

TÍTULO: Evaluación de la estabilidad de taludes en roca usando método de elementos finitos (FEM) y redes de fracturas discretas (DFN).

F. Morales Simpson¹; S. Villalobos Cifuentes²; R. King St-Onge³

RESUMEN: La evaluación numérica de taludes nos permite analizar el comportamiento que tendrá un macizo rocoso ante un diseño de intervención en la roca y es fundamental para el estudio previo a un desarrollo minero o ingenieril.

En este trabajo se realiza una simulación de evaluación de la estabilidad de taludes en roca utilizando el método de elementos finitos incorporando mallas de fracturas discretas en un modelo sintético de roca tipo ígneo, metamórfico y sedimentario con la finalidad de comprender el comportamiento que tendrá al deformarse bajo condiciones secas donde los mecanismos de falla están controlados principalmente por condiciones estructurales y gravitacionales.

La caracterización geológica desarrollada en esta investigación incluye variables como: designación de calidad de roca (RQD), clasificación empírica de la roca utilizando sistema Q_{slope} de Bar y Barton (2016) y criterio de resistencia de las discontinuidades de Barton y Bandis (1991) para 4 índices de resistencia geológica (GSI).

PALABRAS CLAVES: Análisis numérico, método elementos finitos, índice resistencia geológica (GSI).

ABSTRACT: The numerical evaluation of slopes allows us to analyze the behavior of having a rock mass before an intervention design in the rock and it is fundamental for the previous study to a mining or engineering development.

In this work a simulation of the evaluation of the stability of the exercises in the rock is carried out using the method of the finite elements incorporating the rules of fracture in the synthetic model of the igneous, metamorphic and sedimentary rock with the purpose of understanding the behavior that will have to deform under conditions where the mechanisms of failure are controlled mainly by structural and gravitational conditions.

The geological characterization developed in this investigation includes variables such as: designation of rock quality (RQD), empirical classification of the rock in the control system of Bar and Barton (2016) and criterion of resistance of the discontinuities of Barton and Bandis (1991) for 4 geological resistance indices (GSI).

KEYWORDS: Numerical analysis, finite element method, geological resistance index (GSI).

¹Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, fmorales@ing.ucsc.cl

²Profesor asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, svillalobos.ic@gmail.com

³Profesor informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, rking@ucsc.cl

1. INTRODUCCIÓN

Los eventos deslizantes de bloques rocosos son consecuencia de malas condiciones del macizo y se deben a la presencia de estructuras, alteraciones de las propiedades mineralógicas, etc. cuyos eventuales comportamientos son gobernados por estructuras geológicas como fracturas o diaclasas y son gatillados por factores externos como: sobrecarga, agua, vegetación y factores antrópicos como: cambios en la topografía y cargas del talud, cambio en las condiciones de humedad, vibraciones, cambios en la cobertura vegetal, entre otros. Los métodos de análisis numéricos han sido ampliamente utilizados teniendo una gran aceptación, debido a que facilita la construcción de mallas de sistemas de discontinuidades explícitas en modelos numéricos, lo que permite alcanzar un enfoque más realista en el análisis y diseño geotécnico. La técnica ofrece la ventaja de considerar datos estructurales recolectados en terreno por mapeos u otras técnicas más avanzadas.

El análisis de la estabilidad de taludes es de vital importancia para prevenir riesgos asociados al deslizamiento de bloques, debido a que estas inestabilidades se desarrollan en macizos rocosos con sistemas de discontinuidades como fallas, planos de estratificación, planos de foliación, diaclasas y fracturas. En general, los sistemas de discontinuidades se presentan en forma de conjuntos o sets, los que son registrados mediante la medición de sus parámetros geométricos como: orientación, longitud y espaciamiento. Actualmente los métodos de caracterización geotécnica permiten determinar la calidad de la roca, clasificar el macizo rocoso y con esto poder evaluar la resistencia al corte de los sistemas y posibles modos de falla de los bloques de roca formados por la intersección de dos o más discontinuidades.

El presente trabajo tiene como finalidad utilizar una herramienta de modelamiento numérico para verificar la estabilidad de taludes mediante el índice de resistencia geológica propuesto por Hoek (1994) y Hoek et al., (1995) evaluando tres taludes de roca de tipo: sedimentario, ígneo y metamórfico en un modelo sintético semi discontinuo incorporando explícitamente sistemas de discontinuidades utilizando el método de elementos finitos (FEM) en RS2 (Versión 8.0) “software”. Rocscience Inc. Las rocas modeladas en este estudio, no son afloramientos reales, pero su simulación permite clasificar, caracterizar, modelar y analizar la geometría utilizando una metodología empírica.

Este trabajo espera evaluar y generar recomendaciones útiles para futuras investigaciones de manera de orientar las proyecciones de este trabajo.

1.1. MARCO TEÓRICO

1.1.1. Criterio generalizado de Hoek y Brown.

Como señala Hoek y Brown (2002), el criterio fue originalmente diseñado para determinar la resistencia de los macizos rocosos en roca dura o intacta. Sin embargo, debido a que es necesario considerar que el comportamiento de un macizo rocoso es gobernado por la geometría y los parámetros físicos y mecánicos de las estructuras presentes, el criterio ha evolucionado y ha estado en continuas mejoras que han conllevado a la reformulación del criterio original, denominándolo criterio generalizado de Hoek y Brown (Hoek y Brown, 2002). Corresponde a un criterio empírico con diversas y variadas maneras de interpretar las relaciones que se pueden obtener. Está definido por la Ecuación 1:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * (m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s)^a \quad (1)$$

Donde σ'_1 y σ'_3 corresponden a los esfuerzos efectivos principales (mayor y menor respectivamente) en la condición de falla, m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por la Ecuación 2:

$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2)$$

Los parámetros s y a son constantes que dependen de las características del macizo rocoso dadas por las relaciones 3 y 4 respetivamente:

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}\right) \quad (4)$$

La constante σ'_{ci} (Ecuación 1) corresponde a la resistencia a la compresión uniaxial de los trozos o bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso, Hoek y Brown (1999) proponen tablas para su estimación en terreno, sin embargo, siempre que sea posible, este valor debe ser obtenido mediante ensayos de laboratorio. Para el caso de σ_{ci} en rocas foliadas, se debe tener un enfoque en la composición mineralógica, el tamaño de grano, el grado de metamorfismo y la historia tectónica, dado que estos factores desempeñan un rol importante en las características del macizo rocoso y deben ser considerados a modo de criterio.

No existe una guía exacta para la elección de σ_{ci} , sin embargo, el valor máximo se debe usar para macizos rocosos duros y bien trabados o pizarras de buena calidad. Valores bajos, se usan para el caso de macizos de mala calidad o tectónicamente alterados.

La Tabla 1 presenta la estimación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca en terreno propuesta por Hoek (Hoek y Brown, 2002).

Tabla 1: Clasificación de los distintos tipos de roca según su resistencia.

Clase (a)	Calificación de la roca según su resistencia	Resistencia uniaxial (MPa)	Indice de carga puntual (MPa)	Estimación en terreno de la resistencia	Ejemplos
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10	Golpes de martillo geológico sólo causan descostramientos superficiales en la roca.	Basalto fresco, chert, diabasa, gneiss, granito, cuarcita.
R5	Muy Resistente	100 – 250	4 – 10	Un trozo de roca requiere varios golpes de martillo geológico para fracturarse.	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneiss, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4	Un trozo de roca requiere más de un golpe con el martillo geológico para fracturarse.	Caliza, mármol, filitas, arenisca, esquistos, pizarras.
R3	Moderadamente Resistente	25 – 50	1 – 2	Un trozo de roca puede fracturarse con un único golpe del martillo geológico, pero no es posible descostrar la roca con un cortaplumas.	Arcillolita, carbón, concreto, esquistos, pizarras, limolitas.
R2	Débil	5 – 25	(b)	Un golpe con la punta del martillo geológico deja una indentación superficial. La roca puede ser descostrada con una cortaplumas pero con dificultad.	Creta, sal mineral, potasio.
R1	Muy Débil	1 – 5		La roca se disgrega al ser golpeada con la punta del martillo geológico. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas.	Roca muy alterada o muy meteorizada.
R0	Extremadamente Débil	0,25 – 1		La roca puede ser indentada con la uña del pulgar.	Salbanda arcillosa dura.

