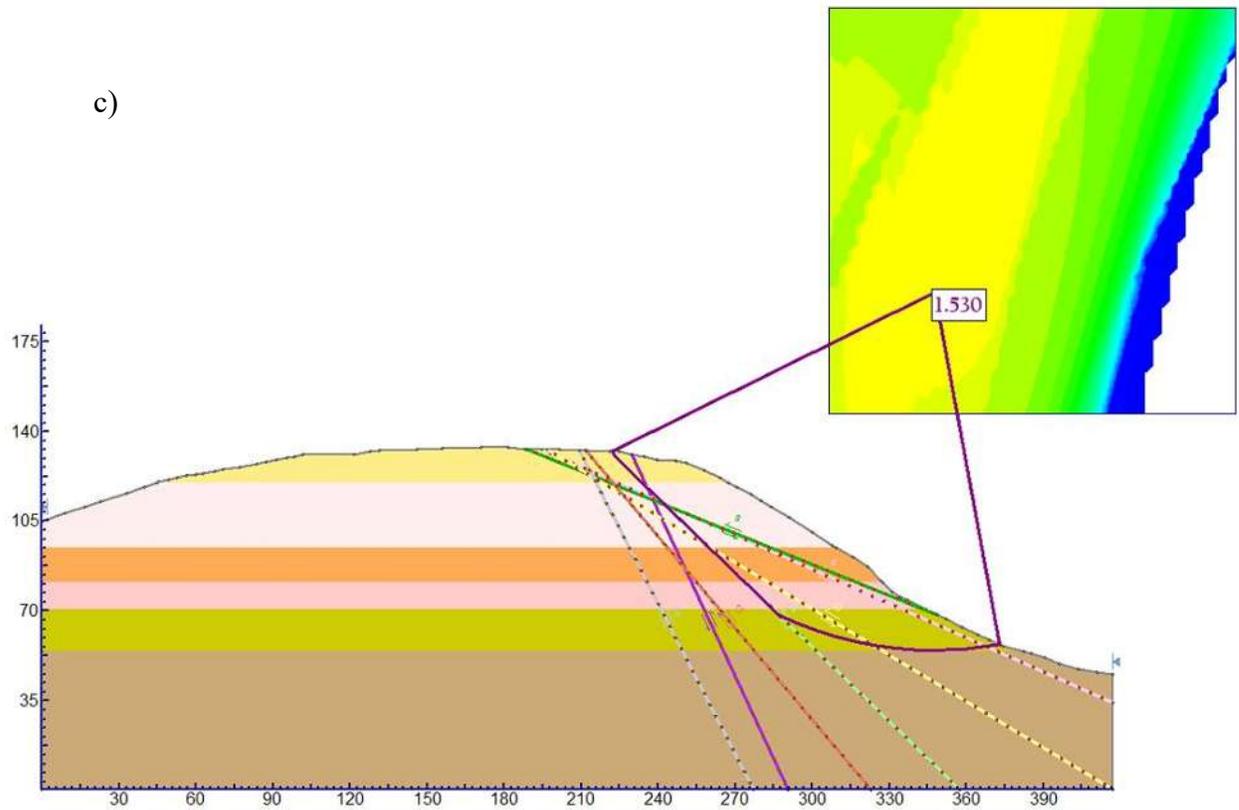


Figura 6.26 Análisis de estabilidad con discontinuidades e información de RocData; a) Bisho, b) Spencer, c) Morgenster-Price.

En la Tabla 6.11 se muestran los FS obtenidos en este análisis con cada método.

Tabla 6.11 FS del análisis de estabilidad con discontinuidades con datos de RocData.

