

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**Influencia del arreglo estructural de las discontinuidades en la estabilidad global de taludes a escala global de tajos abiertos mediante la metodología de elementos finitos (FEM)**

**TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE BACHILLER EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERIA DE MINAS**

**AUTOR**

Antony Gregorio Aguedo Asencios

**ASESOR:**

Oscar Luis Cabello Robles

Lima, Diciembre, 2020

## RESUMEN

La presente tesis desarrolla la influencia que tiene el arreglo estructural de las discontinuidades en la estabilidad global de los taludes globales de un tajo abierto mediante la metodología de elementos finitos (FEM) a fin de tener un diseño mas realista de los taludes

Para esta investigación se realizó una revisión bibliográfica del estado del arte del tópico para tener una base sobre los posibles resultados de la investigación, así como también, discriminar entre el modelo a usar para el modelamiento de las discontinuidades y la metodología de cálculo.

Asimismo, para los datos de entrada del macizo rocoso se utilizó data de caracterización geomecánica de una mina a tajo abierto en Canadá, mientras que la caracterización de las discontinuidades se obtuvo de valores teóricos.

En el análisis de estabilidad de los taludes se utilizó el software RS2 de rockscience el cual permitió modelar las discontinuidades de manera discreta permitiendo variar los variables de orientación, espaciamiento, longitud y persistencia de las discontinuidades utilizadas en la investigación

Los resultados obtenidos del análisis muestran que el arreglo estructural influye en la estabilidad del talud, sin embargo, esta es mínima debido a las propiedades de resistencia del macizo rocoso la cual le otorga un factor de estabilidad alto. Además, evidencia que el parámetro de mayor influencia es la orientación de la discontinuidad

## INDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.	TEMA DE TESIS .....	1
1.2.	JUSTIFICACIÓN DEL TEMA DE TESIS.....	1
1.3.	ANTECEDENTES .....	1
1.4.	OBJETIVOS.....	2
1.4.1.	OBJETIVO PRINCIPAL.....	2
1.4.2.	OBJETIVOS SECUNDARIOS.....	2
1.5.	HIPÓTESIS.....	2
1.6.	PLAN DE TRABAJO .....	2
2.	MARCO TEÓRICO .....	2
2.1.	CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA UN TAJO ABIERTO .....	3
2.1.1.	MODELO GEOTÉCNICO .....	3
2.1.2.	MODELO GEOLÓGICO .....	4
2.1.3.	MODELO ESTRUCTURAL.....	4
2.1.4.	MODELO MACIZO ROCOSO .....	5
2.1.5.	MODELO HIDROLÓGICO.....	5
2.2.	CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA .....	6
2.2.1.	RMR.....	6
2.2.2.	GSI.....	6
2.3.	CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD DE DISEÑO .....	7
2.4.	MÉTODOS DE DISEÑO DE TALUD .....	8
2.5.	MECANISMO DE FALLA .....	8
2.5.1.	FALLA PLANAR .....	8
2.5.2.	FALLA CUÑA.....	9
2.5.3.	VOLCAMIENTO.....	9
2.6.	PROPIEDADES DE LAS DISCONTINUIDADES .....	10
2.6.1.	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS .....	10
2.7.	CRITERIOS DE FALLA DE MACIZO ROCOSO .....	11
2.7.1.	HOEK-BROWN GENERALIZADO .....	11
2.7.2.	MOHR-COULOMB .....	12
2.8.	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (FEM) .....	12
2.9.	MÉTODO DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE (SSR) .....	13
2.9.1.	SSR PARA CRITERIO DE FALLA HOEK-BROWN GENERALIZADO .....	14
3.	DISEÑO EXPERIMENTAL.....	16
3.1.	MACIZO ROCOSO.....	17

3.2.	DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TAJO .....	18
3.3.	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS DISCONTINUIDADES .....	18
3.3.1.	CASO 1: ANÁLISIS ORIENTACIÓN- ESPACIAMIENTO .....	18
3.3.2.	CASO 2: ANÁLISIS LONGITUD -PERSISTENCIA.....	19
3.3.3.	CASO 3: ANÁLISIS RED DE 2 JUNTAS- ORIENTACIÓN .....	20
4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	21
4.1.	CASO 1: ANÁLISIS ORIENTACIÓN- ESPACIAMIENTO.....	22
4.1.1.	ANÁLISIS DE ORIENTACIÓN .....	25
4.1.2.	ANÁLISIS DE ESPACIAMIENTO .....	28
4.2.	CASO 2: ANÁLISIS LONGITUD -PERSISTENCIA .....	31
4.2.1.	ANÁLISIS DE LA PERSISTENCIA.....	32
4.2.2.	ANÁLISIS DE LONGITUD.....	35
4.3.	CASO 3: ANÁLISIS RED DE 2 JUNTAS- ORIENTACIÓN.....	35
4.4.	INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LAS DISCONTINUIDADES.....	37
5.	CONCLUSIONES.....	39
6.	RECOMENDACIONES.....	40
7.	BIBLIOGRAFÍA .....	40

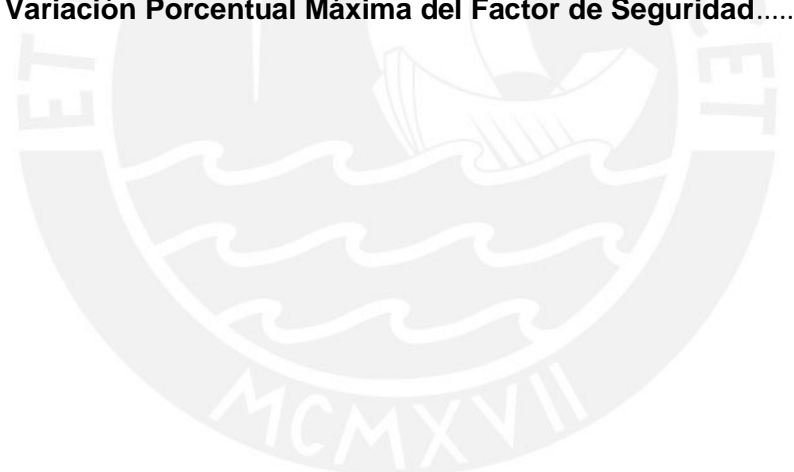
## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b>	<b>Clasificación de Macizo Rocoso.....</b>	<b>6</b>
<b>Tabla 2</b>	<b>Criterios de Aceptabilidad .....</b>	<b>8</b>
<b>Tabla 3</b>	<b>Propiedades Mecánicas del Macizo Rocoso.....</b>	<b>17</b>
<b>Tabla 4</b>	<b>Propiedades Mecánicas de la Discontinuidad .....</b>	<b>17</b>
<b>Tabla 5</b>	<b>Coordenadas Geométricas del Tajo.....</b>	<b>18</b>
<b>Tabla 6</b>	<b>Factor de Seguridad para el Caso 1 .....</b>	<b>22</b>
<b>Tabla 7</b>	<b>Factor de Seguridad Corregido para el Caso 1.....</b>	<b>24</b>
<b>Tabla 9</b>	<b>Factor de Seguridad para el Caso 2.....</b>	<b>32</b>
<b>Tabla 10</b>	<b>Factor de Seguridad para el Caso 3.....</b>	<b>36</b>
<b>Tabla 11</b>	<b>Variación Porcentual del Factor de Seguridad para el Caso 1 .....</b>	<b>37</b>
<b>Tabla 12</b>	<b>Variación Porcentual del Factor de Seguridad para el Caso 2.....</b>	<b>38</b>
<b>Tabla 13</b>	<b>Variación Porcentual del Factor de Seguridad para el Caso 3.....</b>	<b>38</b>

## INDICE DE ILUSTRACIONES

<b>Ilustración 1</b>	<b>Desarrollo de un Modelo Geotécnico .....</b>	<b>4</b>
<b>Ilustración 3</b>	<b>Matriz GSI.....</b>	<b>7</b>
<b>Ilustración 4</b>	<b>Falla Planar .....</b>	<b>9</b>
<b>Ilustración 5</b>	<b>Falla en Cuña.....</b>	<b>9</b>
<b>Ilustración 6</b>	<b>Persistencia.....</b>	<b>11</b>
<b>Ilustración 7</b>	<b>Angulo de Fricción de Juntas de Rocas.....</b>	<b>17</b>
<b>Ilustración 8</b>	<b>Representación Gráfica del Tajo .....</b>	<b>18</b>
<b>Ilustración 9</b>	<b>Distribución de Juntas para el Análisis Orientación-Espaciamiento.....</b>	<b>19</b>

<b>Ilustración 10 Distribución de Juntas para el Análisis Longitud</b> .....	20
<b>Ilustración 11 Distribución de Juntas para el Análisis 2 Juntas-Orientación</b> .....	21
<b>Ilustración 12 Factor de Seguridad del Caso Base</b> .....	22
<b>Ilustración 13 Superficie de Falla Original para esp.=10 m y orient.=100°</b> .....	23
<b>Ilustración 14 Superficie de Falla Corregida con Tolerancia SSR=0.001</b> .....	24
<b>Ilustración 15 Factor de Seguridad vs Buzamiento para esp=5m</b> .....	25
<b>Ilustración 16 Factor de Seguridad vs Buzamiento para esp=10m</b> .....	26
<b>Ilustración 17 Factor de Seguridad vs Buzamiento para esp=15m</b> .....	27
<b>Ilustración 18 Distribución de Esfuerzos para 30° de Orientación</b> .....	28
<b>Ilustración 19 Distribución de Esfuerzos para 50° de Orientación</b> .....	28
<b>Ilustración 20 Factor de Seguridad vs Espaciamiento para 0° a 50°</b> .....	29
<b>Ilustración 21 Factor de Seguridad vs Espaciamiento para 50° a 90°</b> .....	30
<b>Ilustración 22 Factor de Seguridad vs Espaciamiento para 90° a 130°</b> .....	30
<b>Ilustración 23 Factor de Seguridad vs Espaciamiento para 130° a 170°</b> .....	31
<b>Ilustración 24 Factor de Seguridad vs Persistencia</b> .....	32
<b>Ilustración 25 Distribución de Esfuerzos para P=0.2 y L=10m</b> .....	33
<b>Ilustración 26 Distribución de Esfuerzos para P=0.4 y L=10m</b> .....	33
<b>Ilustración 27 Distribución de Esfuerzos para P=0.4 y L=20m</b> .....	34
<b>Ilustración 28 Distribución de Esfuerzos para P=0.6 y L=20m</b> .....	34
<b>Ilustración 29 Factor de Seguridad vs Longitud</b> .....	35
<b>Ilustración 30 Factor de Seguridad vs Orientación de 2 Juntas</b> .....	36
<b>Ilustración 31 Variación Porcentual Máxima del Factor de Seguridad</b> .....	39



# **1. INTRODUCCIÓN**

## **1.1. TEMA DE TESIS**

Influencia del arreglo estructural de las discontinuidades en la estabilidad global de taludes a escala global de tajos abiertos mediante la metodología de elementos finitos (FEM)

## **1.2. JUSTIFICACIÓN DEL TEMA DE TESIS**

La influencia de las discontinuidades en la respuesta mecánica del macizo rocoso de los taludes es de gran importancia de estudio debido a que estos pueden causar distribución de esfuerzos y desplazamientos inducidos en el macizo que difieren significativamente de los predichos por la teórica clásica elástica o elastoplástica para cuerpos homogéneos continuos. En algunas ocasiones las discontinuidades pueden ejercer una gran influencia en el comportamiento que macizo que las propiedades de la roca intacta. Por otro lado, cuando se evalúa la estabilidad de taludes, se suele realizar un modelamiento 2d mediante el límite de equilibrio limite, sin embargo, este modelo tiene sus límites dado que no evalúa las deformaciones y fallas progresivas del macizo rocoso, lo cual por lo contrario si es considerado en el método de elementos finitos (FEM) .En este sentido, en la presente investigación, se realizará un análisis de la influencia del arreglo estructural de las discontinuidades en la estabilidad global de taludes a escala global de tajos abiertos mediante la metodología de elementos finitos (FEM)

## **1.3. ANTECEDENTES**

Existen diversas investigaciones del análisis del arreglo estructural de las discontinuidades y su influencia en la estabilidad de taludes en macizos rocos sedimentarios y metamórficos tanto de manera académica como aplicada como se ejemplifica a continuación

La investigación “Evaluating Stability of anisotropically deposited soli slopes” (H.Zhu,2018) para un ángulo de talud de 45° encontró que la superficie da falla de menor estabilidad se da para estratificaciones con una orientación de 30° (sub-paralela). Además, en un análisis de la anisotropía de un tajo abierto en china(Thian-hong,2014) comparo los resultados estimados del modelamiento anisotrópico con la data del campo por lo que demuestra modelar de manera anisotrópica a los taludes brinda información más real que hacerlo de manera isotrópica.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. OBJETIVO PRINCIPAL**

- Determinar la influencia del arreglo estructural de las discontinuidades en la estabilidad global de taludes a escala global de tajos abiertos

### **1.4.2. OBJETIVOS SECUNDARIOS**

- Determinar la influencia de la orientación de las discontinuidades en la estabilidad global de tajos abiertos
- Determinar la influencia del espaciamiento de las discontinuidades en la estabilidad global de tajos abiertos
- Determinar la influencia de la longitud de las discontinuidades en la estabilidad global de tajos abiertos
- Determinar la influencia de persistencia de las discontinuidades en la estabilidad global de tajos abiertos

## **1.5. HIPÓTESIS**

- El arreglo estructural de las discontinuidades tiene una influencia significativa en la estabilidad global de los taludes a escala global de tajos abiertos

## **1.6. PLAN DE TRABAJO**

El presente trabajo se estructura en la siguiente secuencia de Fases

### Fase 1

Se realiza una recopilación bibliográfica sobre el estado del arte del tema de investigación

### Fase 2

Se establece los parámetros del diseño geotécnico del tajo los cuales serán de input para el análisis de estabilidad estático realizados en esta sección

### Fase 3

Se realiza la discusión de resultados obtenidos y la redacción de la tesis para su revisión

## **2. MARCO TEÓRICO**

## **2.1. CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA UN TAJO ABIERTO**

Para el diseño de taludes de una operación minera a tajo abierto se toman en cuenta ciertos parámetros tales como condiciones geológicas, geográficas entre otras. En este sentido, se puede decir que hay un proceso “estándar” para el diseño de taludes el cual se muestra a continuación

- Levantamiento de datos de logueo y mapeo geotécnico de la zona donde se va a desarrollar la operación.
- Establecer un modelo geotécnico considerando los modelos geológicos, estructurales, macizo rocoso e hidrológico para cada dominio geotécnico
- Sectorizar el diseño en subdivisiones de dominios
- Diseño de los taludes a nivel de banco-berma e inter-rampa
- Evaluar y valorizar la estabilidad de los taludes considerando parámetros de aceptabilidad operacionales, económicos según su implementación y monitoreo para el diseño establecido