Nota. Recuperado de Hoek y Brown, 1999.

El valor de la constante m_i propuesto por Hoek y Brown (1999) para roca intacta se puede obtener de la siguiente tabla (Tabla 2), la cual estima este parámetro.

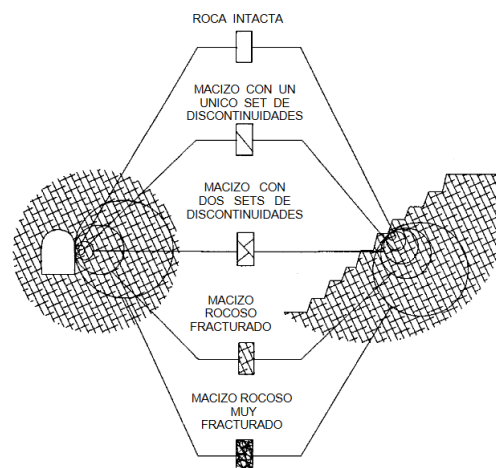
Tabla 2: Valores de la constante m_i para roca intacta.

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca (19)	Limolita (9)	Arcillolita (4)
			←----- Grauwaca -----> (18)			
	No Clásticas	Orgánicas	←----- Creta -----> 7			
		Carbonatos	Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica (8)	
		Químicas		Yeso (16)	Anhidrita (13)	
METAMORFICAS	No Foliadas	Mármol (9)	Rocas Córneas (19)	Cuarcita (24)		
	Levemente Foliadas	Migmatita (30)	Anfibolita (25 - 31)	Milonitas (6)		
	Foliadas	Gneiss (33)	Esquistos (4 - 8)	Filitas (10)	Pizarras (9)	
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito (33)		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
	Oscuras		Diorita (28)		Andesita (19)	
			Gabbro (27)	Dolerita (19)	Basalto (17)	
	Extrusivas Piroclásticas	Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)		

Nota. Recuperado de Hoek y Brown, 1999.

1.1.2. Índice de resistencia geológica (GSI)

El índice de resistencia geológica (GSI), fue propuesto por Hoek (1994) y Hoek et al., (1995) y proporciona un sistema para estimar la disminución de la resistencia en un macizo rocoso, dependiendo de las propiedades de los trozos o bloques de roca intacta y también de la libertad de estos para deslizar y girar bajo distintas condiciones de esfuerzo. Es importante notar que, para un macizo rocoso de tipo intacto, se tendrá una resistencia aún mayor que para un macizo muy fracturado, es por esto, que el criterio de falla de Hoek y Brown (1999) debe ser aplicado a rocas isotrópicas y no en casos donde los bloques sean del mismo orden de tamaño que el de la estructura que se está analizando, como se muestra en la Figura 1.


Figura 1: Diagrama idealizado de la transición de condición de roca intacta a un macizo rocoso.

Fuente: tomado de Hoek y Brown, 1999.

El índice de resistencia geológica (GSI) considera descripciones visuales de la roca bajo diferentes condiciones geológicas por lo que su determinación depende de la experiencia en la evaluación visual de quien evalúa. Hoek y Diederichs (2013) proponen dos escalas para la estimación y cuantificación representadas por: $JCond_{89}$ y $RQD/2$ las que se muestra en la Ecuación 5.

$$GSI = 1.5 * JCond_{89} + RQD/2 \quad (5)$$

Donde RQD corresponde al índice de designación de la calidad de la roca y $JCond_{89}$ corresponde a la condición de fractura. Como señala Bieniawski (1976) esta condición de fractura se puede estimar en terreno y puede ser cuantificado, considerando el cociente entre los parámetros J_r/J_a , los que representan la rugosidad y los caracteres friccionales de los muros de las discontinuidades o rellenos respectivamente y forman parte del índice Q para túneles desarrollado por Barton et al, (1974) y del índice Q_{slope} desarrollado posteriormente por Bar y Barton (2016). Esta condición se representa mediante la Ecuación 6:

$$JCond_{89} = \frac{35 \frac{J_r}{J_a}}{(1 + \frac{J_r}{J_a})} \quad (6)$$

La Figura 2 indica las escalas para la cuantificación del índice de resistencia geológica propuesta por Hoek y Diederichs (2013) y los índices utilizados en este trabajo.

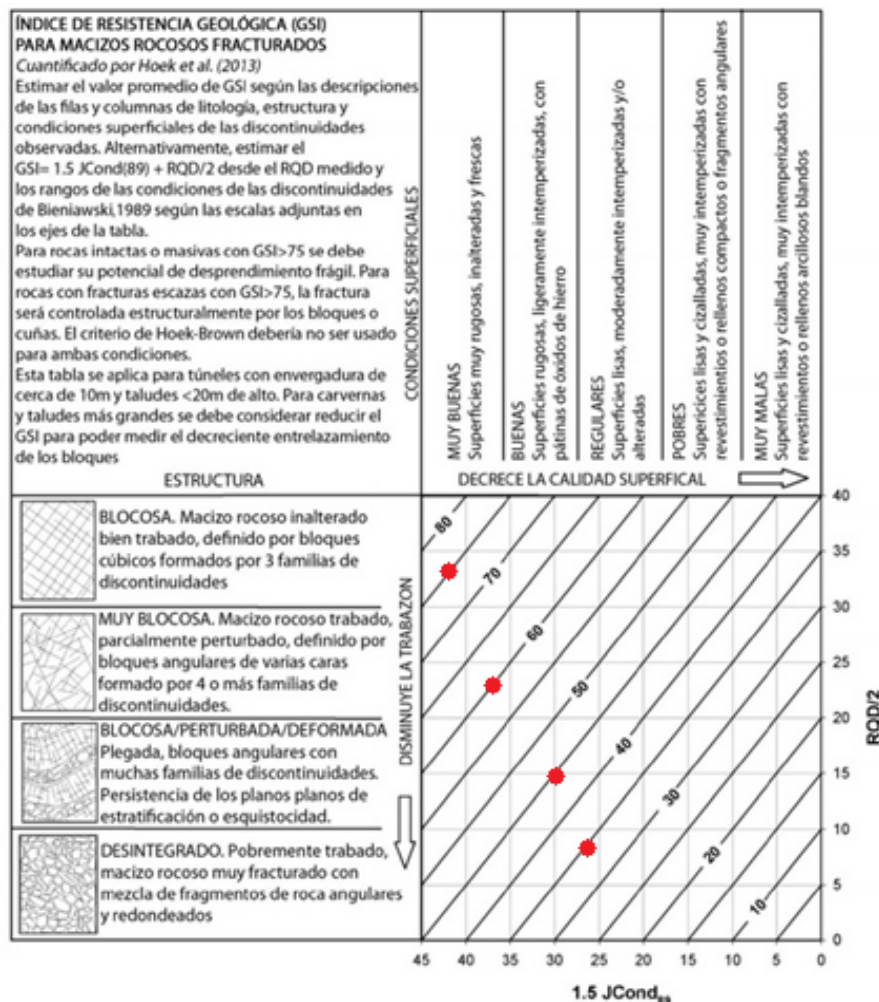


Figura 2: Cuantificación del Índice de resistencia geológica. Fuente: (Hoek et al., 2013)

1.1.3. Índice de calidad de la roca (RQD)

El índice de designación de calidad de la roca (**RQD**) es definido por Deere (1963) como un método para describir cualitativamente la condición de la roca en túneles mediante testigos de sondaje y las discontinuidades presentes en las masas de roca. Esta manera de calificación, fue rápidamente adoptado por muchos métodos de clasificación de roca y apoyado por la Sociedad Internacional para Mecánica de Rocas (ISRM) por considerarlo una buena alternativa para determinar la calidad de los macizos rocosos (Deere, 1988). El método fue posteriormente adaptado para ser utilizado en todo tipo de obras de ingeniería en roca y su desarrollo consiste en la determinación del porcentaje recuperado de trozos de roca mayores a 10 cm de un testigo de sondaje clasificándolo como se muestra en la siguiente tabla (Tabla 3) según Deere (1988).