Método	FS
Bishop	1.464
Spencer	1.529
GLE/Morgenster-Prince	1.53

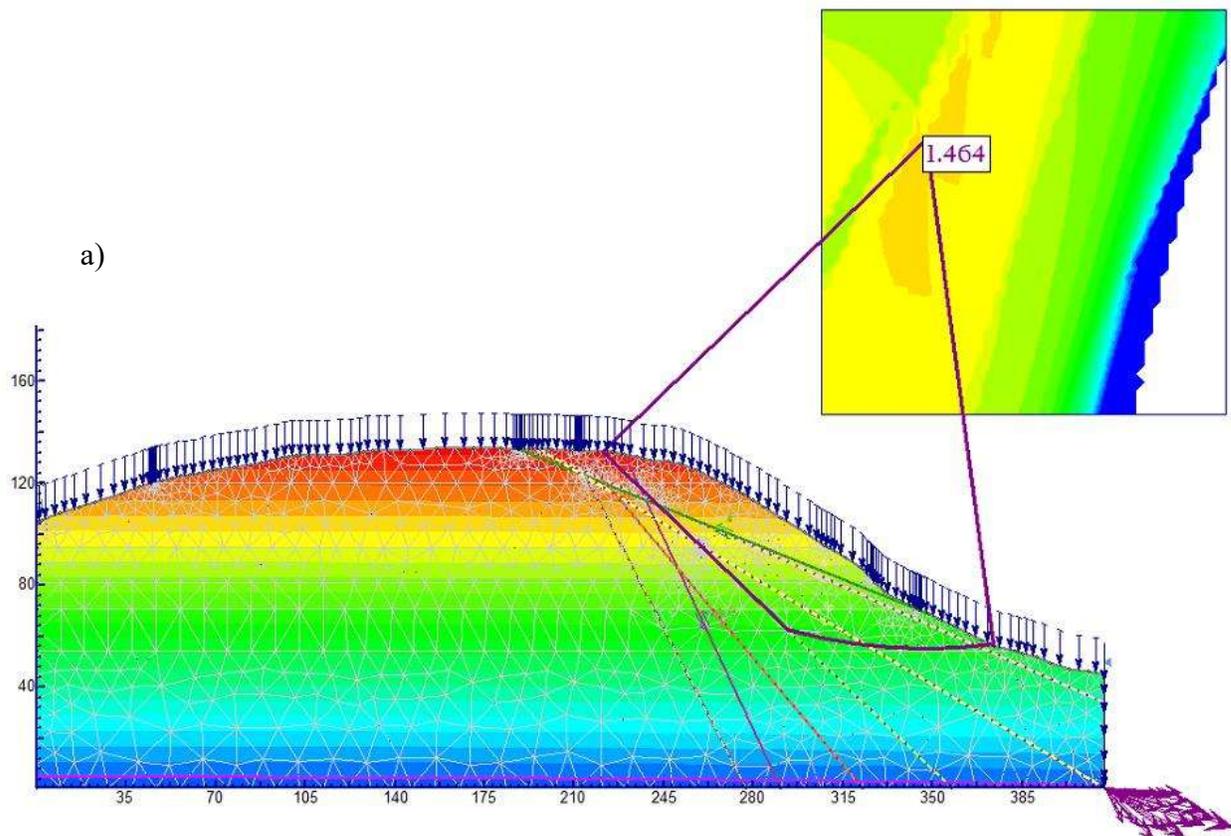
### 6.6.2 Flujo de agua estacionario

Para este análisis se utilizaron los mismos parámetros de conductividad hidráulica de  $1 \times 10^{-4}$  m/s e infiltración vertical de 0.00022 m/día utilizados en los modelos del apartado 6.5.

Se aplicó la misma discretización del mallado, correspondiente a 2000 elementos triangulares de 6 nodos.

Los análisis de estabilidad se muestran en la Figura 6.27. De igual manera, este análisis redujo considerablemente el FS con respecto al análisis de la estratigrafía. Dado que lo único que se cambió en estos modelos son los parámetros de corte de las discontinuidades, los modelos solo varían con el FS.

Como se observa en los modelos, el programa considera que el macizo rocoso se encuentra seco, por lo que los FS son iguales al del análisis anterior.



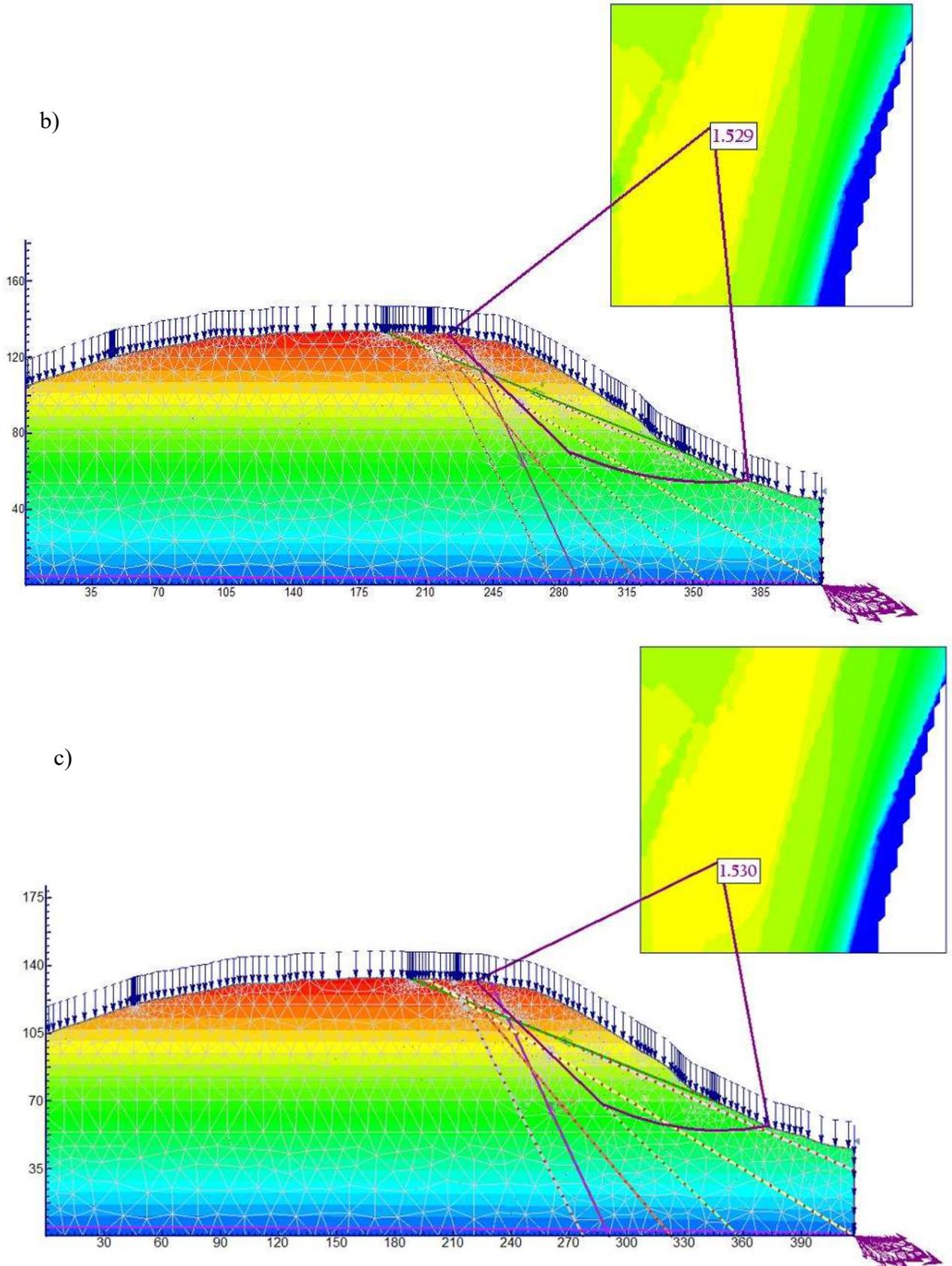


Figura 6.27 Análisis de estabilidad con flujo estacionario con datos de RocData; a) Bishop, b) Spencer, c) Morgenster-Price.