### **2.1.1. MODELO GEOTÉCNICO**

El modelo geotécnico es el elemento fundamental para todo diseño de talud y es producto de un conjunto de cuatro modelos:

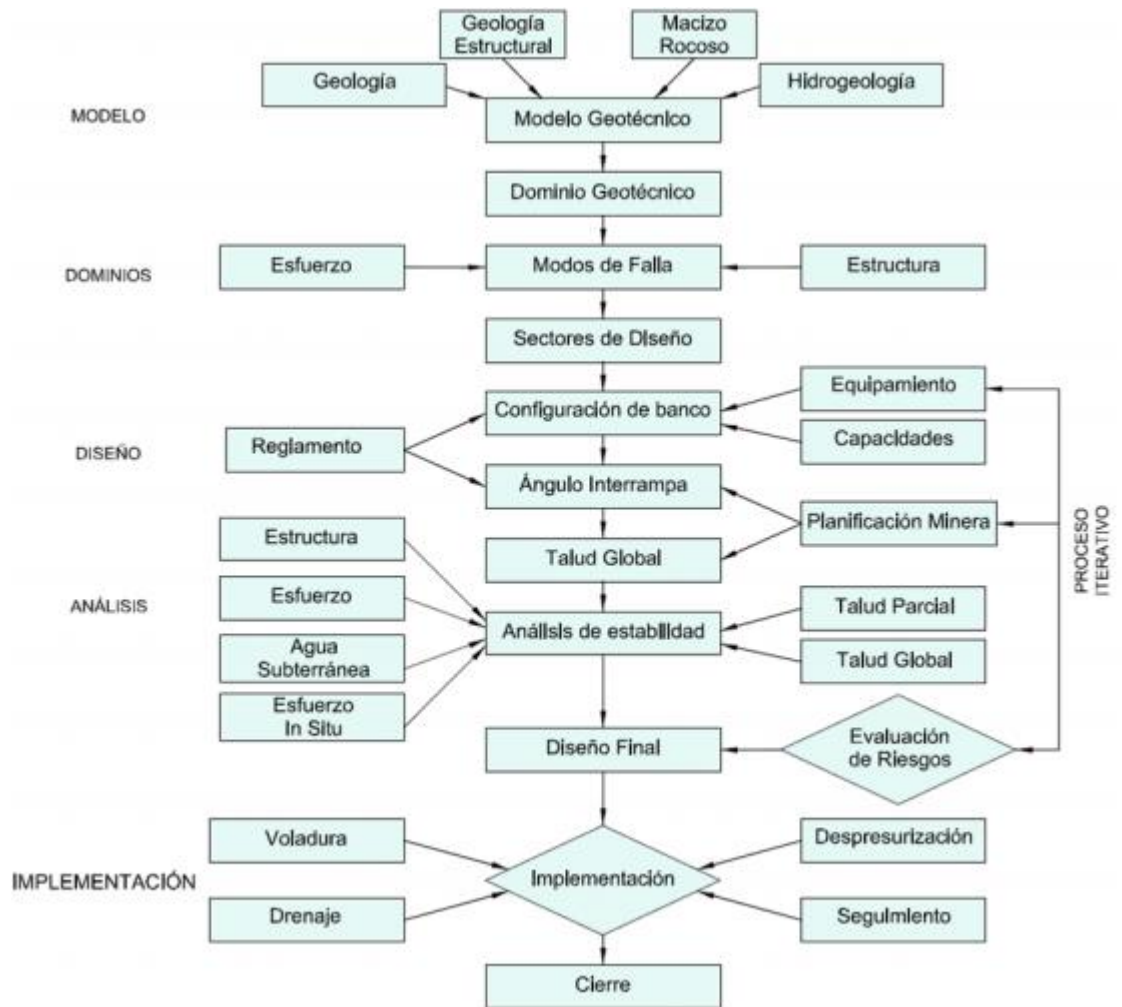
- Modelo geológico
- Modelo estructural
- Modelo Macizo Rcoso
- Modelo Hidrológico

Estos modelos también tienen aplicaciones para otros aspectos de la operación minera tales como el cálculo de reservas, sin embargo, cada aspecto es crucial para el diseño de taludes.

En general, se puede decir que un buen diseño de taludes debe de establecer mecanismo de reducción de riesgos e incertidumbre para la mejora de confiabilidad a nivel de banco, además de la optimización de este. En este sentido, el siguiente esquema muestra la secuencia de un diseño de talud



## Ilustración 1 Desarrollo de un Modelo Geotécnico



Nota: Adaptado de Open Pit Guidelines (Read & Stacey, 2009)

### 2.1.2. MODELO GEOLÓGICO

El modelo geológico representa la distribución de los tipos de materiales que pueden estar involucradas en las paredes del tajo en 3D. Estos materiales pueden ser categorizados en tipo de litología, tipo de alteración (silicificación o agilización) los cuales pueden cambiar las propiedades de manera significativa

Por otro lado, el modelo geológico también debe considerar las tensiones in situ dado que a medida que se profundiza en el tajo estas incrementan y pueden impactar en esta

### 2.1.3. MODELO ESTRUCTURAL

El mapeo nos permite levantar información de estructuras mayores (fallas regionales, plegamientos) y menores (juntas, fallas a escala de banco) y describir la orientación y distribución de estas para posteriormente, analizar el efecto que puedan tener en los tipos de falla (plana, cuña, vuelco entre otros) que podrían generar.

Para establecer un dominio estructural estas deben de cumplir las siguientes características

- Cambio litológico y de perfiles afectados por presencia de agua y alteración
- Modelamiento de estructuras mayores y menores 3D a nivel inter-rampa, banco-berma con su respectiva orientación

#### **2.1.4. MODELO MACIZO ROCOSO**

El principal objetivo de este modelo es contener la información de las propiedades del macizo rocoso de modo que se utilice para el análisis de estabilidad de los taludes en cada etapa del proyecto. Por otro lado, se debe considerar los cambios en el comportamiento de los materiales respecto al tiempo como las que suele pasar por presencia de alteraciones argílicas o en lutitas ricas en arcillas

Existen tres tipos de formas posibles en las cuales según las condiciones de resistencia de la roca y el control estructural:

- Fallas en rocas blandas producidas por taludes de grandes alturas debido a su baja resistencia
- Falla con control estructural parcial, sucede cuando la ruptura se presenta de manera parcial en el macizo rocoso y estructuras ya sean mayores o menores
- Falla en rocas duras producidas cuando la ruptura se produce a lo largo de la estructura mayor o menor presentes en el macizo rocoso

Acorde a lo explicado anteriormente, cuando se realicen las pruebas de laboratorio se deben de considerar la resistencia y mecanismo de falla del macizo rocoso dado que estas características serán importantes para evaluar el posible mecanismo de falla del talud a diseñar

#### **2.1.5. MODELO HIDROLÓGICO**

La presencia de agua tanto a nivel superficial como subterráneo pueden tener efectos negativos significativos sobre la estabilidad del talud, en este sentido, el modelo hidrogeológico debe considerar estos aspectos.

Las condiciones de agua pueden ser controlados de cierta manera mediante despresurización y deshidratación, sin embargo, estos demandan tiempo y costos relativamente altos

## 2.2. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA

### 2.2.1. RMR

La clasificación de macizo rocoso según Bienawski en sus versiones 1976 y 1989 se basa en calificación de puntaje mediante 5 parámetros:

- Resistencia a la compresión simple
- RQD
- Espaciamiento entre discontinuidades
- Condición de discontinuidades
- Agua subterránea

Después de la otorgación de puntaje por cada parámetro se suma los puntajes parciales y se obtiene un valor de RMR con el cual se clasifica al Macizo Rocosos

**Tabla 1**  
**Clasificación de Macizo Rocosos**

Descripción	RMR	Clase de Macizo
Roca Muy Buena	81-100	I
Roca Buena	61-80	II
Roca Regular	41-60	III
Roca Mala	21-40	IV
Roca Muy Mala	0-20	V

Nota: Adaptado de Guía de Criterios para Diseño, Construcción, Supervisión y Cierre de Labores Subterráneas (Osinermin, 2017)

### 2.2.2. GSI

El índice de resistencia geológica (GSI) evalúa al macizo en función de la estructura geológica y la condición de la superficie de las juntas

## Ilustración 2 Matriz GSI

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICO GSI (Hoek & Marinos, 2000). A partir de la litología, estructura y la condición de superficie de las discontinuidades, se estima el valor promedio de GSI. No intente ser muy preciso. Escoger un rango de 33 a 37 es más realista que fijar GSI=35. También notar que esta tabla no se aplica a mecanismos de falla controlado por estructuras. Donde se presenten planos estructuralmente débiles en una orientación desfavorable con respecto a la cara de la excavación, estos dominarán el comportamiento del macizo rocoso. La resistencia al corte de las superficies en rocas que son propensas a deteriorarse como resultado de cambios en la humedad, se reducirá cuando exista presencia de agua. Cuando se trabaje con rocas de categoría regular a muy mala, puede moverse hacia la derecha para condiciones húmedas. La presión de poros se maneja con un análisis de esfuerzos efectivos.		CONDICIONES SUPERFICIALES				
ESTRUCTURA		DISMINUYE CALIDAD DE SUPERFICIE →				
	Intacta o Masiva: Especímenes de roca intacta o masiva in situ con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas.	90				
	Levemente fracturado: Macizo rocoso no disturbado, muy bien entrelazado, constituido por bloques o bloques formados por tres familias de discontinuidades.	80				
	Moderadamente Fracturado: Entrelazado, macizo rocoso parcialmente disturbado con bloques angulosos de varias caras formado por 4 o más familias de discontinuidades.	70				
	Muy Fracturado/Disturbado/Agrietado: Folleada con bloques angulosos formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Persistencia de planos de estratificación o esquistocidad.	60				
	Desintegrado: Pobremente entrelazado, macizo altamente fracturado compuesto de una mezcla de pedruzcos de rocas angulosos y redondeados.	50				
	Foliado/Laminado/Cizallado: Falta de formación de bloques debido al pequeño espaciamiento o esquistocidad débil o planos de corte.	40				
		30	20	10	0	-10
		MUY BUENA	BUENO	REGULAR	MALA	MUY MALA
		Muy rufoso. Superficies frescas sin meteorización. Rápido. Ligeramente meteorizado. Superficies con ruido. Lizas, moderadamente meteorizadas y superficies afiladas. Frijoles de falla, altamente meteorizadas con resquebrajamiento controlado o relentos o fragmentos. Espelido de falla, superficies altamente meteorizadas con resquebrajamiento de ancha suave o relentos.				

Nota: Tomado de Guía de Criterios para Diseño, Construcción, Supervisión y Cierre de Labores Subterráneas (Osingermin, 2017)

### 2.3. CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD DE DISEÑO

El criterio de aceptabilidad engloba un conjunto de requisitos que debe cumplir un talud para que el diseño sea aceptable a los niveles de banco, inter-rampa, y global, asignándole un valor cualitativo de riesgo de falla según el valor del factor de seguridad evaluado en condiciones estáticas y dinámicas

El factor de Seguridad (FoS) se define como la razón entre la sumatoria de fuerzas resistentes y sumatoria de fuerzas actuantes, por lo que este valor es adimensional y según este valor tiene diferentes interpretaciones.

- FoS > 1, condición estable
- FoS = 1, condición de equilibrio límite
- FoS < 1, condición de falla

**Tabla 2**  
**Criterios de Aceptabilidad**

Escala	Consecuencia de la Falla	Factor de Seguridad (mínimo)	
		Estático	Dinámico
Banco	Baja-Alta	1.1	N/A
Inter-rampa	Baja	1.15-1.2	1.0
	Media	1.2	1.0
	Alta	1.2-1.3	1.1
Global	Baja	1.2-1.3	1.0
	Media	1.3	1.1
	Alta	1.3-1.5	1.1

Nota: Adaptado de Open Pit Guidelines (Read & Stacey, 2009)

## 2.4. MÉTODOS DE DISEÑO DE TALUD

En el diseño de los taludes de un tajo a cielo abierto se busca optimizar los ángulos a nivel de banco, inter-rampa y global a modo que estos permitan la recuperación de mineral económicamente rentable de manera segura.

Los análisis utilizados generalmente en el diseño de taludes son los siguientes:

- a) El análisis cinemático, el cual se basa en proyecciones estereográficas y se aplica principalmente para el análisis de diseño de banco.
- b) Análisis de equilibrio límite aplicados en:
  - Fallas estructurales que son controladas en el diseño de ángulos de banco e inter-rampa.
  - Ángulo a nivel de inter-rampa y global, donde la estabilidad es controlada por el criterio de falla de macizo rocoso y de las discontinuidades que la componen.
- c) Análisis numérico utilizando elementos finitos para la evaluación y el diseño de taludes en ángulo inter-rampa y global

## 2.5. MECANISMO DE FALLA

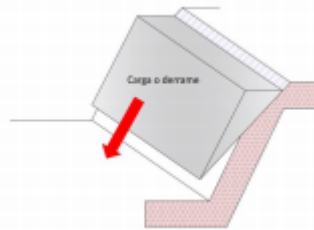
### 2.5.1. FALLA PLANAR

Para que se genere este tipo de falla como se muestra en la figura siguiente debe de cumplir ciertas condiciones

- Debe de existir una estructura dentro del dominio estructural analizado

- El rumbo de la estructura debe ser semiparalelo al rumbo del talud, es decir no mayor a  $20^\circ$  de diferencia
- La estructura debe aflorar en el talud
- El buzamiento de la estructura debe ser mayor que el ángulo de fricción

**Ilustración 3**  
**Falla Planar**

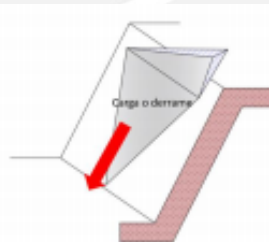


### 2.5.2. FALLA CUÑA

Las condiciones para este tipo de falla son las siguientes

- Deben de existir dos estructuras que se intercepten de tal modo que se forme una cuña
- La intersección de las estructuras debe aflorar en el talud
- El buzamiento de las estructuras y de la recta de intersección debe ser tal que los ángulos de fricción de las estructuras sean insuficientes

**Ilustración 4**  
**Falla en Cuña**



### 2.5.3. VOLCAMIENTO

Para que ocurra este tipo de falla se debe de cumplir las siguientes condiciones:

- Las fracturas presentes en el macizo rocoso son demasiadas de modo que no existe un control estructural asociado a la inestabilidad
- El comportamiento del macizo rocoso debe ser isotrópico
- El material por lo general es tipo suelo, botaderos, acopios, entre otros

## **2.6. PROPIEDADES DE LAS DISCONTINUIDADES**

En operaciones subterráneas como a cielo abierto en minería es importante identificar y caracterizar las discontinuidades en sus propiedades mecánicas y geométricas dado que estas influyen en la distribución de esfuerzos del macizo rocoso debilitando la estructura hasta una posible falla.