Tabla 3: Clasificación según el porcentaje recuperado de trozos de roca.

Clasificación		RQD %
Roca alterada y fracturada		10%<RQD<50%
Roca fracturada	Altamente fracturada	RQD <50%
	Moderadamente fracturada	50%<RQD<75%
Roca relativamente buena a buena		75%<RQD

1.1.4. Módulo de deformación de la roca

La elasticidad de la roca, es una propiedad vinculada a como el material en mayor o menor grado se acerca al ideal y depende de tres factores principales: homogeneidad, isotropía y continuidad. Hoek y Brown (2002) basado en numerosas observaciones y análisis retrospectivos del comportamiento de macizos rocosos pocos competentes o de mala calidad geotécnica, propone la Ecuación 7, la cual es basada en la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y el índice de resistencia geológica (GSI) para casos en los que $\sigma_{ci} \leq 100$ MPa.

$$E_m [GPa] = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (7)$$

Esta ecuación reduce progresivamente el módulo de deformación a medida que el valor σ_{ci} decrece por debajo de 100 MPa, apoyando el razonamiento de que la deformación de los macizos rocosos de mejor calidad es controlada por discontinuidades mientras que para macizos de peor calidad, la deformación de los trozos de roca intacta contribuye al proceso de deformación total.

1.1.5. Esfuerzo in-situ.

Los esfuerzos horizontales son los resultados de la intervención de muchos factores o acciones. Los principales son: (I) el movimiento de placas, (II) estados plásticos después de deformaciones elásticas en procesos de descargas, (III) fluencia de los materiales por aplicaciones constantes de cargas en escalas de tiempo geológico, (IV) la topografía, (V) fuerzas tectónicas y (VI) a la curvatura de la corteza terrestre (González de Vallejo, 2002).

Como afirma Alonso (2002), el esfuerzo horizontal para medios elásticos, está valorado en relación al coeficiente de Poisson de la roca y representa una fracción del esfuerzo vertical cuya relación citada por Hoek y Brown (1978) determina la relación entre la tensión vertical y horizontal y se muestra en la Ecuación 8.

$$\sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v \quad (8)$$

La constante **k**, que representa una razón entre los esfuerzos σ_h y σ_v , es una constante muy estudiada para la estimación de las tensiones a profundidades según Hoek y Brown (1978) mientras **v** corresponde al coeficiente de Poisson.

Un material rocoso sometido a confinamiento que tenga una deformación diametral nula, representa que su esfuerzo horizontal también será nulo, esto se evidencia en rocas donde ya se haya producido creep o deformaciones plásticas (Brown y Hoek, 1978).

La condición típica de fluidos o grandes profundidades dentro del macizo corresponden a valores donde **k** es igual a la unidad. Esto es debido a que se genera un comportamiento hidrostático donde el material se comporta típicamente elástico. En la práctica, el análisis preliminar de esfuerzos se determina en terreno, usando el esfuerzo vertical σ_v como un producto entre profundidad y peso de la roca y el esfuerzo horizontal como una fracción **k** del esfuerzo vertical (Brown y Hoek, 1978).

1.1.6. Criterio de resistencia de las discontinuidades de Barton Bandis (1990).

La envolvente de falla propuesta por Mohr Coulomb para suelos, fue adaptada para su uso en mecánica de rocas (Hoek, 2007) y considera la resistencia al corte como un factor fundamental que depende de las propiedades mecánicas de las discontinuidades. Los elementos que influyen en el comportamiento de las discontinuidades frente a un esfuerzo cortante son: esfuerzos normales al plano de corte, rugosidad de las superficies de contacto, grado de alteración y resistencia de las paredes de la discontinuidad, velocidad del movimiento de corte y orientación del desplazamiento (Ramírez, 1991).

Las pruebas de laboratorio realizadas por Barton y Choubey (1977), demostraron que la envolvente de superficie de fractura en rocas es curva y que, para ensayos desarrollados bajo tensiones normales, las asperezas de la superficie de fractura causaban un aumento en el ángulo de fricción y dilatación de la roca. Para valores altos de tensión normal el material se comportaba de manera diferente, dándole un enfoque al ángulo de fricción y a la resistencia del material de la roca intacta (Hoek, 2007).

El criterio de Barton Bandis (1990) sobre la resistencia al corte, es una relación empírica, en la que la resistencia al corte de la fractura es relacionada con la tensión normal, el coeficiente de rugosidad (**JRC**), la resistencia a la compresión de las paredes de la fractura (**JRC**) y el ángulo de fricción residual (Φ_r). Barton (1976) propuso la relación mostrada en la Ecuación 9.

$$\tau = \sigma_n \tan(JRC * \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \Phi_r) \quad (9)$$

Los parámetros utilizados pueden ser obtenidos de ensayos de laboratorio o de estimaciones visuales en terreno y son independientes de la tensión normal (Barton y Choubey, 1977).

1.1.7. Índice **Q_{slope}** de Bar y Barton.

El índice **Q_{slope}** es un método ingenieril empírico, cuya finalidad es determinar la estabilidad de taludes de roca excavados en el terreno. Es desarrollado a partir del Índice **Q** de Barton para túneles con la intención de permitir la estabilidad de taludes en roca, sin necesidad de sostenimientos o para la construcción de taludes en minería abierta. El parámetro **Q_{slope}**, permite a ingenieros geotécnicos hacer potenciales ajustes a los ángulos de los taludes en roca, considerando las condiciones aparentes de la roca durante la construcción (Bar y Barton, 2017). Esta relación estima un ángulo estable para la cara de la excavación sin sostenimiento y es basado en los mismos seis parámetros que el Índice **Q** de Barton para túneles, sin embargo, aplica algunos ajustes. Los parámetros de resistencia friccional **Jr** y **Ja**, siempre que sea necesario, pueden aplicar ciertos factores de disminución de su resistencia basándose en su orientación inestable (Bar y Barton, 2016).

Los términos **Jw** fueron ahora denominados **Jwice**, cuyo valor se estima considerando un amplio rango de condiciones ambientales a los que se ven expuestos estos taludes. Estas condiciones incluyen extremas o intensas lluvias, agentes erosivos, hasta coberturas y temporadas de nieve. Así también, el parámetro **SRF** está definido

considerando tres categorías principales basadas en: su condición física, relación tensión y esfuerzo u orientación de falla para la discontinuidad mayor (Bar y Barton, 2016).

La estimación de cada uno de los parámetros ingresados en la relación del índice Q_{slope} en roca se obtiene utilizando tablas que valorizan cuantitativamente la roca.

La fórmula que estima el Q para taludes en roca se expresa en la Ecuación 10.

$$Q_{slope} = \frac{RQD}{J_n} * \left(\frac{J_r}{J_a}\right)_0 * \frac{J_{wice}}{SRF_{slope}} \quad (10)$$

De la formula anterior, se consideran tres parámetros que determinan:

1. Tamaño del bloque: $\frac{RQD}{J_n}$
2. Resistencia al corte: Menos favorable $\frac{J_r}{J_a}$ o un promedio al corte en caso de cuñas $\left(\frac{J_r}{J_a}\right)_1 * \left(\frac{J_r}{J_a}\right)_2$
3. Factores externos y tensiones: $\frac{J_{wice}}{SRF_{slope}}$

La resistencia al corte, es aproximadamente estimada mediante la Ecuación 11.

$$\tau \approx \sigma_n \tan^{-1} \frac{J_r}{J_a} \quad (11)$$

La relación para la obtención del ángulo estable del talud en roca fue estimada según Barton y Bar (2016) de numerosos ensayos los cuales correlacionan taludes de roca sin soporte o soportados, cuyos ángulos varían dentro de 35° y 85°. Los ángulos estables para los casos analizados en este trabajo se muestran en la siguiente figura (Figura 3).