En la Tabla 6.12 se muestran los FS obtenidos de los modelos del análisis de flujo de agua estacionario.

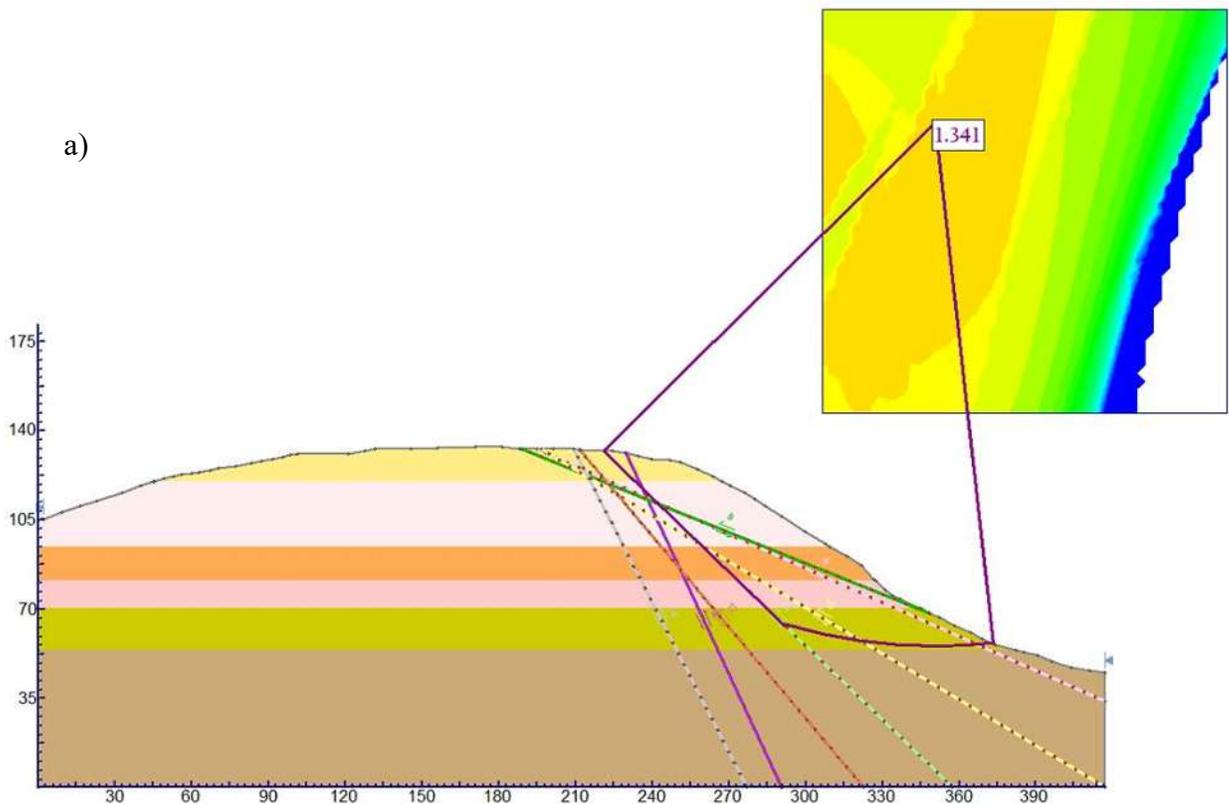
Tabla 6.12 FS del análisis de flujo estacionario con datos de RocData de los tres métodos.

Método	FS
Bishop	1.464
Spencer	1.529
GLE/Morgenster-Prince	1.53

### 6.6.3 Sismo

Se utilizó el coeficiente sísmico empleado en los modelos del apartado 6.6, correspondiente a un valor de 0.045 (10% del coeficiente sísmico).

En la Figura 6.28 se muestran los modelos generados, con cada método de cálculo.