Las discontinuidades presentes pueden ser de origen mecánico o sedimentario (característica propia del macizo rocoso) o inducidas a partir de las actividades mineras como la voladura. Estas se pueden agrupar en dos tipos de estructuras, mayores y menores

- Estructuras mayores: fallas, diques, plegamientos, superficies de contacto litológico, entre otros, de gran persistencia y espaciamiento
- Estructuras menores: de poca persistencia cuya extensión no supera dos o tres bancos de taludes

### **2.6.1. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

Las propiedades geométricas de las discontinuidades son aquellas que hacen referencia a la distribución de estas en el espacio tales como la orientación, espaciamiento y persistencia

#### **2.6.1.1. ORIENTACIÓN**

La orientación de una discontinuidad se presenta mediante su dip y dip direction. El dip es la máxima inclinación respecto a un plano horizontal, cuyos valores varían entre  $0^\circ$  y  $180^\circ$  o en su defecto  $-90^\circ$  a  $90^\circ$ . El dip direction es medido desde el norte hasta la intersección de la discontinuidad con un plano horizontal, cuyos valores varían entre  $0^\circ$  y  $360^\circ$

#### **2.6.1.2. ESPACIAMIENTO**

El espaciamiento se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad, este determina la distribución de bloques de macizo rocoso, las cuales influyen en las propiedades del macizo rocoso

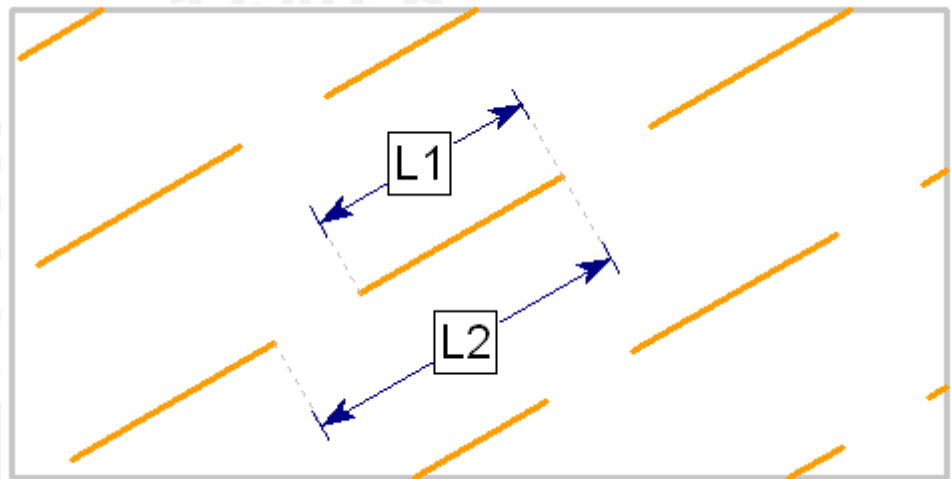
#### **2.6.1.3. LONGITUD**

La longitud se define como la extensión de la discontinuidad según la dirección del plano

#### 2.6.1.4. PERSISTENCIA

La persistencia es una medida de continuidad de la articulación y representa la relación entre la longitud de la discontinuidad y la longitud total al lo largo del plano. La persistencia tiene rangos de valores entre 0 y 1, y se define como  $L1/L2$  como se muestra en la figura siguiente

**Ilustración 5**  
**Persistencia**



### 2.7. CRITERIOS DE FALLA DE MACIZO ROCOSO

#### 2.7.1. HOEK-BROWN GENERALIZADO

Para realizar el modelamiento del comportamiento de los macizos rocosos se emplean criterios de rotura a partir de la clasificación del macizo rocoso, siendo el criterio propuesto por Hoek & Brown (1988), y actualizado por Hoek, Carranza – Torres y Corkum (2002), en donde se toman en consideración la resistencia de la roca intacta y las constantes  $m_b$ ,  $s$  y  $a$ , las cuales se estiman en función de la estructura y la condición de las discontinuidades del macizo rocoso, en donde se define el índice de resistencia geológica GSI. La forma generalizada del criterio de falla Hoek & Brown es la siguiente:

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

Donde:

$\sigma_{ci}$ = Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta



$\sigma'1$ = Esfuerzos efectivos axial

$\sigma'3$ = Esfuerzos de confinamiento

Los valores de  $m_b$ ,  $s$  y  $a$  son parámetros que dependen de las características del macizo rocoso y se determinan acorde a las siguientes ecuaciones aplicables para macizos disturbados y no disturbados

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

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

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

El valor de  $m_i$  es una constante de la roca intacta el cual se determina a partir de ensayos de compresión triaxial.

El valor  $D$  es un factor que depende al efecto del daño de la voladura y la relajación de presiones, el cual varía entre 0 y 1 siendo el mínimo para macizos rocosos no disturbados y el máximo para muy disturbados

### 2.7.2. MOHR-COULOMB

El criterio de rotura de Mohr- Coulomb, quien los introduce por primera vez en 1773 y el cual fue introducido inicialmente para estudios de suelo, expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, donde se obtiene la relación entre esfuerzos normal y tangencial actuantes al momento en que se produce la rotura de la roca

El criterio de rotura se define mediante la siguiente ecuación

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

$T$ = Esfuerzo tangencial sobre el plano de ruptura

$\sigma_n$ = Esfuerzo normal sobre el plano de ruptura

$c$ = Cohesión

$\Phi$ = Angulo de fricción del macizo rocoso

### 2.8. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (FEM)

El método de elementos finitos es un método de aproximación de problemas continuos de modo que:

- El modelo continuo se divide en un número finito de “elementos” cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a ciertos puntos característicos denominados “nodos”. Estos nodos se unen con cada nodo de su elemento adyacente
- La solución del sistema completo sigue las reglas de los modelos discretos formando un sistema completo mediante el ensamble de los nodos
- Las incógnitas del modelo dejan de ser funciones matemáticas y pasan a ser el valor de estas en funciones en los nodos
- El comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de los nodos mediante las adecuadas funciones de interpolación

Para el caso de estabilidad de taludes, este método permite considerar deformaciones y procesos de falla progresivos que dependen del tiempo lo cual es una ventaja contra el método de equilibrio límite. Además, este modelo permite la incorporación de discontinuidades dentro del modelo lo que permite estudiar la estabilidad de taludes con esta variante.

El análisis por FEM debe cumplir ciertas características

- Se debe mantener el equilibrio de esfuerzos en cada nodo, por lo que se emplea la teoría elástica para describir las deformaciones y esfuerzos. Para predecir el nivel de esfuerzos, se requiere conocer la relación esfuerzo- deformación
- Se den satisfacer las condiciones de esfuerzos de frontera

## **2.9. MÉTODO DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE (SSR)**

La metodología de SSR para análisis de estabilidad de taludes envuelve un uso sistemático de FEM para determinar un factor de reducción de esfuerzos (SRF) o factor de seguridad para la posible superficie de rotura del talud. La resistencia al corte de todos los materiales en el modelo del talud es reducida mediante SRF. El análisis convencional por FEM es llevado hasta el valor crítico de SRF que induce la inestabilidad del talud. Esta se considera inestable con la metodología

de SSR cuando el modelo de elementos finitos no converge a una solución dentro de la tolerancia especificada

La metodología de SSR se usa frecuentemente para materiales con criterios de falla Mohr-Coulomb por las siguientes razones:

- Esta puede ser expresada en términos de esfuerzos principales, o en términos de esfuerzos normales y cortantes
- Su linealidad permite la reducción de parámetros para ser rápidamente calculados cuando el modelo original de esfuerzo cortante es reducido por un factor F
- Esta disponible en muchos softwares de elementos finitos

### 2.9.1. SSR PARA CRITERIO DE FALLA HOEK-BROWN GENERALIZADO

Usando las relaciones de Balmer, podemos determinar una envolvente de esfuerzo cortante y normal equivalente a la envolvente de esfuerzo principal del criterio de falla de Hoek-Brown generalizado. Bajo las siguientes ecuaciones

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \frac{d\sigma_1/d\sigma_3 - 1}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{d\sigma_1/d\sigma_3}}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1}$$

Para las ecuaciones de Hoek-Brown Generalizado presentados en la sección 2.7.1, reemplazando las ecuaciones anteriores, se obtiene lo siguiente

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}}{2 + am_b \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \frac{am_b \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}{2 + am_b \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}$$

El análisis SSR implica los siguientes pasos:

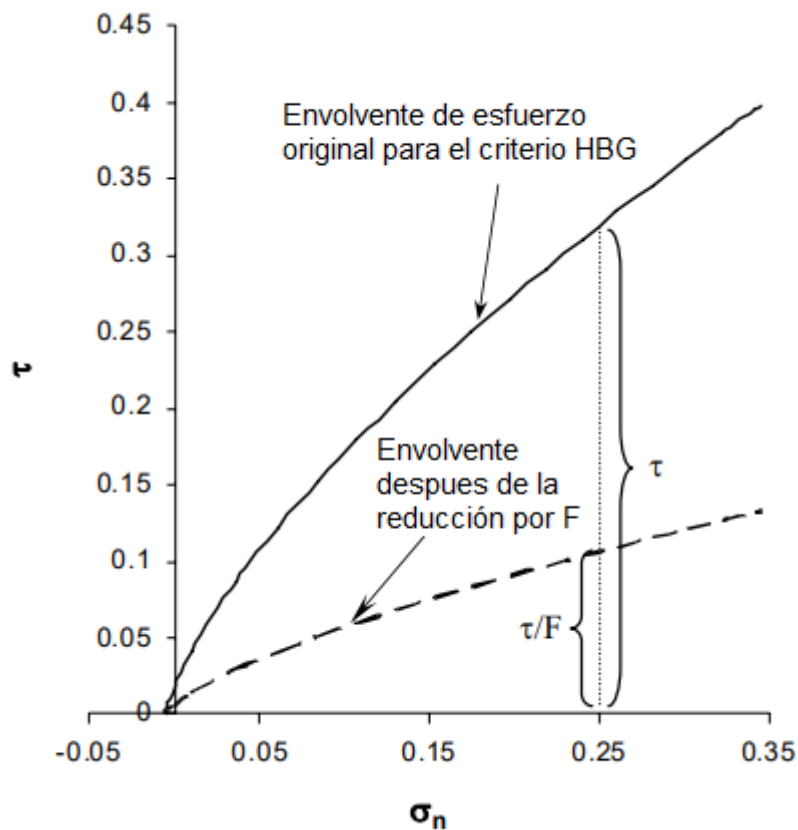
- Reducción de la envolvente de esfuerzo cortante por un factor F
- Determinación de nuevos parámetros del modelo de resistencia que se ajustan a la envolvente reducida
- Uso de los nuevos parámetros en el análisis elasto-plástico de elementos finitos convencional

Para obtener la envolvente del esfuerzo cortante reducida de Hoek-Brown generalizado, dividimos el esfuerzo cortante entre F

$$\tau^{red} = \frac{\tau^{orig}}{F} = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}}{2 + am_b \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}} \cdot \frac{1}{F}$$

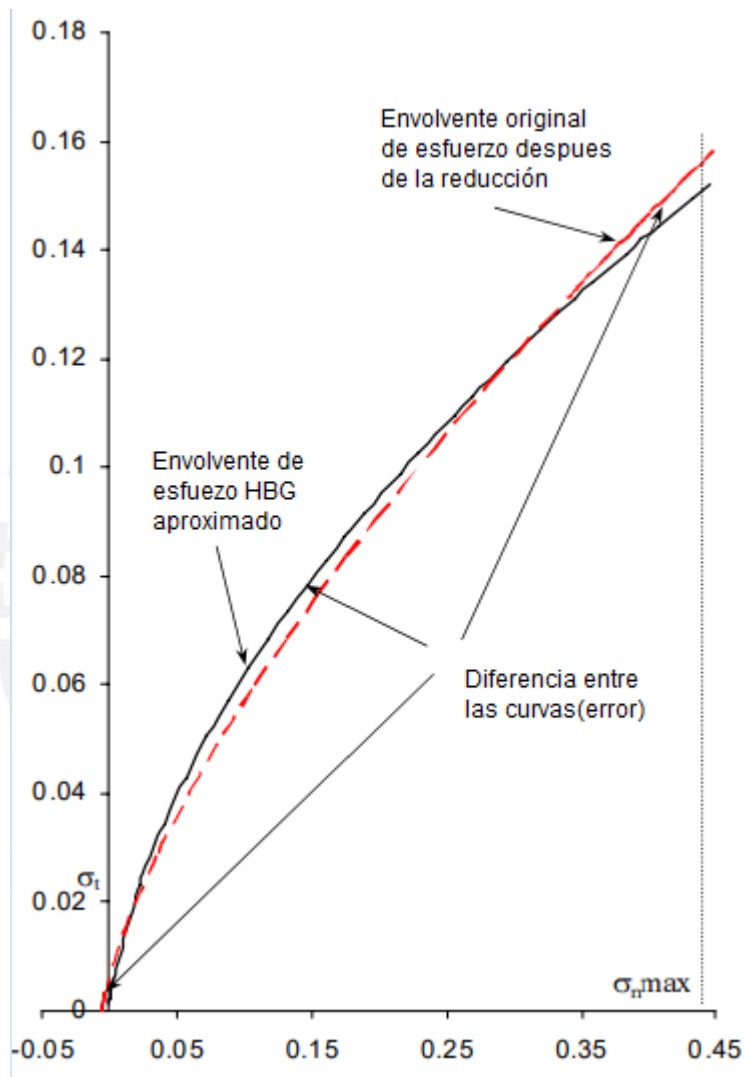
$$= (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b^{red} \left( m_b^{red} \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}^{red}} + s^{red} \right)^{a^{red}-1}}}{2 + am_b^{red} \left( m_b^{red} \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}^{red}} + s^{red} \right)^{a^{red}-1}}$$

La interpretación grafica de la ecuación anterior se muestra a continuación



Para cualquier valor del esfuerzo normal, el cuadrado del error de la aproximación se puede calcular entre la diferencia entre el esfuerzo cortante aproximado y el reducido elevado al cuadrado mediante la ecuación siguiente cuya representación gráfica se muestra abajo.

$$\varepsilon(\sigma_n)^2 = (\tau^{appr} - \tau^{red})^2$$



Por lo tanto, para calcular el error total tendríamos que integrar la función del error, tal como se muestra a continuación

$$Total\ error = \int_{\sigma_i}^{\sigma_{n,max}} \varepsilon(\sigma_n)^2 d\sigma_n$$

### 3. DISEÑO EXPERIMENTAL

En esta sección se presenta los parámetros supuestos para el análisis de estabilidad de taludes

### 3.1. MACIZO ROCOSO

Las propiedades mecánicas y físicas de la roca modelada fueron obtenidas de un proyecto minero a tajo abierto de oro-cobre en Vancouver, y por motivos de confidencialidad no se especificará el nombre del proyecto

**Tabla 3**  
**Propiedades Mecánicas del Macizo Rocoso**

Tipo	Densidad (MN/m <sup>3</sup> )	Poison (ν)	Modulo de Elasticidad (MPa)	UCS (Mpa)	GSI	mi	D
Roca Intrusiva	0.026	0.25	20000	100	45	19	0

Para las propiedades de la discontinuidad se utilizó valores referenciales obtenidos del HandBook of Geotechnical Investigation and Design Tables de Burt Look, tal como se muestra a continuación.