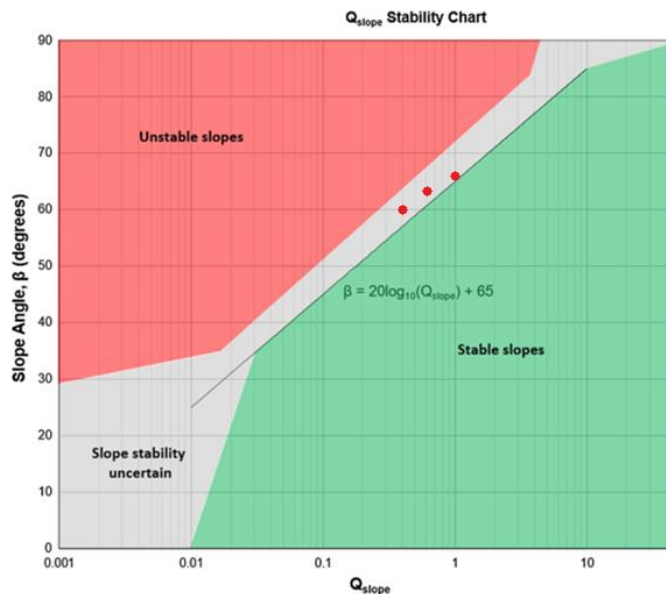


Figura 3: Gráfico de los ángulos de estabilidad de taludes para distintos índices Q_{slope} . Fuente: tomada de Bar y Barton, 2016.

De la Figura 3 se obtiene la siguiente relación para la estimación de un ángulo estable mostrado en la Ecuación 12.

$$\beta = 20 * \log_{10}(Q_{slope}) + 65 \quad (12)$$

1.1.8. Análisis numérico

La geomecánica busca entender el comportamiento del macizo rocoso de una manera realista, incorporando la mayor cantidad de características en modelos sintéticos. Existen métodos: empíricos, analíticos y de modelamiento numérico para lograrlo, siendo este último método, el que ha tenido una gran aceptación durante los últimos años (Jing, 2003) debido a la simpleza y al ahorro de recursos, en relación a los modelos reales y a los enormes avances en tiempo de procesamiento de CPU. Los métodos numéricos, corresponden a representaciones físico-matemáticas simplificadas de la realidad, que utilizan parámetros de entrada configurados por el usuario para analizar problemas propuestos y complementar los conocimientos con los resultados que esta entrega (Jing, 2003).

Jing (2003) también presenta los principales métodos numéricos mayormente aplicados en mecánica de roca e ingeniería en rocas: 1) Métodos discontinuos: elementos discretos (DEM), redes de fracturamiento discretas (DFN), 2) Métodos continuos: diferencias finitas (FDM), elementos finitos (FEM) y elementos de borde (BEM) y métodos híbridos: FEM/BEM, FEM/DEM, entre otros.

Los métodos continuos, consisten en la división de un continuo en pequeños elementos interconectados por nodos, los cuales, corresponden a ecuaciones que determinan el desplazamiento de estos pequeños elementos teniendo un número finito de grados de libertad. Por otro lado, los métodos discontinuos describen como interactúan estos elementos permitiendo un comportamiento general como deformables o elásticos (Jing, 2003).

1.1.9. Método de los elementos finitos

El método de los elementos finitos corresponde a un análisis numérico muy utilizado en las ciencias de la ingeniería de rocas y mecánica de rocas. Consiste en la división de un continuo de infinitos grados de libertad en pequeños elementos y están interconectados por nodos, los cuales corresponden a ecuaciones que rigen el comportamiento del continuo y, por tanto, también el comportamiento del elemento, los que determinan el desplazamiento de estos pequeños elementos (Bull, 2003). Como indica Jing (2003), el método de elementos finitos se aplica discretizando el continuo en elementos pequeños de conocida geometría para pasar de un sistema continuo con infinitos grados de libertad, a un sistema con un número finito de grados de libertad. Estos pueden ser mediante puntos para el caso lineal, líneas en el caso bidimensional o mediante superficies en el tridimensional (Jing, 2003).

Los nodos que conectan cada elemento materializan incógnitas fundamentales para el problema y se asocian a elementos geométricos conocidos como se muestra en la Figura 4.

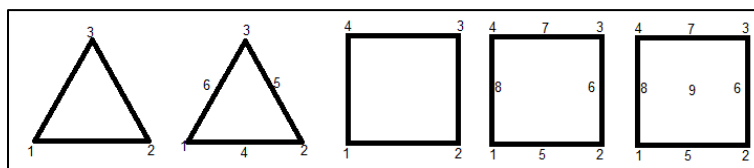


Figura 4: Subdominios de elementos geométricos con nodos. Fuente: Elaboración propia

Como indica Brady (2004), las etapas requeridas para llevar a cabo este método de cálculo son tres y se muestran en la Figura 5.

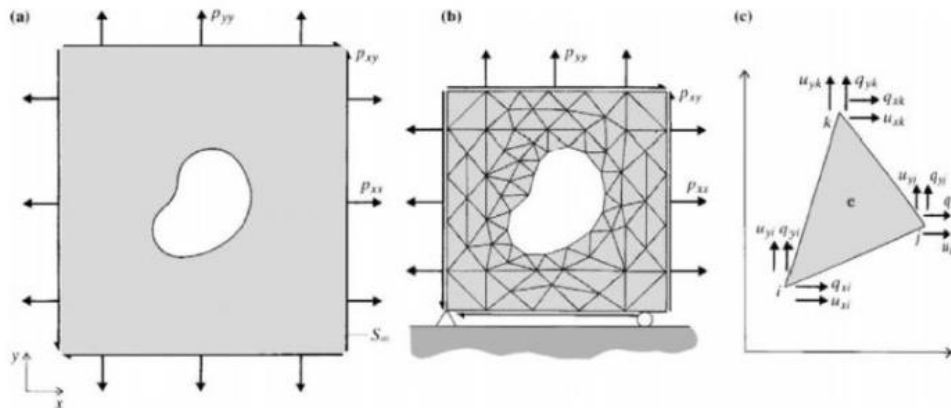


Figura 5: A) Medio continuo sometido a esfuerzos. B) medio discretizado con elementos triangulares. C) Subdominio de elemento finito. Fuente: (Brady, 2004)

Es posible observar en Figura 5a) un corte transversal de una excavación en un espacio determinado sometido a esfuerzos P_{xx} , P_{yy} , P_{xy} y P_{yx} . En Figura 5b) se observa las condiciones de borde en las que se discretiza el espacio mediante elementos con geometría conocida, cuyas zonas más densas corresponden a la cercanía de la excavación. En Figura 5c) se observa uno de los elementos formados que será un elemento determinado para obtener la solución de las ecuaciones en sus nodos y la interpolación de estos para el resto del elemento (Brady, 2004).

Es importante considerar las condiciones de borde del continuo al que se dividió en elementos, esto es, debido a que estas representan usualmente los desplazamientos y fuerzas y son denominados esenciales y naturales respectivamente (Brady, 2004).

1.1.10. Rigidez normal K_n y rigidez de corte K_s de las fracturas

Las fracturas son afectadas por varios factores, incluyendo la granularidad de la roca, presiones, fracturas abiertas, ángulo de discontinuidad, relleno de otros materiales, entre otros (Jing, 2003). Sin embargo, no es posible considerar todos estos supuestos de la realidad en un modelo. El comportamiento mecánico de la fractura tiene una relación directa al material donde esta generada la fractura y considera la fricción en los planos de roca adyacentes en la fractura. Es posible determinar una rigidez normal K_n y una rigidez de corte K_s para la fractura, ambos expresados en MPa/m y en particular para cada uno de estos elementos de fractura o bien llamados elementos de fractura de Goodman (Goodman et al., 1968) los que no pueden ser toto o quebrado y tiene desplazamientos similares con los elementos vecinos (Jing, 2003). El desarrollo de este elemento de fractura permite incorporar características de las discontinuidades a un medio continuo y, por lo tanto, a un modelo de elementos finitos (Jing, 2003).