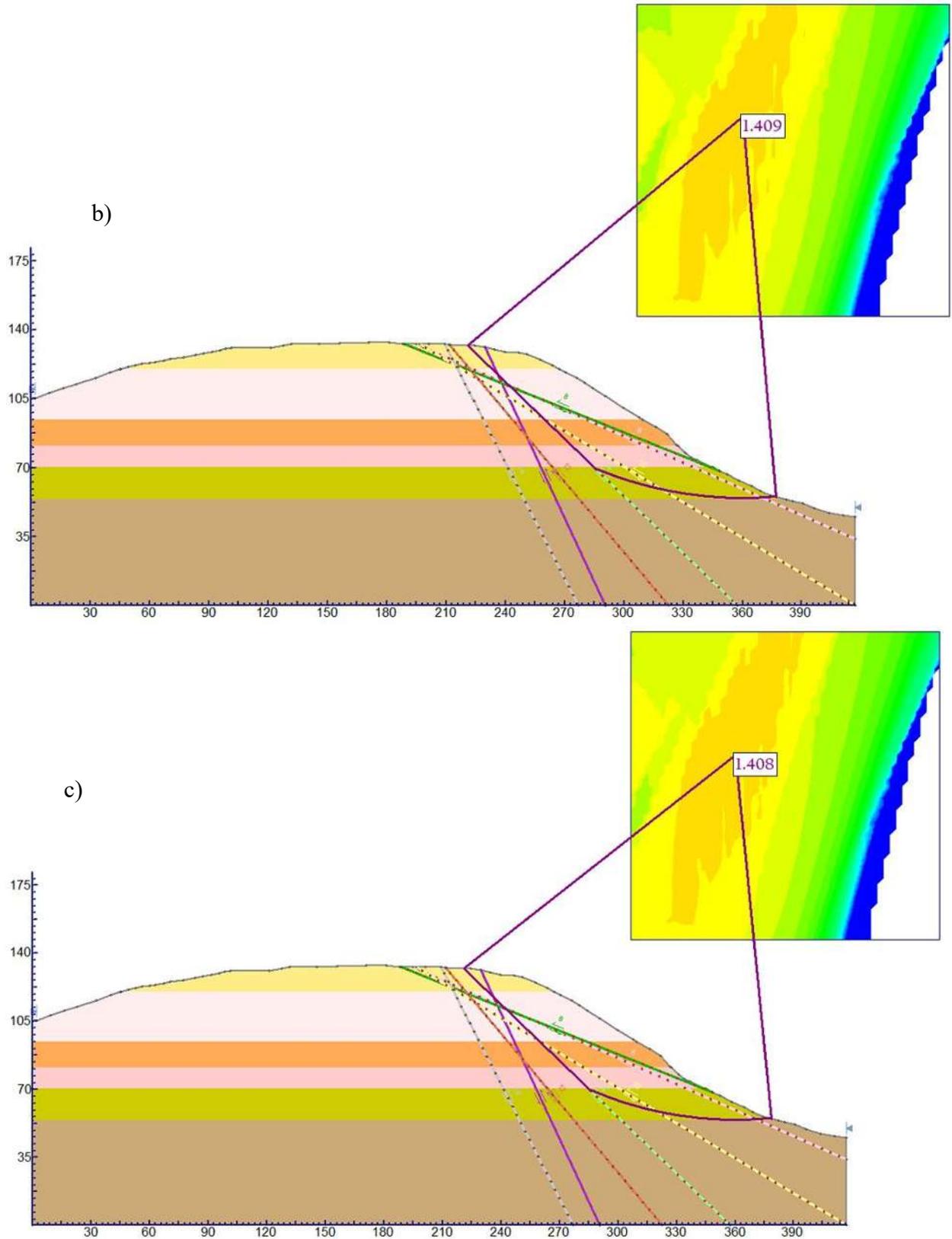


Figura 6.28 Análisis de estabilidad sísmico con datos de RocData; a) Bishop, b) Spencer, c) Morgenster-Price.

En la Tabla 6.13 se reúnen los FS del análisis sísmico para cada método.

**Tabla 6.13 FS del análisis de estabilidad sísmico con datos de RocData.**

<b>Método</b>	<b>FS</b>
<b>Bishop</b>	1.341
<b>Spencer</b>	1.409
<b>GLE/Morgenster-Prince</b>	1.408

En el modelo presentado en la Figura 6.28 no se muestra el análisis de flujo estacionario, debido a que dicho análisis no tuvo relevancia en la estabilidad del talud.

## 6.7 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Para un mejor análisis de los resultados de estabilidad de talud, con los FS obtenidos de los modelos presentados en este capítulo (apartado 6.5 y 6.6).

En la Tabla 6.14 se muestran todos los FS obtenidos, para cada método utilizado tanto de los modelos con información de laboratorio como los de RocData.

**Tabla 6.14 Factores de Seguridad para cada condición, método e información utilizada**

Información	Método	FS			
		Estratos	Discontinuidades	Flujo de agua estacionario	Sismo
Laboratorio	Bishop	1.937	1.607	1.607	1.467
	Spencer	1.946	1.639	1.639	1.502
	GLE/Morgenster-Prince	1.944	1.636	1.636	1.498
RocData	Bishop	1.937	1.464	1.464	1.341
	Spencer	1.937	1.529	1.529	1.409
	GLE/Morgenster-Prince	1.937	1.530	1.530	1.408

Como se observa en la Tabla 6.14, en términos generales los métodos de análisis de Spencer y Morgenster-Price tiene una pequeña variación en comparación con el método de Bishop, el cual queda muy por debajo de los otros métodos. Sin embargo, hay que recordar que el método de Bishop no cumple con el equilibrio.

Por otra parte, los FS obtenidos con la información de laboratorio se muestran mayormente estables frente a los de RocData, con una diferencia promedio de 0.12.

También se observa que los FS correspondientes al flujo estacionario, no variaron con respecto a los FS correspondientes a la influencia de las discontinuidades. Previamente se mencionó que, para el análisis de flujo estacionario, el análisis considera al macizo rocoso ausente de agua, además de no contener información sobre la localización del nivel de agua freáticas; por lo que no fue un análisis relevante.

Si bien, esto no ocurre con el análisis por sismo, en el cual si se tuvo una gran diferencia de hasta 0.14 con respecto al análisis de la influencia de las discontinuidades.

## 7. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

En esta investigación se determinaron los parámetros de corte ( $c$ ,  $\phi$ ) de siete discontinuidades naturales de núcleos de roca ignimbrítica de la ciudad de Morelia. Para lo cual se llevó a cabo la prueba de corte directo en condición CNL (Constant Normal Load), la aportación principal de este trabajo son los valores de corte obtenidos para la ignimbrita de la zona, debido a que parámetros de este tipo son escasos en la bibliografía.

Para definir en concreto las conclusiones se presentan los siguientes puntos a comparar, principalmente en referente a los parámetros de corte:

- **Parámetros de corte con prueba de corte directo vs bibliografía**

En la bibliografía consultada, se tomaron como comparación los parámetros de corte de ignimbritas de diversas partes del mundo. En la Tabla 7.1, se muestran los valores obtenidos con la prueba de corte directo y los valores de diversas fuentes bibliográficas.