**Ilustración 6**  
**Angulo de Fricción de Juntas de Rocas**

<i>Rock class</i>	<i>Friction angles range (degrees)</i>	<i>Typical rock types</i>
Low friction	20 to 27	Schists, shale
Medium friction	27 to 34	Sandstones, siltstone, chalk, gneiss, slate
High friction	34 to 40	Basalt, granite, limestone, conglomerate

Nota: Tomado de Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables(Burt,2007)

Como la roca intrusiva se encuentra en la clasificación de rocas de alta fricción se utilizó el valor de fricción de 40°, la cual se encuentra dentro del rango teórico. En este sentido, las propiedades mecánicas de la discontinuidad utilizadas en el análisis se muestran a continuación.

**Tabla 4**  
**Propiedades Mecánicas de la Discontinuidad**

Cohesión	Angulo de fricción (°)
0	40

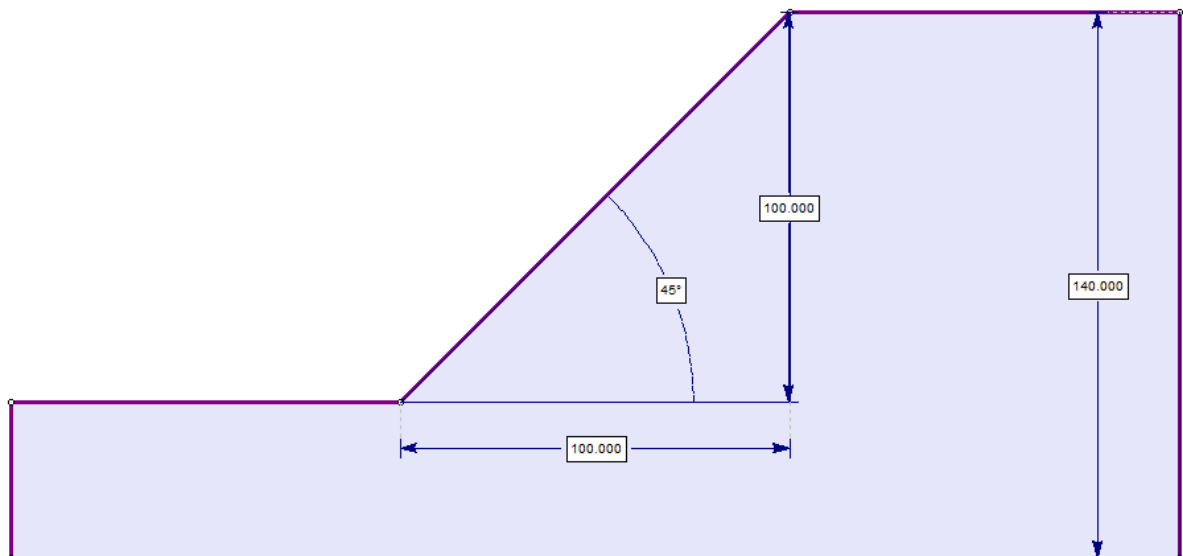
### 3.2. DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TAJO

Para el diseño geométrico del tajo se consideró un ángulo de talud de  $45^\circ$  con una altura de 100 m cuyas coordenadas geométricas se muestra a continuación seguidas de su representación gráfica en el software RS2

**Tabla 5**  
**Coordenadas Geométricas del Tajo**

x	y
0	0
0	40
100	40
200	140
300	140
300	0

**Ilustración 7**  
**Representación Gráfica del Tajo**



### 3.3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS DISCONTINUIDADES

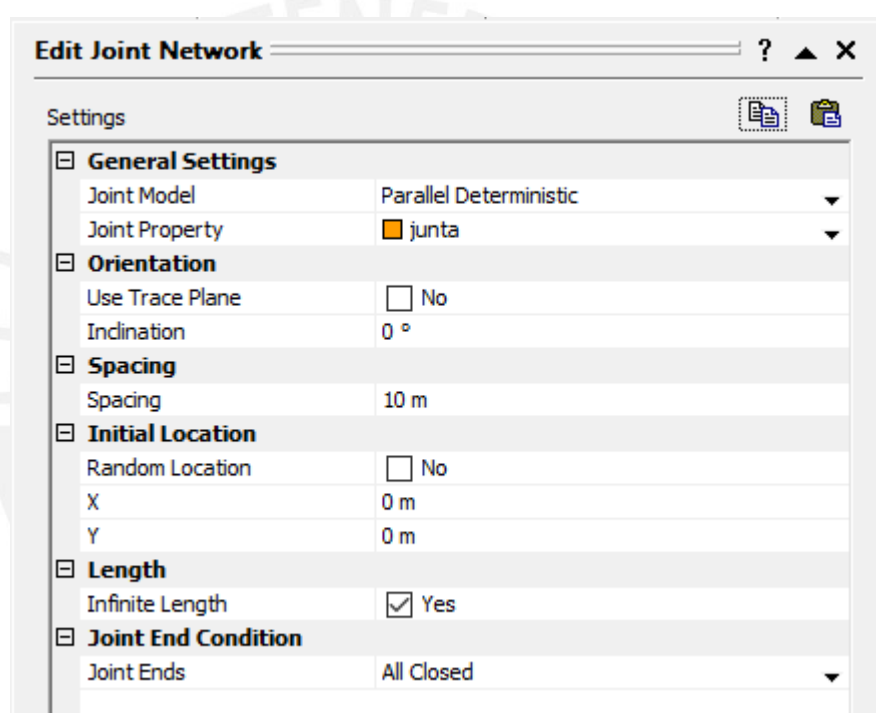
Para el presente trabajo se realizó bajo tres casos en los cuales se utilizaron diferentes propiedades geométricas

#### 3.3.1. CASO 1: ANÁLISIS ORIENTACIÓN- ESPACIAMIENTO

Para este caso, las orientaciones utilizadas fueron valores entre el rango de 0° y 170° con un incremento de 10°, mientras que los espaciamientos utilizados fueron de 10,15, 20 m.

Además, se consideró que las juntas tenían una longitud infinita cuyo valor de origen eran las coordenadas cartesianas (0,0) para mantener un mismo parámetro de iniciación para el análisis, tal como se muestra a continuación

### Ilustración 8 Distribución de Juntas para el Análisis Orientación- Espaciamiento



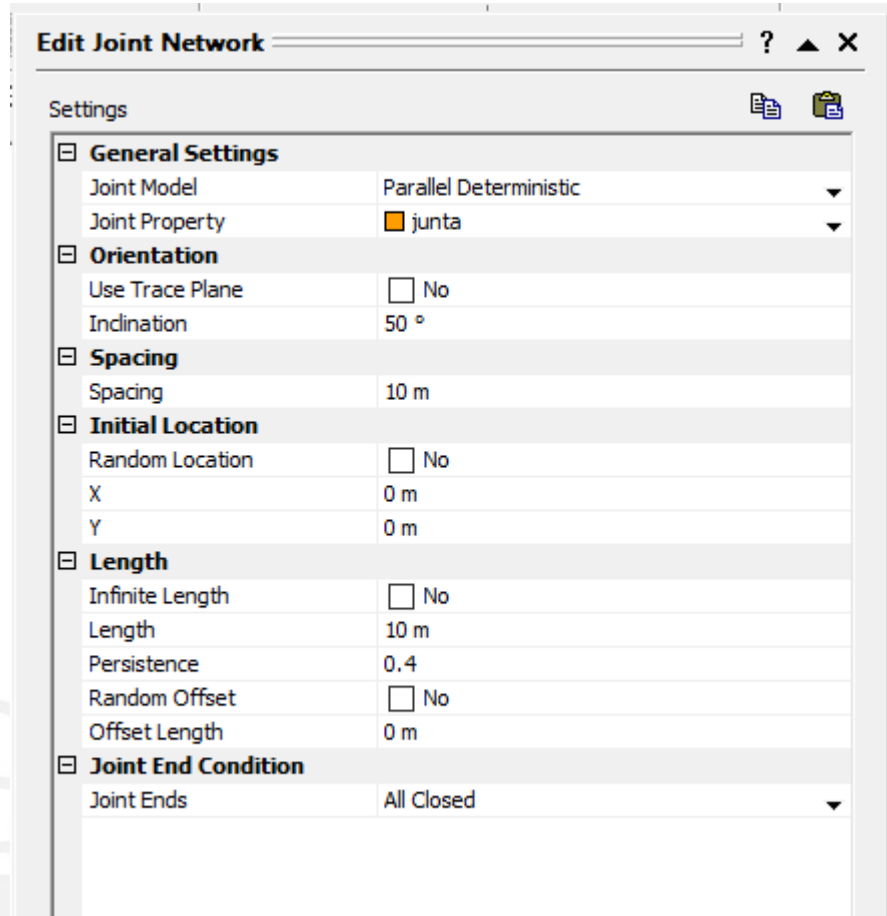
#### 3.3.2. CASO 2: ANÁLISIS LONGITUD -PERSISTENCIA

Para este caso, se tomaron valores fijos de espaciamiento y orientación de 10 m y 50° respectivamente, mientras que los variables de longitud y persistencia en el rango de 10 m-25 m y 0.2-0.8 con valores incrementales de 5 m y 0.2 respectivamente.

De igual manera que en el caso anterior, se utilizaron valores fijos del origen de distribución de las juntas, tal como se muestra a continuación.



## Ilustración 9 Distribución de Juntas para el Análisis Longitud-

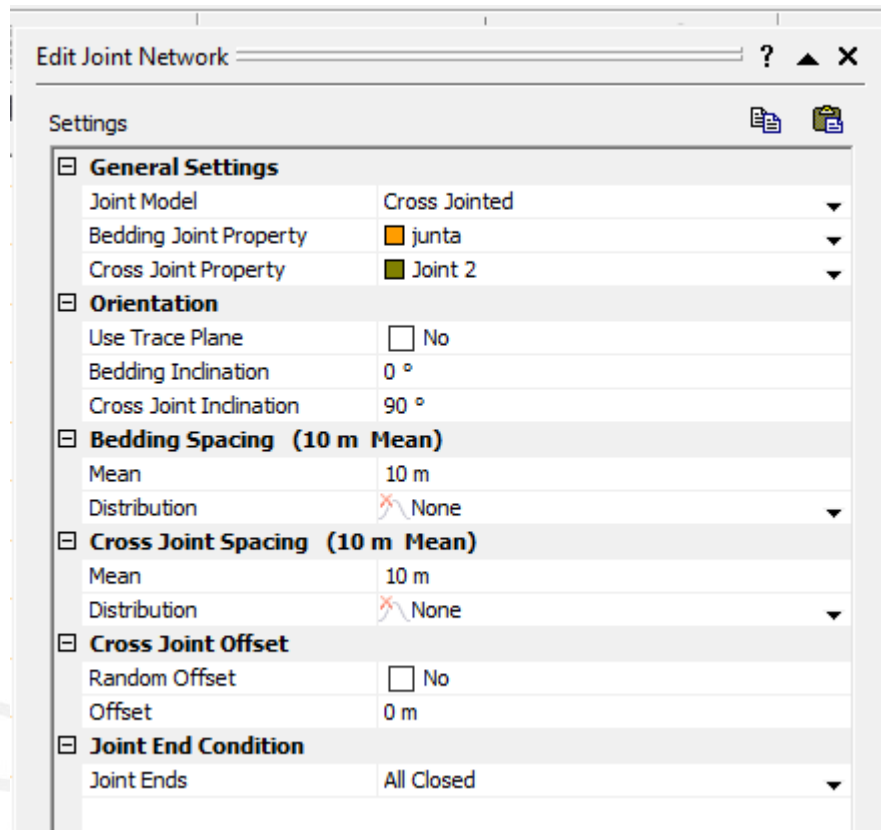


### 3.3.3. CASO 3: ANÁLISIS RED DE 2 JUNTAS- ORIENTACIÓN

Para este caso se simula una red de un par de discontinuidades perpendiculares entre si las cuales se hizo variar su orientación en un rango de valores de 0°-80° con un incremento de 10°. Cabe mencionar que las 2 discontinuidades presentan valores iguales de cohesión, ángulo de fricción y espaciamientos de 0,40° y 10 m respectivamente.

Además, al igual que en los casos anterior la distribución de junta fue seteada con longitud infinita y un mismo punto de origen, tal y como se muestra a continuación

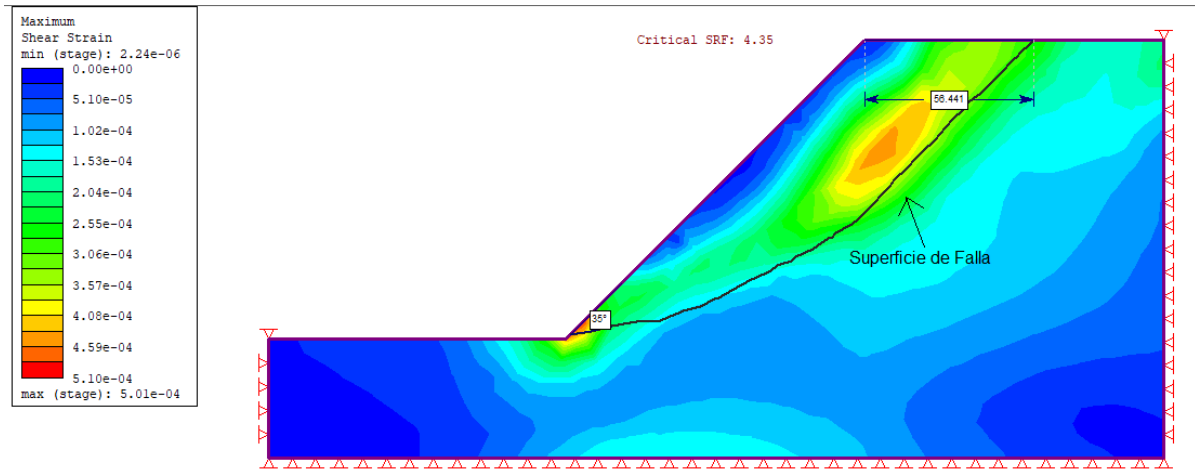
## Ilustración 10 Distribución de Juntas para el Análisis 2 Juntas-Orientación



### 4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Para el análisis de los tres casos, se utilizó un caso base de referencia respecto al factor de seguridad en la cual el modelo no presentaba ninguna discontinuidad cuyo factor de seguridad es de 4.35. Como se observa, el valor del factor de seguridad es estable y mucho mayor al factor de seguridad mínimo aceptable, en este sentido, también se evaluará la variación porcentual de los factores de seguridad en cada caso.