Si bien este parámetro debe ser medido en laboratorio, existen maneras empíricas para la determinación de estos. Barton (1972) desarrolló una relación en función del Módulo de Young de la roca intacta (E_i), el módulo del macizo rocoso (E_{rm}), el espaciamento entre las familias de fracturas (L) y se muestran en la Ecuación 13.

$$\frac{E_{rm}}{E_i} = \frac{K_n * L}{K_n * L + E_i} \quad (13)$$

Kulhawy (1975) propuso una relación empírica para relacionar la rigidez normal de la fractura K_n , la rigidez de corte K_s y el radio de Poisson ν mediante la Ecuación 14.

$$K_s = \frac{K_n}{2(1+\nu)} \quad (14)$$

2. METODOLOGÍA

A continuación, se detalla la metodología utilizada para el análisis numérico de taludes en roca mediante método de elementos finitos en RS2 (Versión 8.0) “software”. Rocscience Inc. utilizando la clasificación geomecánica y caracterización del macizo rocoso basado en métodos empíricos.

2.1. Caracterización estructural del macizo

Para el análisis de distintos tipos de macizos rocosos y su posterior comportamiento controlado por las discontinuidades presentes es necesario tener una perspectiva de los tipos de roca con sus diferentes características físicas, para incorporarlas dentro de un medio semi-discontinuo utilizando el método de elementos finitos.

Los siguientes materiales fueron evaluados para este estudio:

1. **Sedimentaria:** Una roca blocosa sedimentaria, con múltiples sets de fracturas aproximadamente equidimensionales, bajo condiciones variables de estaciones climatológicas y poca alteración en sus planos de fractura. Posee granos correspondientes a clastos redondeados ordenados gradualmente dando evidencia de deposiciones temporales en una matriz clasto cementada, con planos de discontinuidad irregulares ondulados.
2. **Metamórfica:** Una roca sedimentaria con evidencia de metamorfismo, definida como pizarra con planos de foliación irregulares y lisos, gobernado por tres set de fracturas con evidencia de alteración en sus planos de discontinuidad.
3. **Ígnea:** Una roca ígnea blocosa con tres sets de fracturas distribuidos aproximadamente equidimensionalmente con un patrón característico de fracturas cruzada. Sus planos presentan rugosidad escalonada y es definida como andesita con nada a leve alteración.

2.2. Diseño utilizando índice de clasificación del macizo rocoso

La condición del macizo es uno de los principales parámetros a analizar y uno de los aspectos más importantes previo a cualquier proyecto. Para evaluar y predecir el posible comportamiento del diseño en roca se utilizó el índice Q_{slope} , este nos permite clasificar un macizo expuesto en superficie y estimar un posible ángulo estable para un talud. El desarrollo de esta clasificación considera los parámetros mencionados en la Tabla 4 correspondientes a la cuantificación de las características de la roca y el ambiente de exposición. Para esta clasificación se utilizó la Ecuación 10, mientras que para la determinación del ángulo estable se utilizó la Ecuación 12.

Tabla 4. Parámetros de evaluación utilizados para la obtención del índice Q_{slope} en los tres tipos de rocas

Parámetros Q_{slope}	sedimentaria	metamórfica	ígnea
RQD	64	56	70
J_n	15	12	12
J_r	1.8	1.6	1.5
J_a	1	2	1.2
O_{factor}	0.75	2	0.75
J_{wice}	0.5	0.5	0.5
SRF_{slope}	4	2.5	2.5
Q	0.72	0.56	1.01
B	62.14	60	65.08
$GSI=1.5*JCOND89+RQD/2$	65.75	51.33	64

2.3. Determinación de los parámetros de resistencia del macizo

2.3.1. Índice de calidad de la roca

Debido a que no siempre es accesible tener testigos de perforación, el índice de calidad de la roca (**RQD**) para los casos modelados, fueron estimados a partir de la relación propuesta por Priest y Hudson (1976), la cual correlaciona este índice con la incidencia de las discontinuidades visualizadas en terreno mediante la Ecuación 15:

$$RQD = 100e^{-0.1*\lambda}(0.1 * \lambda + 1) \quad (15)$$

Donde λ representa la frecuencia de fracturas presentes en un metro.

2.3.2. Condición de las discontinuidades

En este estudio, la condición de los planos de discontinuidades varió en relación a la rugosidad y a la alteración de estos, sin embargo, no se consideraron materiales de relleno. Los planos de fractura varían de condiciones muy buenas correspondientes a planos muy rugosos irregulares y frescos a planos con condiciones buenas, rugosos y ligeramente alterados.

2.3.3. Índice de resistencia geológica

Para estimar el comportamiento del macizo rocoso y generar modelos numéricos, se consideraron distintos índices de resistencia geológica, los que fueron considerados para cada uno de los tipos de roca propuestos y que implican para su determinación, el índice de calidad de la roca (**RQD**) y las condiciones de las discontinuidades de la roca (**JCond₈₉**). Tabla 5 lista los distintos índices evaluados, junto a los parámetros que lo determinan.

Tabla 5. Índices de resistencia geológica para distintos **RQD** y **JCond₈₉** utilizado en este estudio.

Macizo rocoso fracturado			
GSI	1.5*JCOND89	RQD	Frecuencia de fractura por metro (ff/m)
75	43	64	12
60	37	46	18
45	30	30	24
35	27	16	32

2.4. Parámetros para el análisis numérico mediante software RS2 de Rocscience

Para el análisis numérico del comportamiento del macizo rocoso es necesario enfocar atención a los parámetros de la roca intacta, los parámetros de las discontinuidades y también al método de modelado numérico.

Para el desarrollo de este trabajo se utilizó el RS2 (Versión 8.0) “software”. Rocscience Inc. ya que, permite y requiere dentro de sus características la opción de definir diversos parámetros asociados a las discontinuidades, entre estos: el criterio de falla, la tensión, rigidez y geometría y combinarlos en un modelo de elementos finitos.

2.4.1. Propiedades del material intacto

Los macizos rocosos para esta investigación, fueron caracterizados como: 1) arenisca, 2) pizarra y 3) andesita, cuyas propiedades de roca intacta tales como la constante m_i , el módulo de elasticidad (E_i) y la resistencia a la compresión uniaxial de la roca fueron estimadas de las tablas de clasificación y fórmulas propuestas por Hoek y Brown (1999). Los coeficientes de Poisson fueron basados en la Guía para el Diseño de Taludes en Minería de Read y Stacey (2009) y se consideró un factor de alteración **D** equivalente a un talud bueno con disturbios producidos por excavaciones mecánicas según Hoek et al., (2002). El macizo fue modelado utilizando el criterio

de falla generalizado de Hoek y Brown (Hoek et al., 2002) y se asumió un comportamiento elástico-plástico sin dilatación según Cowder (2004). Tabla 3 indica los parámetros utilizados para los tres tipos de rocas intactas.

Tabla 6. Parámetros de roca intacta para tres tipos de roca.

Tipo de roca	UCS (MPa)	m_i	E_i	D	Peso específico γ (MN/m ³)	Altura del talud (m)	Poisson (ν)
Arenisca	60	17	15000	0.7	0.026	15	0.3
Pizarra	70	9	14000	0.7	0.028	15	0.3
Andesita	80	22	28000	0.7	0.027	15	0.3

El enfoque de este trabajo es orientado a estudiar el comportamiento del macizo, cuyas discontinuidades serán modeladas de manera explícita, el índice de resistencia geológica (GSI) de la roca entre las discontinuidades será basado en una roca buena considerando una valoración de 75.

2.4.2. Parámetros de resistencia del macizo rocoso

Considerando que el índice de resistencia geológica de la roca entre discontinuidades corresponde a un macizo con un GSI de 75, los parámetros residuales del macizo rocoso fueron determinados considerando lo sugerido por Cowder y Bawden (2004). Para macizos rocosos con un GSI entre $70 < \text{GSI} < 90$ las constantes residuales de Hoek corresponden a: un s residual de 0 y una dilatación de 0. Los parámetros de resistencia del macizo rocoso se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Parámetros del macizo rocoso con un índice de resistencia geológica igual a 75

Tipo de roca	GSI	m_b	E_{rm}	s	a
Arenisca	75	4.304	6158	0.026	0.5
Pizarra	75	2.279	5747.9	0.026	0.5
Andesita	75	5.57	11495	0.026	0.5

2.4.3. Esfuerzos in-situ

El esfuerzo horizontal de la roca, corresponde a una fracción del esfuerzo vertical, cuyo valor en medios elásticos depende del valor de la relación de Poisson de la roca. Para este trabajo se consideró el análisis de taludes cuya razón de esfuerzos k corresponde a un valor de 0.5 considerando un estado de esfuerzos controlado por la gravedad, cuyo coeficiente de Poisson es de 0.3. Esta relación representa una reducción del 50% del esfuerzo vertical al esfuerzo horizontal de la roca, dado que este no posee confinamiento.