**Tabla 7.1 Parámetros de corte obtenidos vs bibliografía.**

Investigaciones	$c$ (MPa)	$\phi$ (°)
<b>Prueba de corte directo. Morelia, Mich.</b> Valores pico	0.08 -0.31	16 - 34
<b>Prueba de corte directo. Morelia, Mich.</b> Valores residuales	0.01 – 0.08	10 - 27
<b>Nueva Zelanda</b> Moon, 1993. Ignimbrita no durable (Id2<=30%)	< = 1.0	27 – 38
<b>Nueva Zelanda</b> Moon, 1993. Ignimbrita durable (Id2>=90%)	> = 6.0	27 – 38
<b>España</b> González de Vallejo, et al., 2008.	0.1 – 2.0	27 – 38
<b>España</b> Soden, 2008.	0.8 - 1.4	27 – 34
<b>Italia</b> Scotto di Santolo, et al., 2015.	0.4 – 1.0	10 - 61

Se observa que la ignimbrita de Nueva Zelanda no durable es la más parecida a la ignimbrita de Morelia principalmente en relación a “c”, aunque en términos de “φ” se encuentra alejada en los valores mínimos, pudiendo compararse en este sentido con la ignimbrita de Italia, aunque los valores en “c” no corresponden del todo

○ **Parámetros de corte con prueba de corte directo vs RocData**

En el Capítulo 6, apartado 6.4.2 se describió como se implementó el programa de RocData, para la estimación de “c” y “φ” a partir de los valores de las envolventes de falla obtenidas en la prueba de corte de directo.

Si bien, se obtuvo un nuevo conjunto de parámetros de corte, estos se analizan en la Tabla 7.2, donde se muestra el par de conjuntos.

**Tabla 7.2 Parámetros de corte pico y residual obtenidos de laboratorio vs RocData**

Muestra	Laboratorio				RocData			
	cp (MPa)	φp (°)	cr (MPa)	φr (°)	cp (MPa)	φp (°)	cr (MPa)	φr (°)
M1	0.14	16	0.07	15	0.14	13	0.07	10
M2	0.08	31	0.03	27	0.08	24	0.03	31
M3	0.08	34	0.03	26	0.18	20	0.11	19
M4	0.08	26	0.03	23	0.09	47	0.03	42
M7	0.10	30	0.08	10	0.15	32	0.15	11
M8	0.31	29	0.01	16	0.44	30	0.11	35
M11	0.12	21	0.03	19	0.27	52	0.06	29

En términos generales los resultados obtenidos de laboratorio tienen un menor rango, mientras que en los de RocData el rango se amplía. Es decir, en laboratorio “c<sub>p</sub>” oscila entre 0.08 a 0.31 MPa y “φ<sub>p</sub>” oscila entre 16 a 31°, mientras que para RocData, “c<sub>p</sub>” oscila entre 0.08 a 0.44 MPa y “φ<sub>p</sub>” oscila entre 13 a 52°. Dado que algunas muestras presentaron valores dispersos respecto a cada método, como la Muestras 4, 8 y 11 tanto en términos de cohesión como para ángulo de fricción.

Si bien, los conjuntos de valores son diferentes, ninguno fue descartado, ya que ambos aplican las teorías de la mecánica de rocas. Sin embargo, RocData es un programa que a pesar de ser reconocido y ser excelente en geotecnia, los valores obtenidos fueron a partir de las envolventes

ya elaboradas de manera convencional. Por lo que, RocData es un apoyo para comparar, establecer diferencias y auxiliarse ante la falta de información, sin olvidar que el programa depende en gran medida del usuario, su experiencia y criterio profesional.

Habiendo establecido los puntos anteriores faltantes por comparar, se exponen las conclusiones de esta investigación, recordando que además de la obtención de los parámetros de corte de la ignimbrita de Morelia, también se realizó la modelación con Slide2 de un talud que conforma el portal de salida del Túnel 1 del “Ramal Camelinas”, esto para aplicar los resultados a un caso práctico real estableciendo parámetros geotécnicos mediante el empleo de RocData y el análisis de familias de discontinuidades para la determinación de los movimientos predominantes con Dips y generar los modelos correspondientes de Slide2, principalmente para ver la variación en los Factores de Seguridad obtenidos de varios métodos y con los dos tipos de información recopilada (laboratorio y RocData).

### **Conclusiones:**

- Las discontinuidades estudiadas, se encontraron en los primeros 50 m del sondeo correspondiente a los estratos Ig-A (ignimbrita color café claro, mal soldada y grandes partículas de pómez), Ig-B (ignimbrita gris oscura, menor cantidad y tamaño de pómez, soldada) e Ig-C (ignimbrita gris clara, mayor visibilidad de pómez y alta meteorización visible en discontinuidades), posterior a los 50 m ya no fue posible utilizar las discontinuidades del sondeo, debido a que los estratos Ig-D, Ig-E e Ig-F, presentan menor resistencia y mal soldadas y altamente porosas.
- En el cálculo del área de contacto, el empleo del método fotogramétrico fue el idóneo, ya que considera la rugosidad de la muestra, caso contrario de los métodos gráficos.
- La estimación del parámetro de rugosidad (JRC), al ser obtenida por el método fotogramétrico se visualizaron perfiles mucho más refinados en comparación con el método convencional (peine de Barton), aunque el valor numérico no varío en gran medida dado que se obtuvo una correlación cercana a 1, el método fotogramétrico permitió visualizar claramente la pérdida de las asperezas importantes de cada una de las discontinuidades.
- La prueba de corte directo, resultó ser una prueba que requiere un alto grado de detalle al momento de la preparación de las muestras, así como la ejecución de la prueba y más