## Ilustración 11 Factor de Seguridad del Caso Base



### 4.1. CASO 1: ANÁLISIS ORIENTACIÓN- ESPACIAMIENTO

A continuación, se muestra una tabla de los factores de seguridad calculados para los parámetros de orientación – espaciamento establecidos anteriormente

**Tabla 6**  
**Factor de Seguridad para el Caso 1**

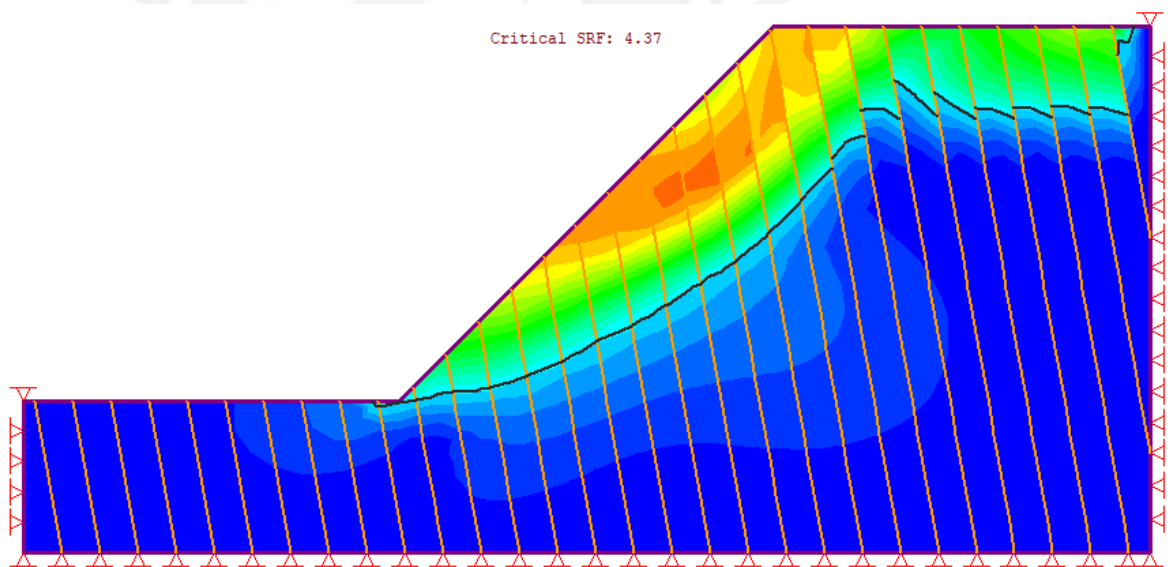
ángulo(°)/esparcimiento(m)	5	10	15
0	4.27	4.39	4.27
10	4.24	4.29	4.28
20	4.27	4.26	4.22
30	4.19	4.25	4.21
40	4.22	4.27	4.26
50	4.15	4.22	4.29
60	4.24	4.24	4.28
70	4.25	4.24	4.29
80	4.31	4.29	4.29
90	4.38	4.42	4.29
100	4.41	4.37	4.34
110	4.36	4.38	4.35
120	4.28	4.37	4.37
130	4.42	4.37	4.4
140	4.4	4.34	4.31
150	4.28	4.34	4.36

160	4.25	4.35	4.28
170	4.28	4.31	4.27

Como se observa en la tabla anterior, los valores del factor de seguridad para los ángulos de 100° y 110° con espaciamientos de 5 y 10 m se muestran en rojo debido a que al momento de calcular el factor de seguridad la superficie de falla no resulto algo real a lo esperado, en ese sentido, se detallara los posibles errores que se pudieron haber generado esa superficie.

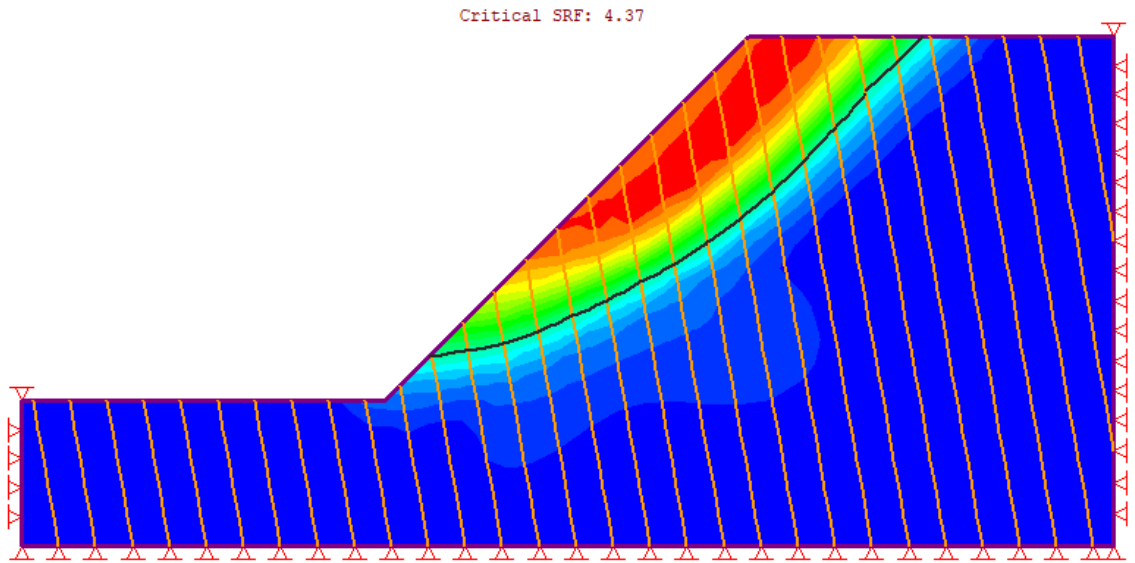
Para el factor de seguridad de 4.37 de la orientación de 100° y espaciamiento de 10 m, se observa que la superficie de falla no logra cortar la parte superior del talud, sino que este corta lateralmente al talud (línea negra), tal como se muestra en la figura a continuación.

**Ilustración 12**  
**Superficie de Falla Original para esp.=10 m y orient.=100°**



Este error se debe a una limitante en la metodología de elementos finitos sobre la tolerancia que puede aceptar el esfuerzo cortante reducido (SSR) dado que si aumentamos la tolerancia de 0.01 a 0.001, este rango es lo suficientemente aceptable para poder llegar a una superficie de falla lógica tal como se muestra a continuación. Cabe mencionar que a pesar de que la tolerancia se incrementara el factor de seguridad sigue siendo el mismo

**Ilustración 13**  
**Superficie de Falla Corregida con Tolerancia SSR=0.001**



De manera similar se aplicó esta corrección para los otros valores en “rojo”, por lo que la tabla corregida se muestra a continuación. Como se observa para el valor de factor de seguridad de espaciamiento 10 m y orientación 110° cambia de 4.38 a 4,384. Por otro lado, para el espaciamiento de 5 m y orientación 100° cambia de 4.41 a 4.36 mientras que para la orientación de 110° el factor de seguridad se mantiene constante.

**Tabla 7**  
**Factor de Seguridad Corregido para el Caso 1**

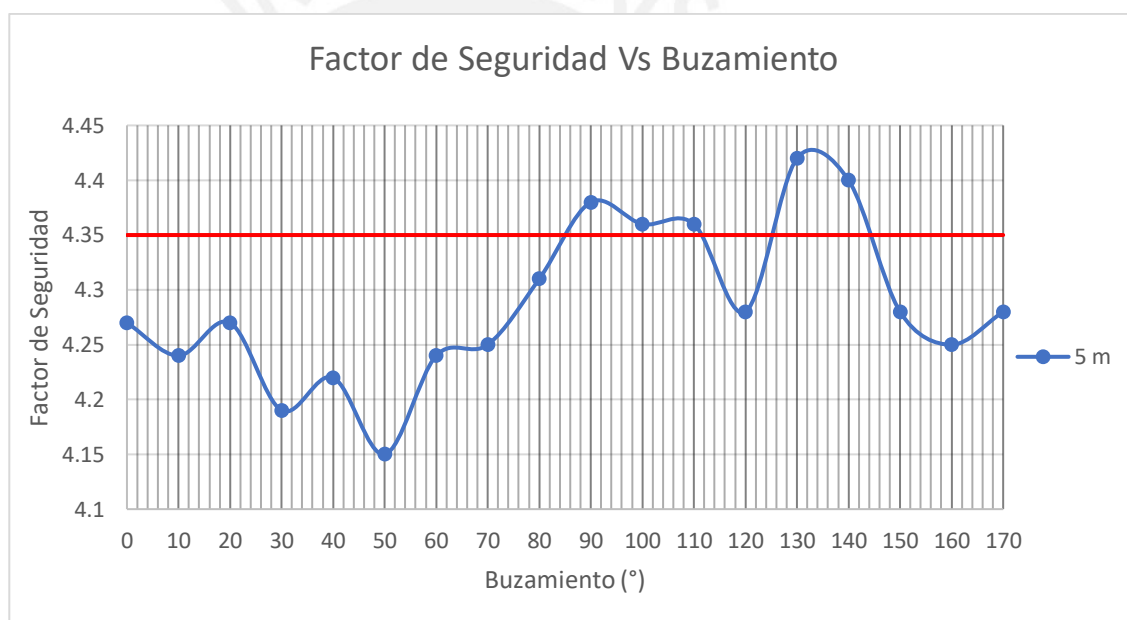
ángulo(°)/espaciamiento(m)	5	10	15
0	4.27	4.39	4.27
10	4.24	4.29	4.28
20	4.27	4.26	4.22
30	4.19	4.25	4.21
40	4.22	4.27	4.26
50	4.15	4.22	4.29
60	4.24	4.24	4.28
70	4.25	4.24	4.29
80	4.31	4.29	4.29
90	4.38	4.42	4.29
100	4.36	4.37	4.34
110	4.36	4.384	4.35

120	4.28	4.37	4.37
130	4.42	4.37	4.4
140	4.4	4.34	4.31
150	4.28	4.34	4.36
160	4.25	4.35	4.28
170	4.28	4.31	4.27

A partir de la tabla anterior, se han realizado graficas para analizar la influencia de la orientación y espaciamento en la estabilidad del talud.

#### 4.1.1. ANÁLISIS DE ORIENTACIÓN

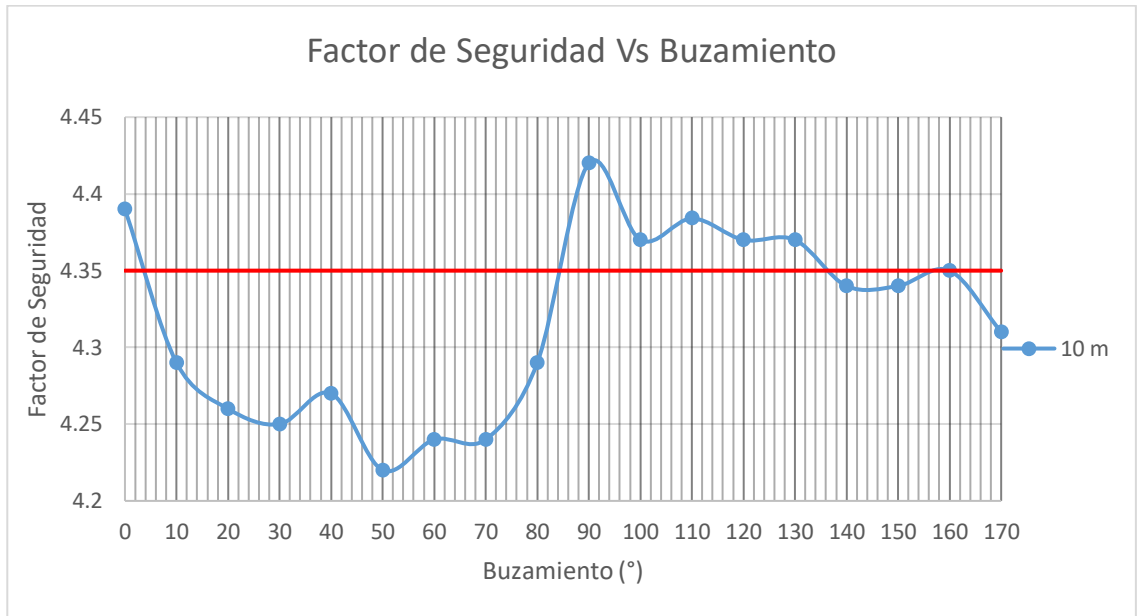
**Ilustración 14**  
**Factor de Seguridad vs Buzamiento para esp=5m**



Como se observa en la gráfica, la estabilidad tiende a disminuir a medida que la orientación aumenta hasta un mínimo para 50°, la cual es una estructura sub-paralela al ángulo del talud de 45°, por lo que si disminuyéramos el incremento de ángulos de 10° a 5° para analizáramos a 45° obtengamos probablemente un factor de seguridad mínimo menor al del 50°. Por otro lado, para ángulos mayores a 50° hasta 90°, el factor de seguridad aumenta dado que esas tienden a ser verticales dando mayor estabilidad al talud con un máximo local en 90°. Además, a partir de 90° hasta 170°, el factor de seguridad comienza a disminuir progresivamente, sin embargo, para el intervalo de 120°-150° este valor se incrementa debido estas son sub-perpendiculares al ángulo de tajo (135°), alcanzando un máximo en 130°, no obstante, si analizáramos en 135° podríamos

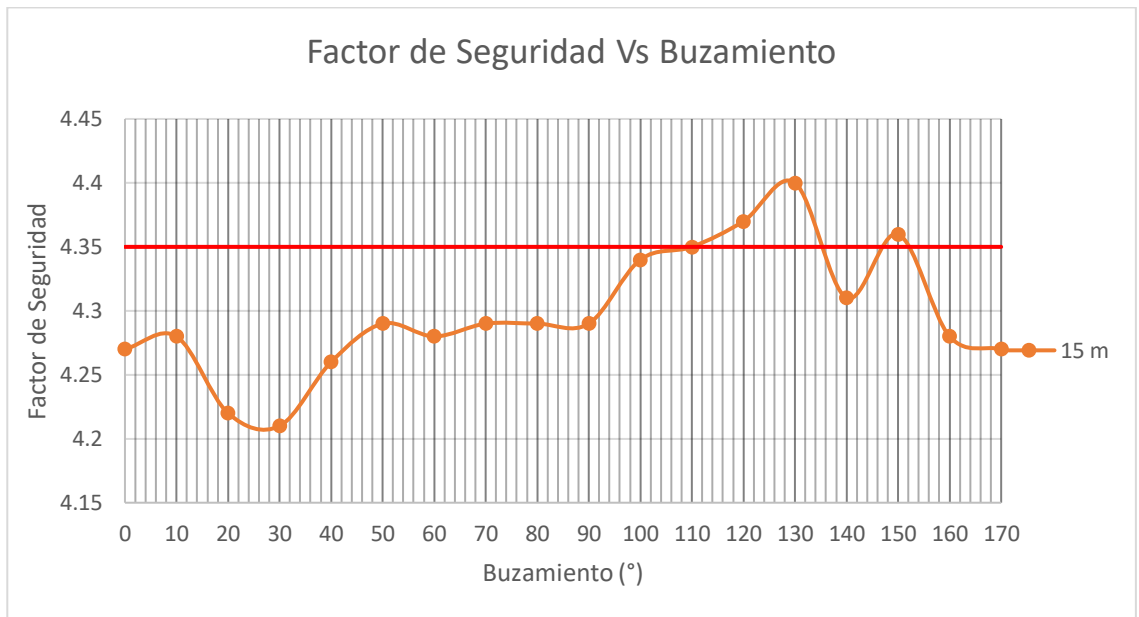
obtener un factor de seguridad mayor al del 130°. También, es importante mencionar que para los intervalos de 85°-102° y 125°-144° aproximadamente el factor de seguridad es mayor a la base de 4.35.