2.4.4. Parámetros de las discontinuidades

Las discontinuidades en el macizo rocoso pueden seguir ciertos patrones estructurales como: fracturas cruzadas en rocas ígneas, fracturas a través de capas para rocas sedimentarias, aleatorios o pueden ocurrir como una combinación de ambas etc. Las opciones disponibles en RS2 (Versión 8.0) “software”. Rocscience Inc. presentan la posibilidad de implementar dos opciones, redes de fracturas o fracturas individuales. Las redes de fracturas soportadas para este software como se muestra en Rocscience (2004), permiten elegir los siguientes tipos: *Parallel Statistical*, *Parallel Deterministic*, *Cross Jointed*, *Beacher*, *Veneziano* y *Voronoi*.

En este estudio el modelo “*parallel deterministic*”, será utilizado cuya opción de modelo de redes de fractura nos permite ingresar valores de inclinación o dip/dip direction, longitud, persistencia y espaciamiento. La Tabla 5

presenta la configuración de los sistemas de fracturas, los cuales serán utilizados para los tres tipos de roca a evaluar.

La determinación de los sistemas de discontinuidades en el macizo, se encuentra basado en el Índice de Resistencia Geológica a evaluar considerando los términos descriptivos recomendados para la estructura del macizo rocoso, en orden de la impresión del tamaño de bloques del material de roca según el libro Ingeniería Geológica de Bell (2007) y en patrones de fracturas observados en taludes sedimentario y metamórfico.

Los espaciamientos y números de familias fueron basados en las descripciones propuestas por Barton (1978), mediciones en terreno y se asumió un plano traza para las estructuras. Así también se asumió un largo infinito para todos los sets de fracturas a analizar. La localización de las fracturas en el macizo fue determinada de forma aleatoria para simplificación de análisis. Tabla 8 resume las características de los sistemas de fracturas con respecto a su categoría estructural.

Tabla 8. Parámetros de los sistemas de fractura correspondientes a los sistemas estructurales evaluados.

GSI	N° Fracturas	Estructura	Plano traza	Dip/Dip direction		Espaciamiento	
75	2 set	Blocoso	21	22/103	68/281	4	3
60	3 set	Blocoso/muy Blocoso	21	22/103	68/281	4	3
				73/174		2.5	
45	4 set	Blocoso-Perturbado-deformado	21	22/103	68/281	3.3	2.2
				73/174	33/333	2.8	3.1
35	5 set	Blocoso-Perturbado-deformado	21	22/103	68/281	1.2	2.2
				73/174	33/333	1,2	2.5
				42/12		0,7	

2.4.5. Criterio de resistencia de las discontinuidades

RS2 (Versión 8.0) “software”. Rocscience Inc. permite elegir cuatro criterios para la resistencia de las discontinuidades: Mohr Coulomb, Barton-Bandis, Elástico e Hiperbólico Geosintético (Rocscience, 2014). El criterio elástico no fue considerado, debido a que la roca no se comporta como suelo y no tiene la capacidad de deslizar. El criterio Hiperbólico Geosintético es utilizado para interfaces entre geosintéticos y suelos (Rocscience, 2014), el criterio de falla Mohr coulomb fue en su comienzo adoptado para suelos, sin embargo, ha sido adaptado para mecánica de rocas y utilizado debido a que la cohesión es considerada una componente de la rugosidad en la superficie de las fracturas según Hoek (2007), donde la resistencia al corte es relacionada con la tensión normal, la cohesión y la fricción.

El criterio de resistencia de discontinuidades de Barton Bandis (1976) fue utilizado en este trabajo cuyo enfoque desarrollado por Barton se compone de tres parámetros: resistencia a la compresión de las paredes de discontinuidad, ángulo de fricción residual de las discontinuidades o el relleno en las discontinuidades y la rugosidad en las discontinuidades, estos pueden ser obtenidos de laboratorio, de perfiles de rugosidad o de pruebas con martillo Schmidt como es sugerido por Read y Stacey (2009).

Como el objetivo de este trabajo es analizar el comportamiento del macizo incluyendo los sistemas de discontinuidades explícitamente, se estimaron los siguientes parámetros del criterio de Barton Bandis (1976), considerando un rango de condiciones de las caras de las discontinuidades que varían de: superficies muy buenas y superficies de fracturas frescas a superficies buenas rugosas moderadamente a poco alteradas. Tabla 9 presenta los parámetros utilizados para los tres diferentes escenarios de rocas.

Tabla 9. Parámetros del criterio de discontinuidades de Barton Bandis, utilizados para los distintos índices de resistencia geológica.

	GSI	75	60	45	35
Arenisca	Φ_r	27	27	24	24
	JCS	40	40	30	30
	JRC	12	10	8	8
Pizarra	Φ_r	25	25	25	25
	JCS	50	45	40	40
	JRC	10	8	8	8
Andesita	Φ_r	28	28	28	28
	JCS	40	40	38	38
	JRC	12	10	10	10

Es importante notar que los parámetros utilizados, corresponden a valores promedio sugeridos para estos tipos de roca con buenas condiciones de discontinuidades y fueron obtenidos de la literatura, de Guía para el Diseño de Taludes en Minería de Read & Stacey (2009), van der Pouw (2014), Rocscience (2014) y Barton y Choubey (1977). Sin embargo, estos parámetros son de importancia y solo son elegidos para el análisis de este trabajo, no reemplazan los datos obtenidos en laboratorio.

2.4.6. Configuración de las condiciones de contorno del modelo

Como se mencionó anteriormente, las discontinuidades serán explícitas dentro del modelo por lo que corresponde a un medio semi discontinuo modelado en un medio elástico perfectamente plástico, para un macizo rocoso isotrópico.

Las condiciones de contorno para los tres escenarios a analizar, corresponden a un talud de roca de 15 metros de altura y con un buzamiento de cara de talud de 75°, cuyos desplazamientos se ven limitados en la zona inferior del talud por empotramientos que restringen ambas direcciones y en los laterales restringidos en su desplazamiento horizontal.

Para el análisis se consideró el macizo rocoso con una superficie plana sin carga externa y una con tensión externa correspondiente a una sobrecarga en sentido gravitacional aplicada en la superficie tras el coronamiento del talud, definido a un metro del coronamiento y a cinco metros del punto más distante de este. Esta sobrecarga representa material disgregado, suelo o vegetación y está distribuida con una magnitud de 0.012MPa.

La malla de elementos considerada para el desarrollo de este trabajo fue de tipo uniforme con triángulos de seis nodos e involucró de 5000 a 50000 elementos.

Para una buena redistribución de los esfuerzos se realizó la modelación mediante stages y la condición de contorno utilizada se muestra en la figura 6.