- aun dependiendo de las condiciones y disposiciones del equipo de prueba. Estando presente el error humano, dado que aplicar la prueba con el equipo utilizado requirió de personal de apoyo capacitado que garantizará la correcta ejecución de la prueba.
- La condición CNL (Constant Normal Load) de la prueba de corte directo, fue la más adecuada, dada la aplicación a taludes, ya que la condición CNL permite la dilatación de la discontinuidad durante el proceso de corte, justamente como ocurre en taludes.
  - La condición CNS (Constant Normal Stiffness), más allá de la aplicación del trabajo de investigación, no pudo llevarse a cabo debido a que el equipo requiere de mayor instrumentación para lograr controlar la rigidez constante durante la prueba.
  - Para la determinación de los parámetros de corte con la prueba de corte directo, tener clara la aplicación permitió definir los rangos en las gráficas de esfuerzo – desplazamiento para definir correctamente los valores pico y residual para la construcción de las envolventes de falla. Es decir, para el caso de taludes, se deben considerar grandes deformaciones por lo que los valores pico se tomaron a partir de 12 mm de desplazamiento. Lo que significa que en realidad el valor pico seleccionado corresponde al primer valor residual, ya que en las gráficas se observaron más de un valor pico.
  - Los parámetros de corte para la ignimbrita de Morelia obtenidos con la prueba de corte directo, resultó tener rangos de 0.08 a 0.31 MPa para cohesión y de 16° a 34° en ángulo de fricción. Identificando que la ignimbrita de Morelia es comparable con las ignimbritas no duraderas de Nueva Zelanda las cuales tienen rangos de  $\leq 1.0$  MPa en cohesión y de 27° a 38° en ángulo de fricción.
  - El segundo conjunto de parámetros de corte obtenidos con ayuda de RocData, resultó tener rangos más amplios que van de 0.08 a 0.44 MPa en cohesión y de 13° a 52° en ángulo de fricción. Sin embargo, no fueron descartados, ya que RocData depende del usuario y su criterio, además de ser un apoyo y punto de comparación de métodos. Es decir, si no se tiene información necesaria de campo puede emplearse los rangos de RocData dado que se tiene esa amplitud para la selección de valores, mientras que en caso contrario de que se tengan información que pueda ser comparable con la ignimbrita de estudio puede tomarse el rango obtenido de las pruebas de laboratorio para evitar incertidumbre en los valores.

- En la aplicación de Dips, se tomó en cuenta las discontinuidades un afloramiento a 1km del sitio de estudio, observándose en la proyección estereográfica la presencia de 4 familias de discontinuidades perpendiculares al eje del túnel, esto permitió definir la orientación de las discontinuidades en los modelos de estabilidad en Slide2.
- La proyección estereográfica en Dips, permitió visualizar los tipos de movimientos presentados en el sitio de estudio, los cuales corresponden a rotura plana en el portal SW, rotura en cuña y rotura por vuelco por flexión en el portal NE.
- Otro aspecto analizado mediante RocData, fueron los parámetros geotécnicos del macizo rocoso (GSI, Geological Strength Index), utilizando como información de entrada los resultados de laboratorio de Luz, Martínez (2019) para cada tipo de ignimbrita de la columna litológica determinada. RocData, permitió emplear tres criterios que dependen de las clasificaciones geomecánica de Bieniawski (1976 y 1989) y Barton (1974), tomando el GSI calculado con la clasificación de Barton, dado que se contaba con dicha clasificación, además de ser el valor promedio de las tres opciones.
- Con la modelación de Slide2 se logró observar la influencia de cada situación presentada, como la influencia de las discontinuidades, la presencia de agua y análisis sísmico, para lo cual primero se realizó el modelo considerando solo la estratigrafía con los tres métodos de cálculo definidos (Bishop, Spencer y Morgenster-Price). Obteniendo FS de 1.9, tanto para los modelos con información de laboratorio como de RocData, dado que aún no se presentan las discontinuidades.
- En los modelos de Slide2 con influencia de discontinuidades y con información de laboratorio el FS se redujo a 1.6 y a 1.5 con RocData, mostrando claramente la influencia de las discontinuidades y la importancia de la obtención de sus características geomecánicas.
- En los modelos de Slide2 con flujo de agua estacionario tanto con información de laboratorio como de RocData no se tuvo relevancia, dado que las condiciones de contorno y conductividad de la roca, generó modelos en los que no se presenta la influencia del agua, además de no interferir el Nivel Freático, dado que no se presentó en los piezómetros y sondeos del sitio.
- En los modelos de Slide2 con efecto sísmico, si se tuvo una reducción importante en el FS pasando de 1.6 a 1.5 (laboratorio) y de 1.5 a 1.4 (RocData), aunque para ser análisis

sísmico es un valor aceptable, ya que generalmente se exige un valor de 1.3 o 1.1 para CFE.

### **Trabajo futuro**

- En trabajos futuros emplear la geoestadística, para que en caso de tener información y condiciones similares de ignimbritas de diversas zonas a las de la ignimbrita estudiada en esta investigación la información pueda ser correlacionada.
- Realizar la instrumentación suficiente para aplicar pruebas de corte directo en condición CNS (Constant Normal Stiffness) para aplicar valores en obras de excavación como túneles o minería.

## REFERENCIAS

---

Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. & Boyce, G. M., 2002. *Slope stability and stabilization methods*. 2nd ed. New York: John Wiley & Sons, Inc..

Arreygue Rocha, J. E. y otros, 2002. Análisis geomecánico de la inestabilidad del escarpe La Paloma, en la Ciudad de Morelia, Michoacán, México.. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas*.