**Ilustración 15**  
**Factor de Seguridad vs Buzamiento para esp=10m**



Análogamente a la explicación de la gráfica anterior, para un espaciamiento de 10 m, el factor de seguridad disminuye en el intervalo de 0° a 50° con un mínimo en este último valor mientras que el factor de seguridad tiene un máximo para 90°. Por otro lado, para el rango sub-perpendicular (120-150) tenemos un máximo local en 130°, sin embargo, es probable que para 135° el factor sea mayor a la del 130 y que a su vez sea mayor que la de 140°, es decir, no siga la tendencia de la gráfica en ese intervalo. Por otro lado, se observa que en los intervalos 0°-4° y 84°-136° el factor de seguridad es mayor al de la base.

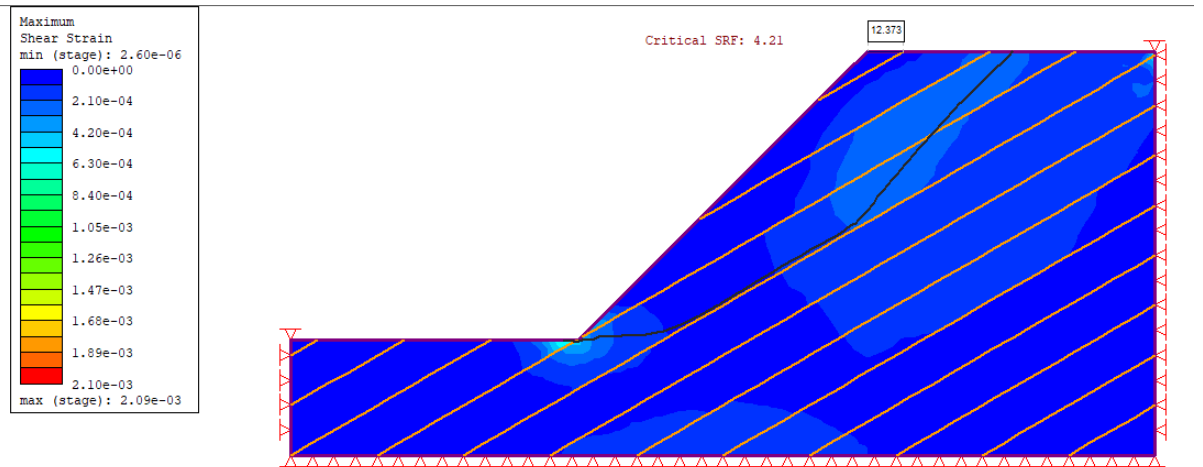
**Ilustración 16**  
**Factor de Seguridad vs Buzamiento para esp=15m**



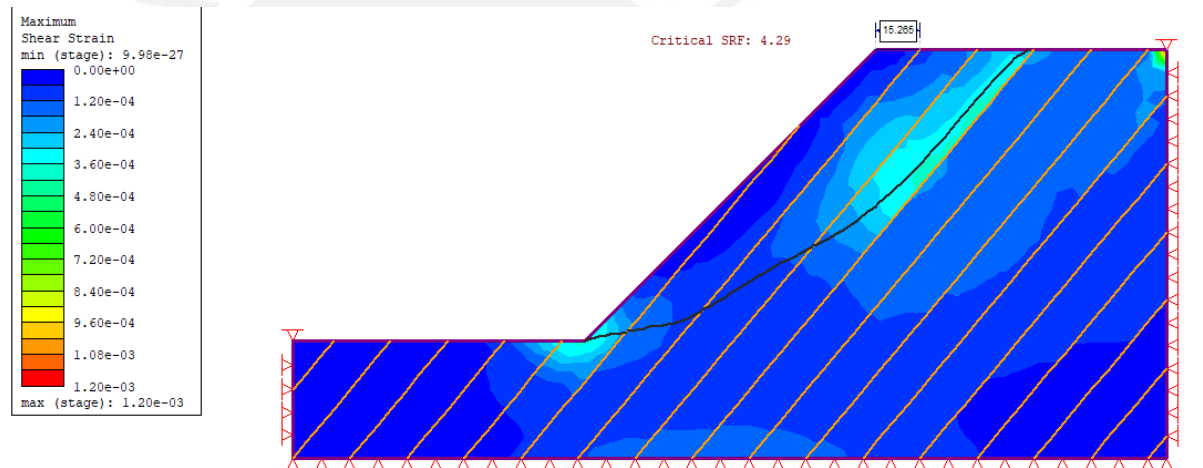
De igual manera que los dos gráficos anteriores, vemos que hay un disminución del factor de seguridad en el rango de 0 a 30° con un mínimo en este ultimo mientras que en el ángulo de 50° hay un máximo local, esta valor que rompen la tendencia de mínimos globales en este valor, esto se debe principalmente a la distribución de juntas en el talud dado que a pesar de que ambos tengan el mismo espaciamiento, la primera junta que toca la parte superior del talud se encuentra a una distancia de 12.373 m para el ángulo de 30°, mientras que el de 50° se encuentra a una distancia de 15.265 m, tal como se muestra en las siguientes figuras. Esto conlleva a una mayor concentración de esfuerzos en la parte inicial por lo que el factor de seguridad es menor en 30° que 50°. Por otro lado, en el rango sub-perpendicular se mantiene la tendencia de un máximo global, y como se mencionó anteriormente, si se analizara el factor de seguridad en 135° probablemente sea mayor al de 130° y a su vez en 140°. Además, cabe mencionar que en los rangos de 110°-136° y 147°-152°, el factor de seguridad es mayor que el de la base.



### Ilustración 17 Distribución de Esfuerzos para 30° de Orientación



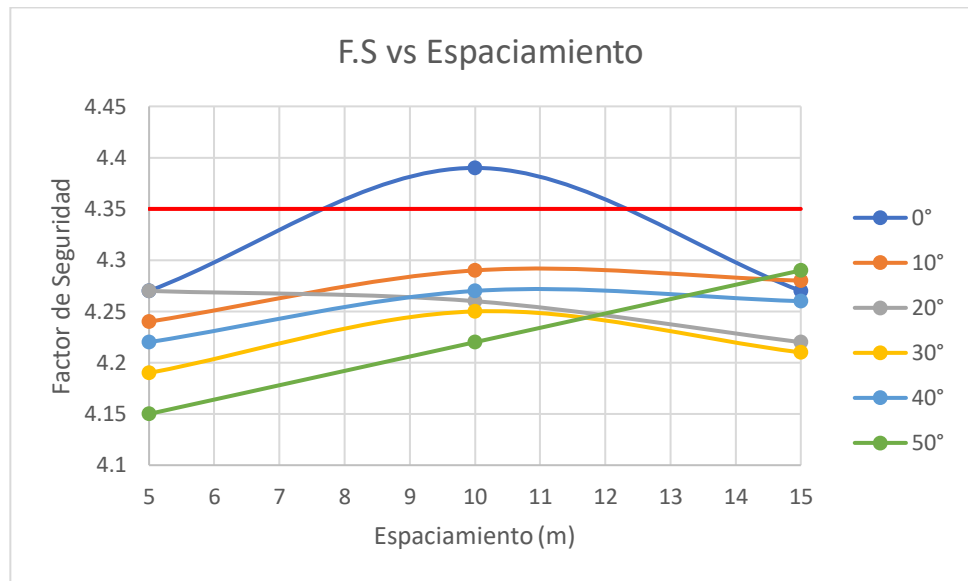
### Ilustración 18 Distribución de Esfuerzos para 50° de Orientación



#### 4.1.2. ANÁLISIS DE ESPACIAMIENTO

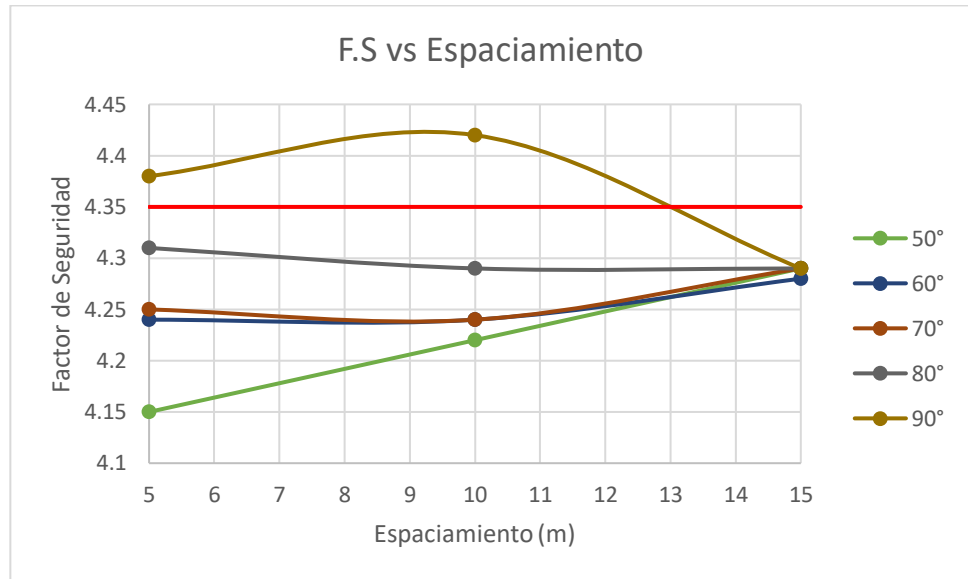
A continuación, se mostrarán un conjunto de graficas para el análisis de la influencia del espaciamiento en la estabilidad separadas en los siguientes grupos, de 0° a 50°, 50° a 90°, de 90° a 130° y de 130° a 170°.

**Ilustración 19**  
**Factor de Seguridad vs Espaciamiento para 0° a 50°**



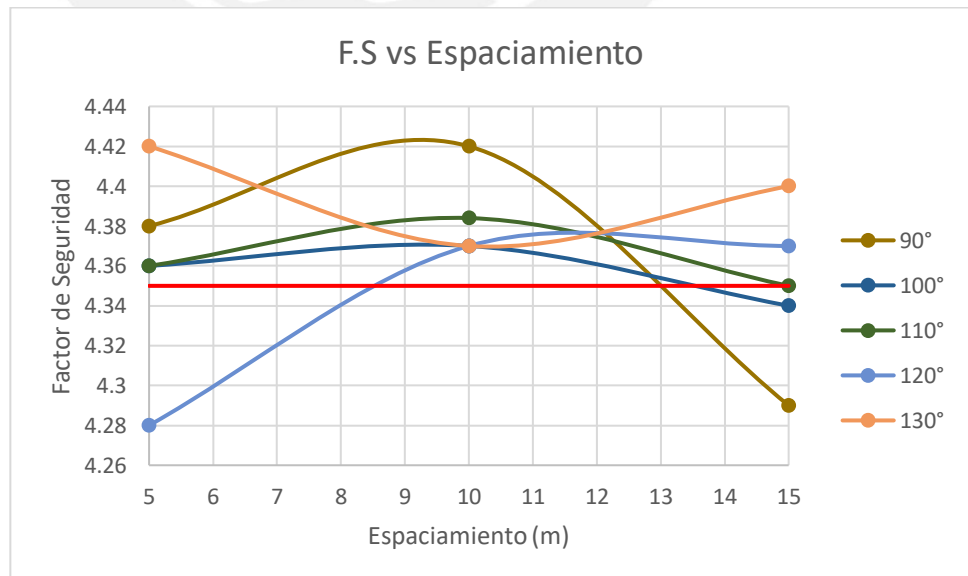
En la gráfica se observa que para los ángulos 0°, 10°, 30° y 40° el factor de seguridad aumenta de 5 a 10 m y de 10 a 15 m disminuye, mientras que para 20° el factor de seguridad es decreciente. Estas tendencias se explican debido a la distribución de las juntas en el espacio dado que si estas hubieran iniciado en el borde superior del talud, es decir, en las coordenadas (200,140) tendrían el mismo comportamiento que las de orientación de 50° (factor de seguridad creciente respecto al incremento del espaciamiento) por la distribución de esfuerzos explicados en la sección anterior.

**Ilustración 20**  
**Factor de Seguridad vs Espaciamento para 50° a 90°**



En este caso, las orientaciones 50°, 60° si son crecientes mientras que para 80° es decreciente. Además, para 70° es decreciente de 5 a 10 m y creciente de 10 a 15 m mientras que para 90° es creciente de 5 a 10 m y de 10 a 15 m es decreciente. Estos últimos comportamientos, se explican por la distribución de las discontinuidades en el espacio, dado que si fuera ideal (todos desde el punto superior del talud) todos tendrían una tendencia creciente.

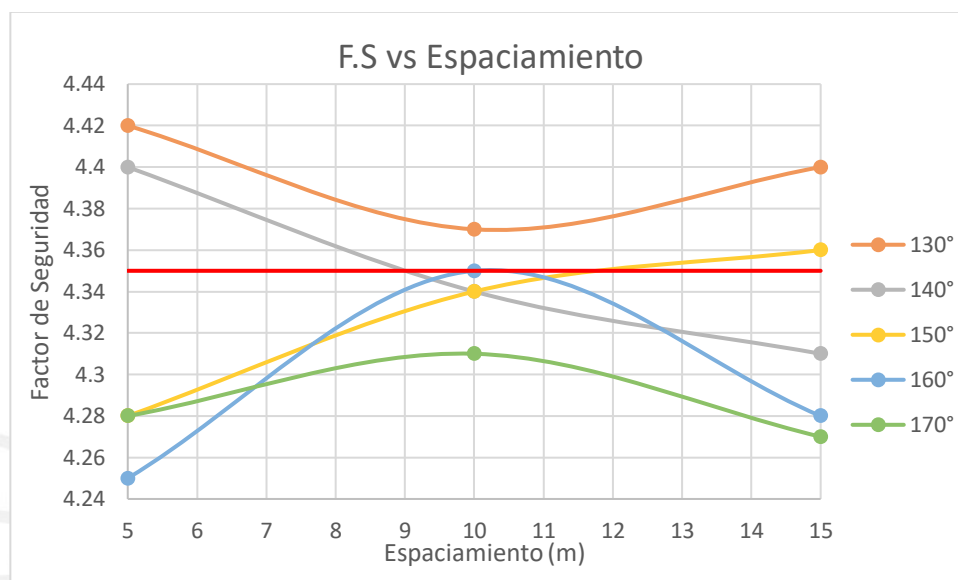
**Ilustración 21**  
**Factor de Seguridad vs Espaciamento para 90° a 130°**



En esta grafica podemos ver que para las orientaciones 90°, 100°, 110°, el factor de seguridad crece en el rango de 5 a 10 m y decrece en el rango

10 a 15 m, de manera opuesta sucede para la orientación de 130°, mientras que para 120° es creciente. Cabe mencionar que este rango de orientación el factor de seguridad supera al modelo sin discontinuidades con excepción de los valores para el espaciamiento de 5 m y 120° de orientación; y espaciamiento de 15 m y orientación de 90°

**Ilustración 22**  
**Factor de Seguridad vs Espaciamiento para 130° a 170°**



Análogamente a las gráficas anteriores, para las orientaciones de 160° y 170° el factor de seguridad respecto al espaciamiento es creciente de 5 a 10m y decreciente de 10 a 15 m, mientras que para la orientación de 130° es lo opuesto. Además, para la orientación de 150°, la orientación es creciente respecto al espaciamiento mientras que para la orientación de 140° ocurre lo contrario. Cabe recalcar que, para la orientación de 130° para cualquier espaciamiento, el factor de seguridad es superior a la base.