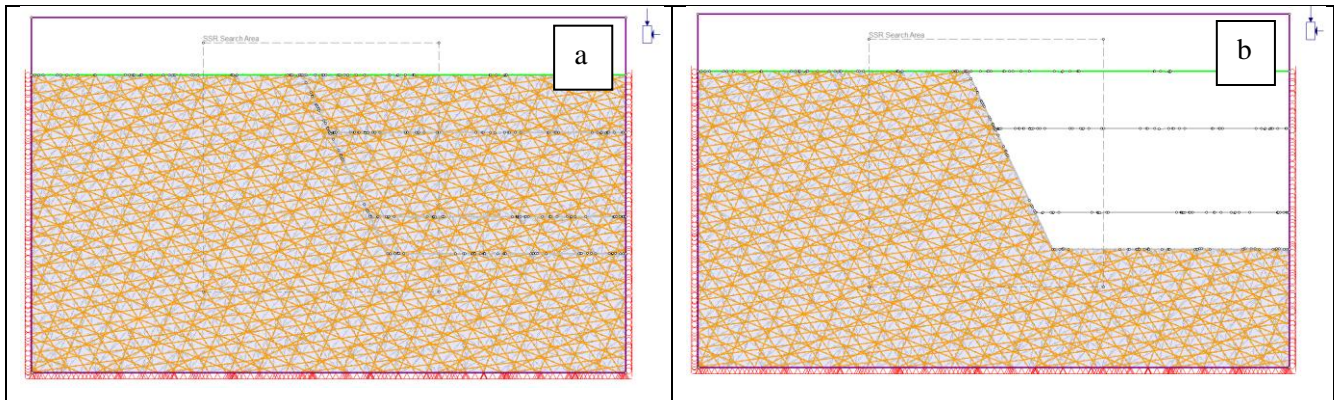


Figura 6: Previsualización en a) de las condiciones de contorno de la roca antes de la excavación y en b) la construcción de un talud Blocoso con pendiente de 75° realizado por stages en RS2 (Versión 8.0) “software”. Rocscience Inc.

2.4.7. Rigidez en las discontinuidades

Los parámetros que determinan la rigidez normal K_n y de corte K_s en el elemento de discontinuidad para el desarrollo de los modelos de elementos finitos fueron determinados de manera empírica, considerando la Ecuación 13 propuesta por Barton y la Ecuación 14 propuesta por Kulhawy, utilizando un módulo de Young (E_i) de la roca intacta, un módulo del macizo rocoso (E_{rm}) correspondiente a la roca entre las discontinuidades con un GSI de 75 para cada uno de los tipos de roca, un espaciamiento (L) de 0.6 metros aplicado para todos los casos entre las familias de fracturas y un coeficiente de Poisson de la roca de 0.30 (Tabla 10).

Tabla 10. Rigidez normal y de corte para los elementos de fractura para tres macizos rocosos.

Tipo de roca	Arenisca	Pizarra	Andesita
E_i (MPa)	15.000	14.000	28.000
E_{rm} (MPa)	6.158	5.747,9	11.495
K_n (MPa/m)	17.411	16.248	39.000
K_s (MPa/m)	6.696	6.249	15.000

2.4.8. Deformación inicial de fracturas

RS2 (Versión 8.0) “software”. Rocscience Inc. permite definir como las fracturas serán deformadas inicialmente con respecto a las tensiones aplicadas en campo lejano. Si se habilita la opción deformaciones iniciales, las fracturas se deformarán en respuesta a las tensiones en campo lejano y las tensiones inducidas por una excavación. Si la opción no está habilitada, las fracturas sólo se deformarán con respecto a las tensiones inducidas por una excavación (Rocscience, 2014). Para este estudio, esta opción estará habilitada, debido a que queremos analizar cómo se comportará el macizo considerando un talud con fracturas, excavación y tensiones inducidas por sobrecarga.

3. ANALISIS Y RESULTADOS

3.1. Roca ígnea

La simulación mediante el método de reducción de resistencia al corte nos permite obtener SRF críticos para una roca de tipo ígnea con pendiente de 75° con valores de 20.38, 18.66, 20.43 y 8.48 (Figura 7 a, b, c, d), lo que en términos de diseño indica que el talud es muy estable.

La siguiente figura (Figura 7 a, b, c, d) muestra las representaciones para la deformación máxima por corte para situaciones estáticas con índices de resistencia geológica de 75, 60, 45 y 35. Dichas figuras muestran un patrón de deslizamiento, mostrando contornos de desplazamientos más altos (en color verde a rojo) en la zona del pie del talud disminuyendo hacia niveles superiores del muro.

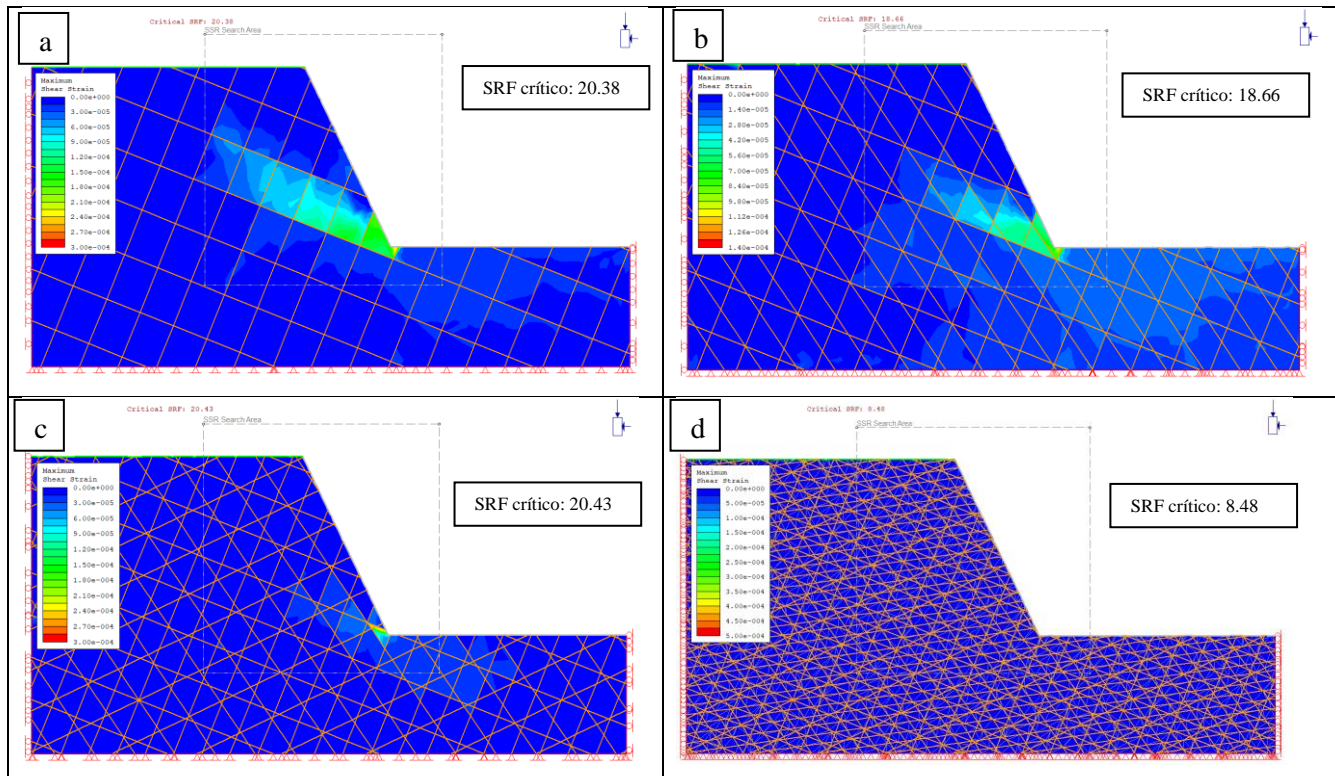


Figura 7: Deformaciones máximas por corte para un talud ígneo con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35.

Para entender los desplazamientos máximos totales observados en la Figura 8, se debe considerar que RS2 analiza varios escenarios de SRF y los valores críticos obtenidos corresponden cuando la no convergencia tiene lugar. Los desplazamientos visualizados alcanzan magnitudes de 0.57mm, 0.15mm, 0.12mm y de 0.052mm los que no generan gran fluencia e inestabilidad.

Los vectores de desplazamientos siguen una dirección paralela al manto de los planos de fractura que buzan hacia la excavación y se concentran las mayores magnitudes en el pie del talud (Figura 8 a, b, c, d). En índices de resistencia geológica altos, los deslizamientos siguen un claro control estructural con desplazamientos altos que disminuyen para índices de resistencia geológica bajos (Figura 8 c, d). Desplazamientos totales bajos se deben a la configuración, geometría, intersección y trabazón de los trozos generados por los sets de fracturas y discontinuidades.