ASTM, 1995. *Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Roc Specimens Under Constant Normal Force*. s.l.:s.n.

Barton, N. & Choubey, V., 1977. The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Springer-Verlag*, p. 54.

Buocz, I., Rozgonyi Boissinot, N., Görök, P. & Török, Á., 2010. Laboratory determination of direct shear strength of granitoid rocks; examples from the host rock of the nuclear waste storage facility of Bataapáti (Hungary). *Central European Geology*, Volumen 53/4, pp. 405-4017.

Buocz, I., Rozgonyi Boissnot, N., Török, A. & Görög, P., 2016. Direct shear strength test on rocks along discontinuities, under laboratory conditions.. *Pollack Periodica An International Journal for Engineering and Information Sciences*.

Comisión Federal de Electricidad, 2017. Manual de Diseño de Obras Civiles. En: *Sección B. Geotécnia, Tema 3. Mécanica de Rocas, 1. Pruebas de laboratorio*. s.l.:s.n.

Duncan, W. C. & Mah, C. W., 2005. *Rock Slope Engineering, Civil and mining*. 4th edition ed. Milton Park: Spon Press, Taylor & Francis Group.

Fardín, N., Stephansson, O. & Jing, L., 2001. The scale dependence of rock joint surface roughness. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.

Gallardo Amaya, R. J., 2019. Failure analysis of a slope in an urban sector of the municipality of Ocaña, Colombia. *Revista colombiana de tecnologías avanzada*, 1(35).

González de Vallejo, L. I., Hijazo, T. & Ferrer, M., 2008. Engineering Geological Properties of the Volcanic Rocks and Soils of the Canary Islands. *springer-Verlag*, p. 11.

González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L. & Oteo, C., 2002. *Ingeniería Geológica*. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN.

González de Vallejo, L. I., Hijazo, T. & Ferrer, M., 2008. Engineering Geological Properties of the Volcanic Rocks and Soils of the Canary Islands. *Instituto Geológico Minero de España*.

Grasselli, G., 2006. Shear Strength of Rock Joints Based on Quantified Surface Description. *Springer-Verlag*.

Grasselli, G. & Egger, P., 2002. Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameter. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.

Hencher, S. & Richards, L. R., 2014. Assessing the shear strength of rock discontinuities at laboratory and field scales. *Springer-Verlag*.

Hoek, E. & Curran, J., 2021. *Rocscience Inc.* [En línea] Available at: [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com) [Último acceso: Junio 2021].

Hudson, J. A. & Harrison, J. P., 1997. *Engineering rock mechanics: an introduction to the principles*. Oxford: PERGAMON.

IGME; EPTISA, 1985. *Manual de Taludes*. Madrid: s.n.

Koralay, T. & Celik, S. B., 2019. Minero-petrographical, physical and mechanical properties of moderately welded ignimbrite as a traditional building stone from Usak Regios (SW Turkey). *Arabian Journal of Geosciences*.

Luz Martínez, J. C., 2019. *Determinación del deterioro de núcleos de ignimbritas a través de ensayos en laboratorio*. Morelia: s.n.

Marshall, P., 1935. Acid Rocks of the Taupo-Rotorua Volcanic District. *Royal Society of New Zealand*.

Martin, R. C. & Malahoff, A., 1965. Some recent Russian studies of ignimbritic rocks. *Journal of Geology and Geophysics*.

Melentijevic, S., 2005. *Estabilida de taludes en macizos rocosos con criterios de toruta no lineales y leyes de fluencia no asociada*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

Monte Parra, I. A., 2020. *Análisis de estabilidad de taludes de roca mediante el método de elementos finitos*. s.l.:s.n.

Moon, V. G., 1993. Geotechnical characteristics of ignimbrite: A soft pyroclastic rock type. *Elsevier Science*.

Moon, V. G., 1993. Microstructural controls on the geomechanical behavior of ignimbrite. *Elsevier Science*.

Muralha, J., 2012. Rock joint shear test. Methods, result and relevance for design.. *Eurock*.

Muralha, J. y otros, 2013. ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength or Rock Joints: Revised Versión. *Springer-Verlag*, p. 12.

Nguyen, V. M. & Konietzky, H., 2018. *Behavior of joints*. Freinberg: TU Bergakademie Freinberg, Geotechnical Institute.

Pola, A., Crosta, G. B., Fusi, N. & Catallanza, R., 2014. General characterization of mechanical behavior of diferentes volcanic rocks with respect to alteration. *Elsevier Geology*.

Ramírez Oyanguren, P. & Alejano Monge, L., 2004. *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid: s.n.

Ramos Vásquez, A. A., 2017. *Análisis de estabilidad de taludes en rocas. Simulación con LS-DYNA y comparación con Slide*. Madrid: s.n.

Scotto di Santolo, A., Ciardulli, F. & Silvestri, F., 2015. Triaxial and shear box test on a pyroclastic soft rock. *Volcanic Rocks and Soils*, p. 8.

SCT, 2011. *Proyecto ejecutivo de los túneles I y II del "Libramiento Sur Morelia" ubicados entre el Km 1+371 al Km 1+819.77 y del Km 3+471.26 al Km 4+204.40 tramo Jesús del Monte-Morelia en el estado de Michoacán*. s.l.:s.n.

Shrivastava, A. K. & Rao, K. S., 2015. Shear Behavior of Rock Joints Under CNL and CNS Boundary Conditions. *Springer International Publishing Switzerland*.

Sobarzo, V., Villalobos, F. & King, R., 2011. *Study of slope stability in weathered rock of the Quiriquina formation*. Concepción: s.n.