#### 4.2. CASO 2: ANÁLISIS LONGITUD -PERSISTENCIA

En la siguiente tabla se muestra los factores de seguridad obtenidos para el caso de análisis.

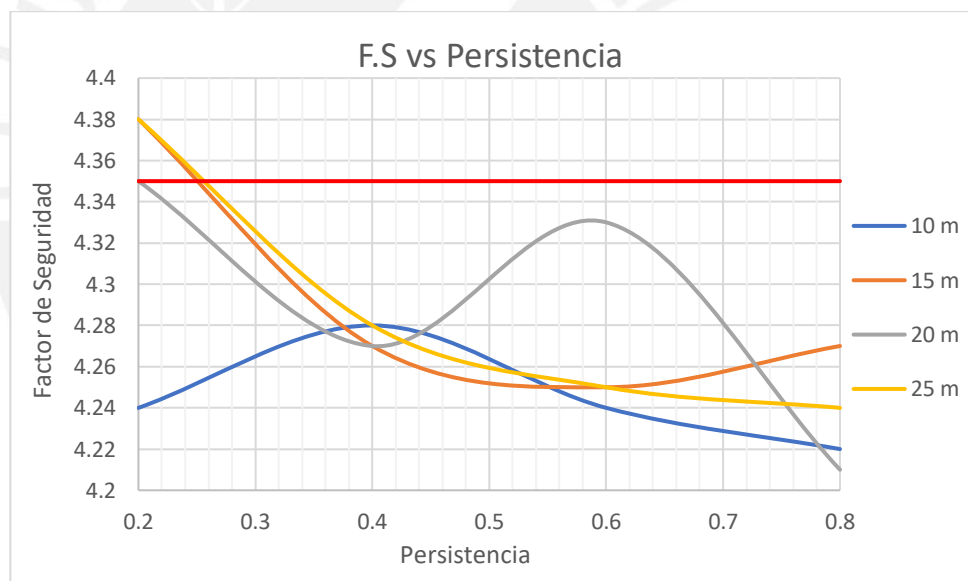
**Tabla 8**  
**Factor de Seguridad para el Caso 2**

Longitud (m)/Persistencia	0.2	0.4	0.6	0.8
10	4.24	4.28	4.24	4.22
15	4.38	4.27	4.25	4.27
20	4.35	4.27	4.33	4.21
25	4.38	4.28	4.25	4.24

A partir de la tabla anterior se generaron un grupo de graficas para analizar la influencia de la longitud de la discontinuidad y su persistencia.

#### 4.2.1. ANÁLISIS DE LA PERSISTENCIA

**Ilustración 23**  
**Factor de Seguridad vs Persistencia**

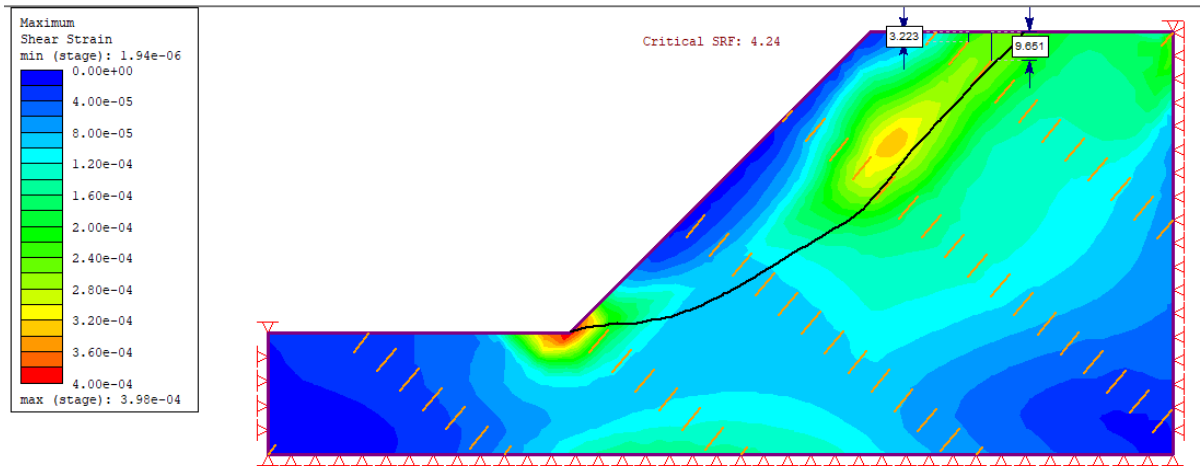


Como se observa en la gráfica, a medida que la persistencia se incrementa disminuye el factor de seguridad, sin embargo, también tenemos 2 máximos locales para la persistencia de 0.4 y longitud de 10 m; y 0.6 de persistencia para una longitud de 25 m.

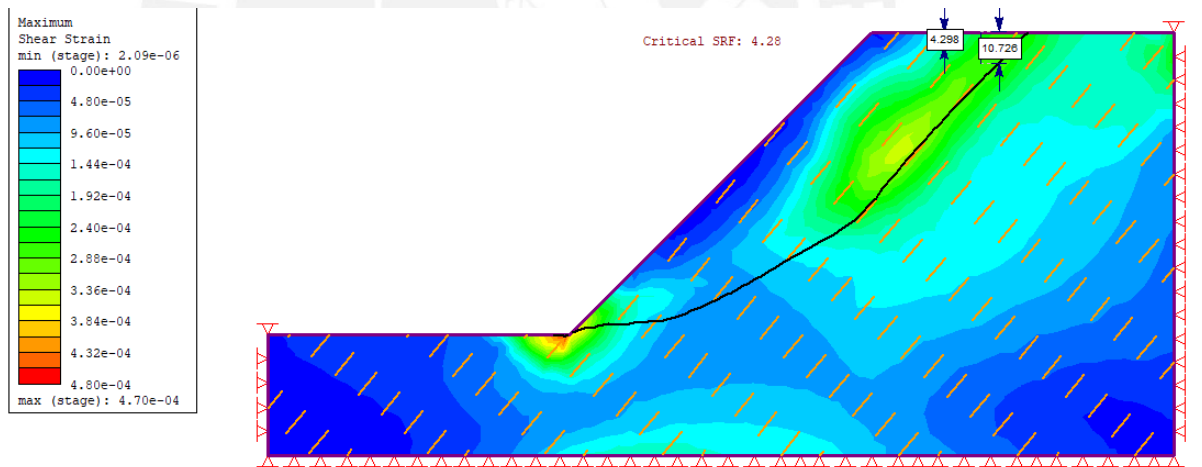
El primer máximo local se debe a que a pesar que para la longitud de 10 m tenemos una misma orientación para las persistencias de 0.2 y 0.4 la distribución de esfuerzos es diferentes, es decir, para la persistencia de 0.2 tiene una mayor concentración a causa de la distribución de las juntas,

porque como se ve en las figuras siguientes, las discontinuidades de persistencia 0.4 se encuentran más lejanas a la parte superior del talud que el de la persistencia de 0.2.

**Ilustración 24**  
**Distribución de Esfuerzos para P=0.2 y L=10m**

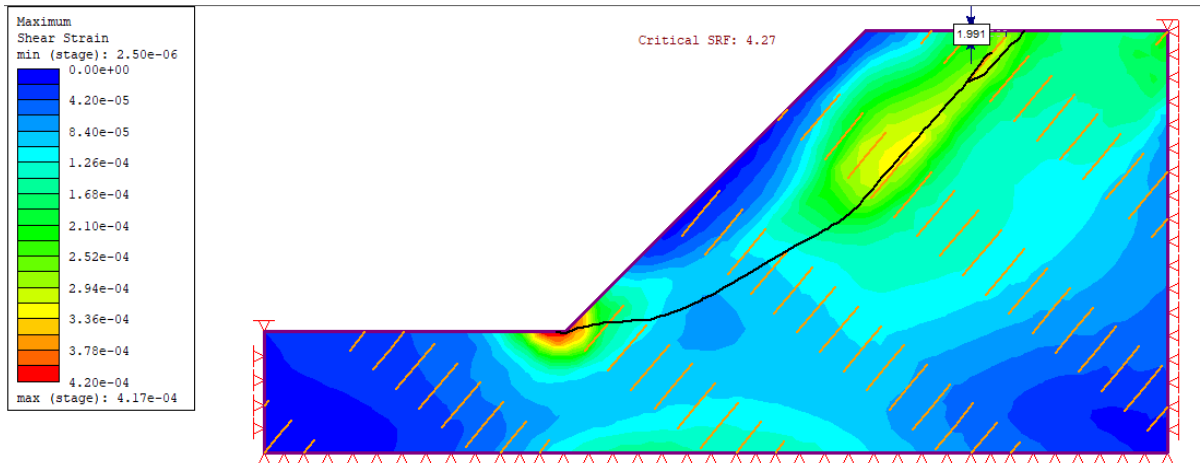


**Ilustración 25**  
**Distribución de Esfuerzos para P=0.4 y L=10m**

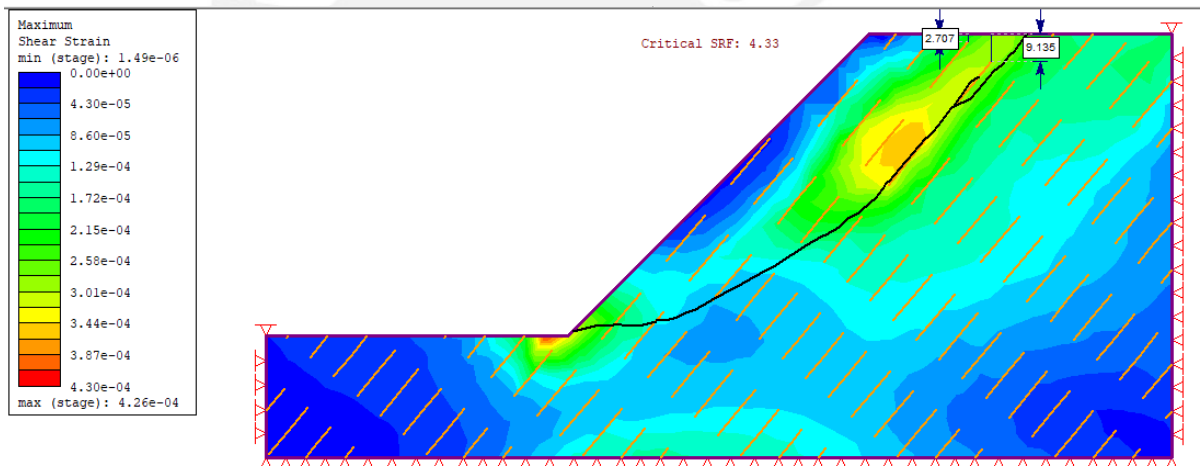


De igual manera, lo anterior sucede para las persistencias de 0.4 y 0.6 para la longitud de 20 m, tal como se muestra a continuación

**Ilustración 26**  
**Distribución de Esfuerzos para P=0.4 y L=20m**

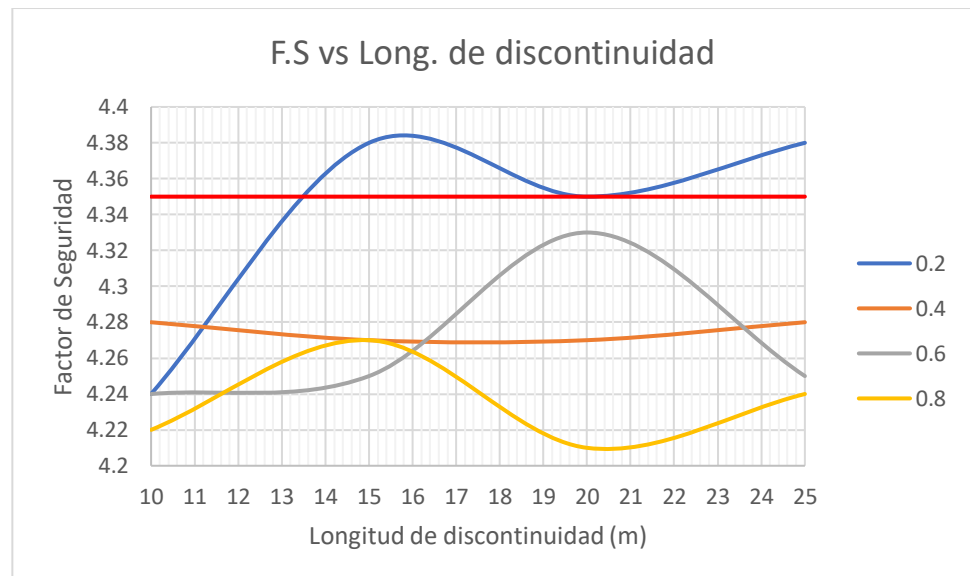


**Ilustración 27**  
**Distribución de Esfuerzos para P=0.6 y L=20m**



## 4.2.2. ANÁLISIS DE LONGITUD

**Ilustración 28**  
**Factor de Seguridad vs Longitud**



Como se observa en la gráfica el comportamiento del factor es errático, presentando un mínimo y máximo local para las rectas de 0.2 y 0.8, mientras que para la de 0.6 hay un máximo global y finalmente para la de 0.4 un mínimo global. No obstante, el factor de seguridad de las curvas es menor al de la base, esto nos indica que cuanto más continua sea nuestra recta el factor de seguridad disminuirá.

## 4.3. CASO 3: ANÁLISIS RED DE 2 JUNTAS- ORIENTACIÓN

El factor de seguridad calculado para la orientación del bloque de roca encerrada por una red de 2 juntas se muestra a continuación. Cabe mencionar además que los valores resaltados en amarillo tienen importancia en el análisis por lo visto en el caso 1.