Soden, A. M., 2008. *The initiation and evolution of ignimbrite faults, Gran Canaria, Spain*. s.l.:Department of Geographical & Earth Sciences.

Tommasi, P., Verrucci, L. & Rotonda, T., 2015. Mechanical properties of a weak pyroclastic rock and their relationship with microstructure. *NRC Research Press*.

U. S. Department of Interior Bureau of Reclamation Technical Service Center, 2018. *Rock/Concrete direct shear constant normal stiffness*, Denver: s.n.

Walker, G. P. L., 1983. Ignimbrite types and ignimbrite problems. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*.

Xia, C. C., Tang, Z. C., Xiao, W. M. & Song, Y. L., 2013. New Peak Shear Strength Criterion of Rock Joints Based on Quantified Surface Description. *Springer-Verlag*.

Yang, J. y otros, 2015. Experimental study on peak shear strength criterion for rock joints. *Springer*.

## ANEXOS

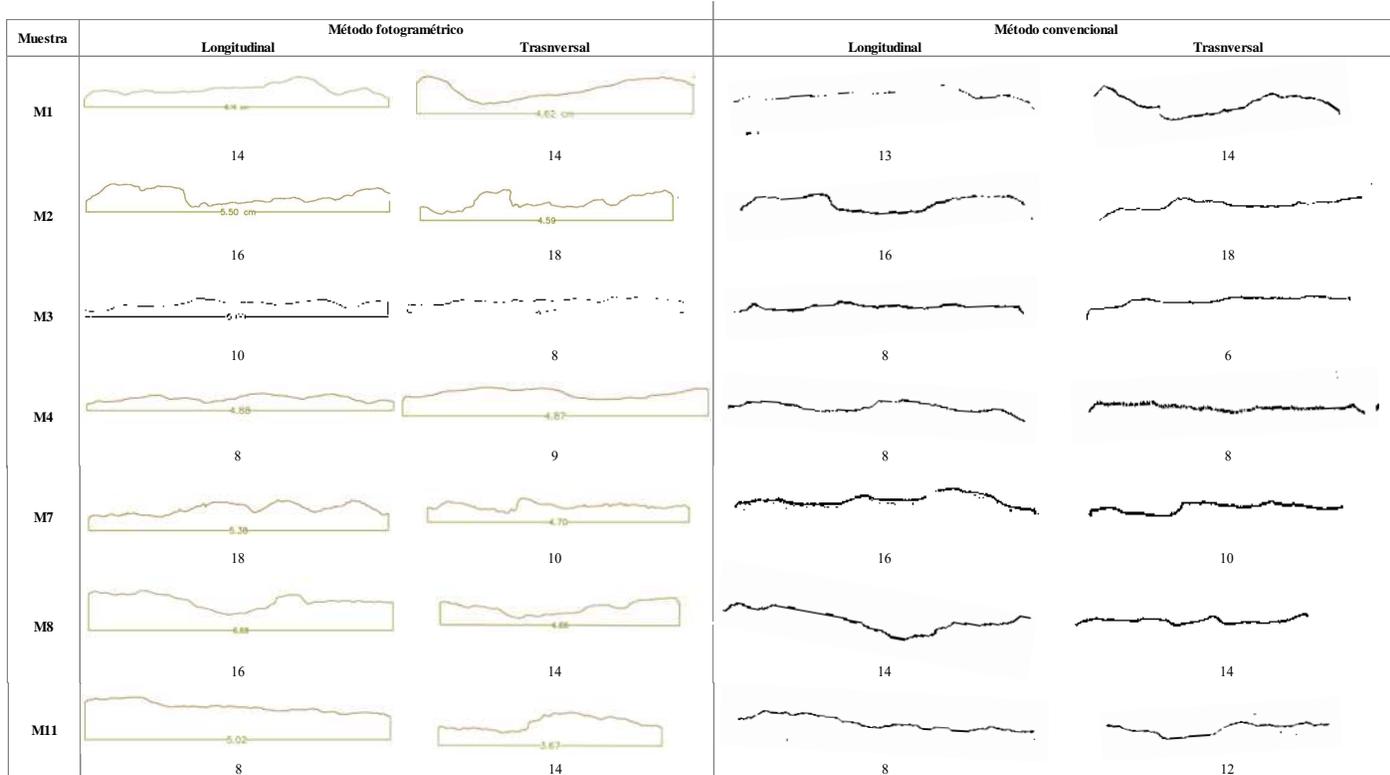
### Anexo 1. Registro de muestras y fotografía

Muestra	Profundidad (m)	Fotografía
M1	9.53	
M2	10.90	
M3	14.76	

<p><b>M4</b></p>	<p>15.55</p>	
<p><b>M7</b></p>	<p>19.92</p>	
<p><b>M8</b></p>	<p>24.55</p>	
<p><b>M11</b></p>	<p>46.56</p>	

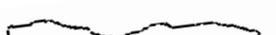
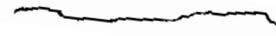
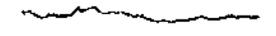
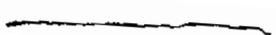
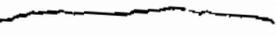
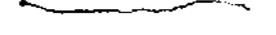
Anexo 2.

Perfiles de rugosidad antes de la prueba de corte directo



Anexo 3.

Perfiles de rugosidad después de la prueba de corte directo

Muestra	Método fotogramétrico		Método convencional	
	Longitudinal	Trasversal	Longitudinal	Trasversal
M1	 10	 13	 10	 10
M2	 14	 17	 14	 16
M3	 9	 7	 7	 5
M4	 6	 8	 6	 6
M7	 14	 9	 14	 6
M8	 15	 12	 12	 14
M11	 6	 11	 7	 10