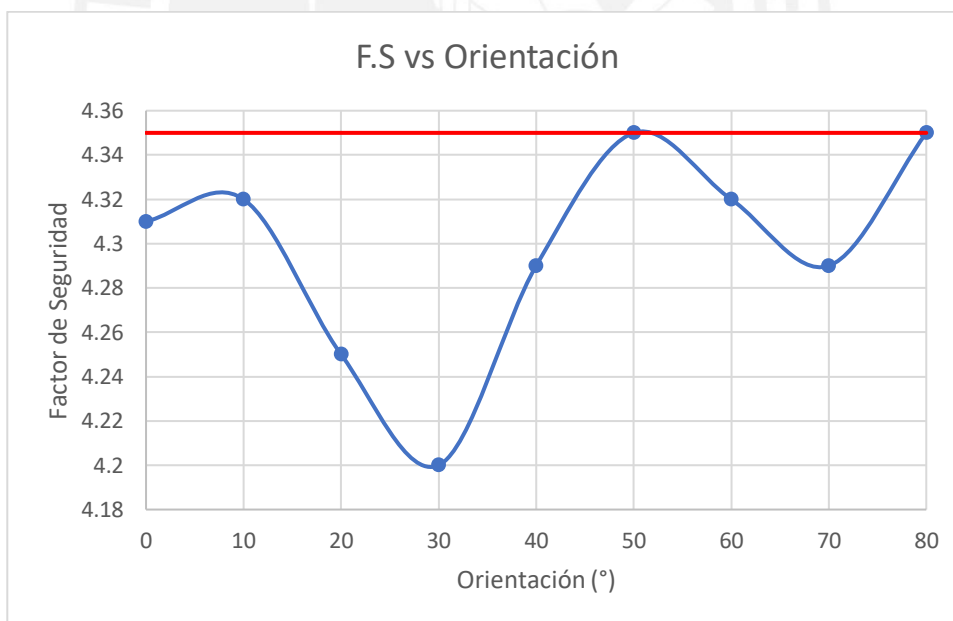


**Tabla 9**  
**Factor de Seguridad para el Caso 3**

Junta 1 (°)	Junta 2(°)	Orientacion (°)	Factor de Seguridad
0	90	0	4.31
10	100	10	4.32
20	110	20	4.25
30	120	30	4.2
40	130	40	4.29
50	140	50	4.35
60	150	60	4.32
70	160	70	4.29
80	170	80	4.35

A partir de la tabla anterior se realizó la siguiente grafica.

**Ilustración 29**  
**Factor de Seguridad vs Orientación de 2 Juntas**



De primera impresión vemos que la estructura de 2 juntas perpendiculares entre si tienen un factor de seguridad menor al de la base. En ese sentido, para la orientación de 50° vemos un máximo local de valor similar al de la base, por lo que en el caso critico de una junta paralela y perpendicular al ángulo del talud se podría modelar como un modelo continuo. Por otro lado, para la orientación de 30°, para valores mínimos del rango de sub-paralelo (45± 15) y sub-perpendicular(135±15) tenemos un mínimo máximo de 4.2.

#### 4.4. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LAS DISCONTINUIDADES

A continuación, se mostrarán las tablas de las variaciones porcentuales del factor de seguridad para cada caso.

**Tabla 10**  
**Variación Porcentual del Factor de Seguridad para el Caso 1**

angulo(°)/espacim(m)	5	10	15
0	1.84%	-0.92%	1.84%
10	2.53%	1.38%	1.61%
20	1.84%	2.07%	2.99%
30	3.68%	2.30%	3.22%
40	2.99%	1.84%	2.07%
50	4.60%	2.99%	1.38%
60	2.53%	2.53%	1.61%
70	2.30%	2.53%	1.38%
80	0.92%	1.38%	1.38%
90	-0.69%	-1.61%	1.38%
100	-0.23%	-0.46%	0.23%
110	-0.23%	-0.78%	0.00%
120	1.61%	-0.46%	-0.46%
130	-1.61%	-0.46%	-1.15%
140	-1.15%	0.23%	0.92%
150	1.61%	0.23%	-0.23%
160	2.30%	0.00%	1.61%
170	1.61%	0.92%	1.84%
Max (%)	4.60%	2.99%	3.22%
Min(%)	-1.61%	-1.61%	-1.15%

**Tabla 11**  
**Variación Porcentual del Factor de Seguridad para el Caso 2**

Long (m)/Persistencia	0.2	0.4	0.6	0.8
10	2.64%	1.72%	2.64%	3.10%
15	-0.57%	1.95%	2.41%	1.95%
20	0.11%	1.95%	0.57%	3.33%
25	-0.57%	1.72%	2.41%	2.64%

**Tabla 12**  
**Variación Porcentual del Factor de Seguridad para el Caso 3**

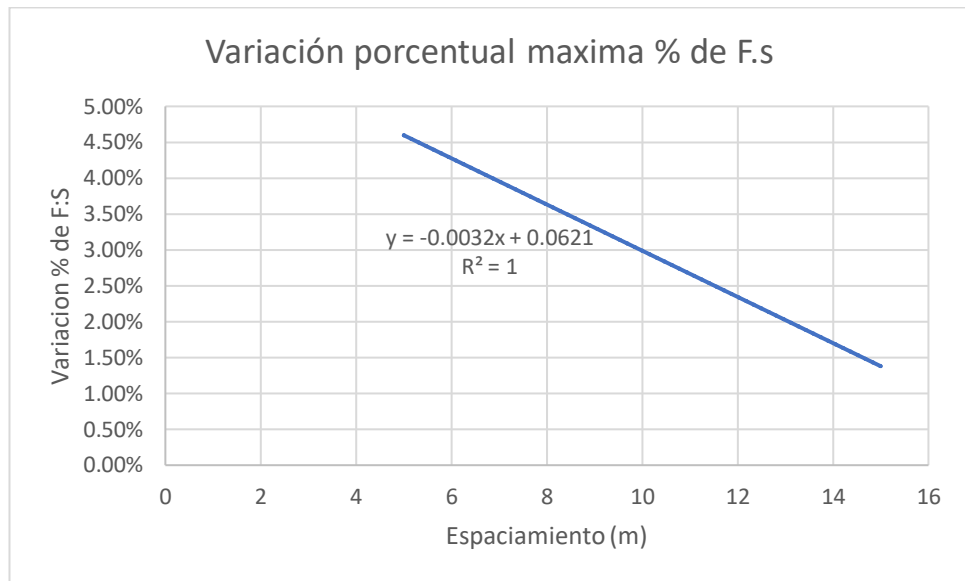
Orientación (°)	% Variación
0	0.92%
10	0.69%
20	2.30%
30	3.45%
40	1.38%
50	0.00%
60	0.69%
70	1.38%
80	0.00%

Como se observan en las tablas, vemos que las propiedades geométricas de las discontinuidades tienen una influencia moderada en el factor de seguridad, teniendo en cuenta el caso más crítico en aquellas discontinuidades de orientaciones paralelas al talud, de gran longitud y persistencia y bajo espaciamiento

Por otro lado, viendo que la variación máxima para los casos expuestos es de 4.6% para la orientación paralela podríamos decir que esta es la más importante de las propiedades de las discontinuidades, en este sentido, se podría modelar el talud de manera continua considerando una variación máxima del factor de seguridad 6.21% (determinada a partir de un escalamiento del grafica siguiente)

### Ilustración 30

#### Variación Porcentual Máxima del Factor de Seguridad



## 5. CONCLUSIONES

- A causa de la alta resistencia de la roca, el factor de seguridad tiene valores por encima de 4 por lo que no se aprecia el impacto de la variabilidad del arreglo estructural. En este sentido, si el macizo rocoso fuera de resistencias bajas como de rocas sedimentarias o metamórficas sería más visible el impacto
- El método de elementos finitos (FEM) tienen límites en el cálculo de la superficie de falla dado por el rango de tolerancia del cálculo, por lo que el diseñador debe de analizar si las superficies generales son probables o no, y encontrar la más probable mediante la edición de parámetros como el rango de tolerancia, número de iteraciones, número de elementos enmallados (MESH), tipo de elemento, entre otros.
- Las correlaciones de las variables orientación y espaciamiento puede ser modelada por funciones armónicas por tramos teniendo en cuenta que vamos a tener mínimos locales en  $\theta^\circ$  y  $75^\circ + \theta^\circ$  ( $\theta = \text{ángulo del talud}$ ) y máximos locales en  $90^\circ$  y  $90^\circ + \theta^\circ$
- La correlación espaciamiento con el factor de seguridad no es decreciente en todos los casos debido a la distribución de las juntas en el espacio

- Para el caso de juntas perpendiculares entre si el factor de seguridad es menor al del modelo continuo
- El factor de seguridad mínimo crítico se encuentra en estructuras sub-paralelas al ángulo del talud
- A medida que la discontinuidad es más persistente el factor de seguridad del macizo tiende a disminuir sin embargo si correlacionamos este último con la longitud de la discontinuidad, es errático debido a su distribución en el espacio
- Las propiedades geométricas de las discontinuidades tienen una influencia considerable en la estabilidad global del talud, siendo la orientación y el espaciamiento las más críticas, En este sentido, se puede modelar de manera continua al macizo rocoso como continuo con una variación de 6.41% que sería la condición más crítica del factor de seguridad

## 6. RECOMENDACIONES

- La tesis podría expandirse al evaluar las influencias de los parámetros geométricos de las discontinuidades a taludes de nivel banco e inter-rampa de una mina
- Se podría hacer una comparación entre los resultados obtenidos por elementos finitos y equilibrio límite a fin de evaluar el costo/beneficio de estos tipos de modelos para estructuras discretas
- Se podría comparar el modelamiento del macizo rocoso continuo con estructuras discretas con la del criterio de falla anisotrópico generalizado para evaluar si el factor de seguridad y la superficie de falla son similares

## 7. BIBLIOGRAFÍA

Azami, A., Yacoub, T., Curran, J., & Wai, D. (2013). A constitutive model for jointed rock mass. ISRM International Symposium - EUROCK 2013, 385–390. <https://doi.org/10.1201/b15683-65>

- Bar, N., Weekes, G., & Welideniya, S. (2018). Benefits and limitations of applying directional shear strengths in 2d and 3d limit equilibrium models to predict slope stability in highly anisotropic rock masses. *Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses - Selected Papers from the 2018 European Rock Mechanics Symposium, EUROCK 2018*, 399–404.
- Chen, W., Wang, L., Tan, X., & Lei, J. (2019). An integrated approach for jointed rock slope stability analysis using stochastic discrete fractures: A case study in mountains area. *MATEC Web of Conferences*, 295, 03003. <https://doi.org/10.1051/matecconf/201929503003>
- Eduardo Frías Valero. (2004). El Metodo De Los Elementos Finitos (Mef Ó Fem). *Aportaciones Al Estudio De Las Maquinas Electricas De Flujo Axial Mediante La Aplicacion Del Metodo De Los Elementos Finitos*, 111–144.
- Fomenko, I. K., & Zerkal, O. V. (2017). The Application of Anisotropy of Soil Properties in the Probabilistic Analysis of Landslides Activity. *Procedia Engineering*, 189(May), 886–892. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.138>
- Hahn, G. W. (1969). Presentation of the distinguished service scroll to B. Edwin Erikson. In *American Journal of Orthodontics* (Vol. 56, Issue 2). [https://doi.org/10.1016/0002-9416\(69\)90237-1](https://doi.org/10.1016/0002-9416(69)90237-1)
- Hammah, R. E., Yacoub, T., Corkum, B., & Curran, J. H. (2008). The practical modelling of discontinuous rock masses with finite element analysis. *42nd U.S. Rock Mechanics - 2nd U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium*, September.
- Hammah, R. E., Yacoub, T. E., Corkum, B. C., & Curran, J. H. (2005). The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion. *American Rock Mechanics Association - 40th US Rock Mechanics Symposium, ALASKA ROCKS 2005: Rock Mechanics for Energy, Mineral and Infrastructure Development in the Northern Regions*, i.
- Huang, F., Shen, J., Cai, M., & Xu, C. (2019). An Empirical UCS Model for Anisotropic Blocky Rock Masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(9), 3119–3131. <https://doi.org/10.1007/s00603-019-01771-2>
- Hwang, J., Dewoolkar, M., & Ko, H. Y. (2002). Stability analysis of two-dimensional excavated slopes considering strength anisotropy. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1026–1038. <https://doi.org/10.1139/t02-057>
- Ludger, S.-B., Alvaro, C. C., & Andre, P. de A. (2009). Mechanical Anisotropy of the Gneis At the Porce Iii Hydroelectric Powerhouse. *Boletín de Ciencias de La Tierra*, 27, 79–96.
- Ramirez, P., & Alejano, L. (2004). Problemas de Mecánica de Rocas - Fundamentos e Ingeniería de Taludes. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 300. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Rao, P., Rao, P., Wu, J., & Mo, Z. (2020). 3D Limit Analysis of the Transient Stability of Slope during Pile Driving in Nonhomogeneous and Anisotropic Soil. *Advances in Civil Engineering*, 2020. <https://doi.org/10.1155/2020/7560219>
- Riahi, A., Hammah, E. R., & Curran, J. H. (2010). Limits of applicability of the finite element explicit joint model in the analysis of jointed rock problems. *44th US Rock Mechanics Symposium - 5th US/Canada Rock Mechanics Symposium*.

- Sainsbury, B. L., & Sainsbury, D. P. (2017). Practical Use of the Ubiquitous-Joint Constitutive Model for the Simulation of Anisotropic Rock Masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(6), 1507–1528. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1177-3>
- Shamsuzzoha, M. (2015). Influencing Factors of Borehole Failure in Bedding Plane of a Reservoir. *Journal of Mechanical Engineering*, 45(1), 41–47. <https://doi.org/10.3329/jme.v45i1.24383>
- Wang, P. T., Yang, T. H., Xu, T., Yu, Q. L., & Liu, H. L. (2013). A model of anisotropic property of seepage and stress for jointed rock mass. *Journal of Applied Mathematics*, 2013. <https://doi.org/10.1155/2013/420536>
- Wang, P., Yang, T., & Zhou, J. (2018). Slope failure analysis considering anisotropic characteristics of foliated rock masses. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(9). <https://doi.org/10.1007/s12517-018-3583-6>
- Wu, L. Z., Zhang, L. M., Zhou, Y., & Li, B. E. (2017). Analysis of multi-phase coupled seepage and stability in anisotropic slopes under rainfall condition. *Environmental Earth Sciences*, 76(14). <https://doi.org/10.1007/s12665-017-6811-6>
- Yang, T. hong, Shi, W. hao, Wang, P. tao, Liu, H. lei, Yu, Q. lei, & Li, Y. (2015). Numerical simulation on slope stability analysis considering anisotropic properties of layered fractured rocks: a case study. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(8), 5413–5421. <https://doi.org/10.1007/s12517-014-1609-2>
- Zhu, H., Zhang, L. M., & Xiao, T. (2019). Evaluating stability of anisotropically deposited soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(5), 753–760. <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0210>