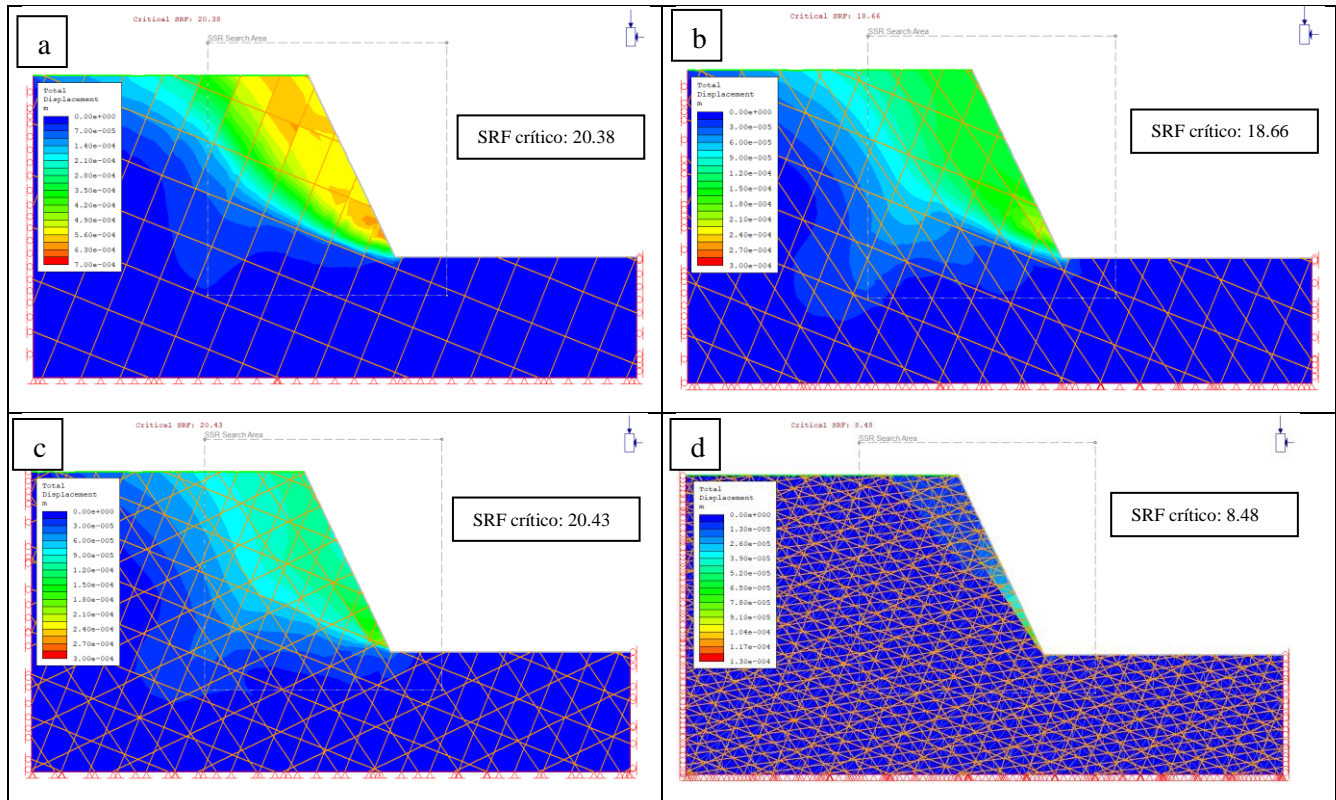
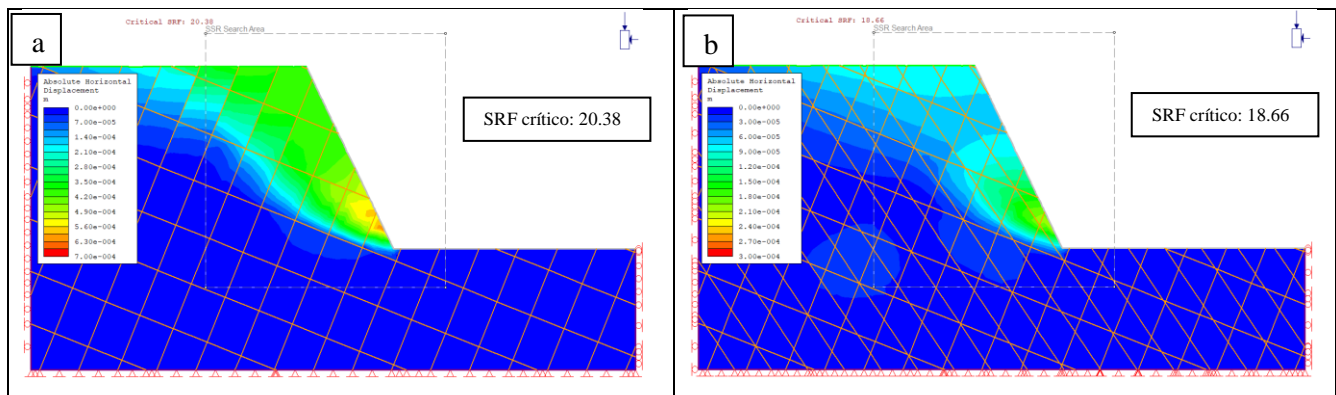


Figura 8: Desplazamientos totales para un talud ígneo con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35.

En relación a los desplazamientos horizontales absolutos, estos muestran un desarrollo similar a los totales, situándose las magnitudes mayores para los 4 modelos en el pie del talud. Para un GSI de 75, 60, 45 y 35 se obtienen desplazamientos horizontales que varían de 0.63mm, 0.18mm, 0.19mm y 0.04mm respectivamente, con un desplazamiento hacia la zona de la excavación. (Figura 9)



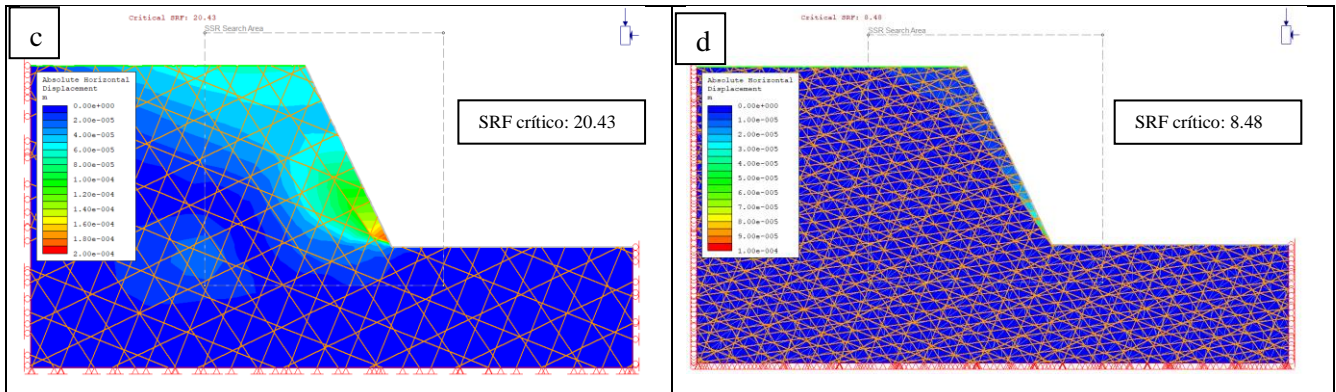


Figura 9: Modelos de desplazamientos horizontales para un talud ígneo con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35.

3.2. Roca sedimentaria

La simulación de un talud de roca sedimentaria con una pendiente de 75°, muestra que, para los distintos índices de resistencia geológica, el diseño es muy estable, con factores de seguridad altos los cuales van desde 17.75, 10.18, 16.5, 16.68, correspondientes a GSI de 75, 60, 45 y 35 respectivamente.

Las deformaciones máximas por corte, para un GSI de 75, los modelos muestran deformaciones con tendencia a la falla en el pie del talud de modo circular (Figura 10 a). Mientras que para un GSI de 60 estas deformaciones por corte no tienen el mismo modo de falla, ya que estas muestran deformaciones máximas por corte situadas solo en el pie del talud (Figura 10 b), caso que se repite para los modelos con un GSI de 45 y 35 con deformaciones al corte que abarcan un área levemente mayor que el GSI de 60 en la zona inferior del muro. (Figura 10 c, d).

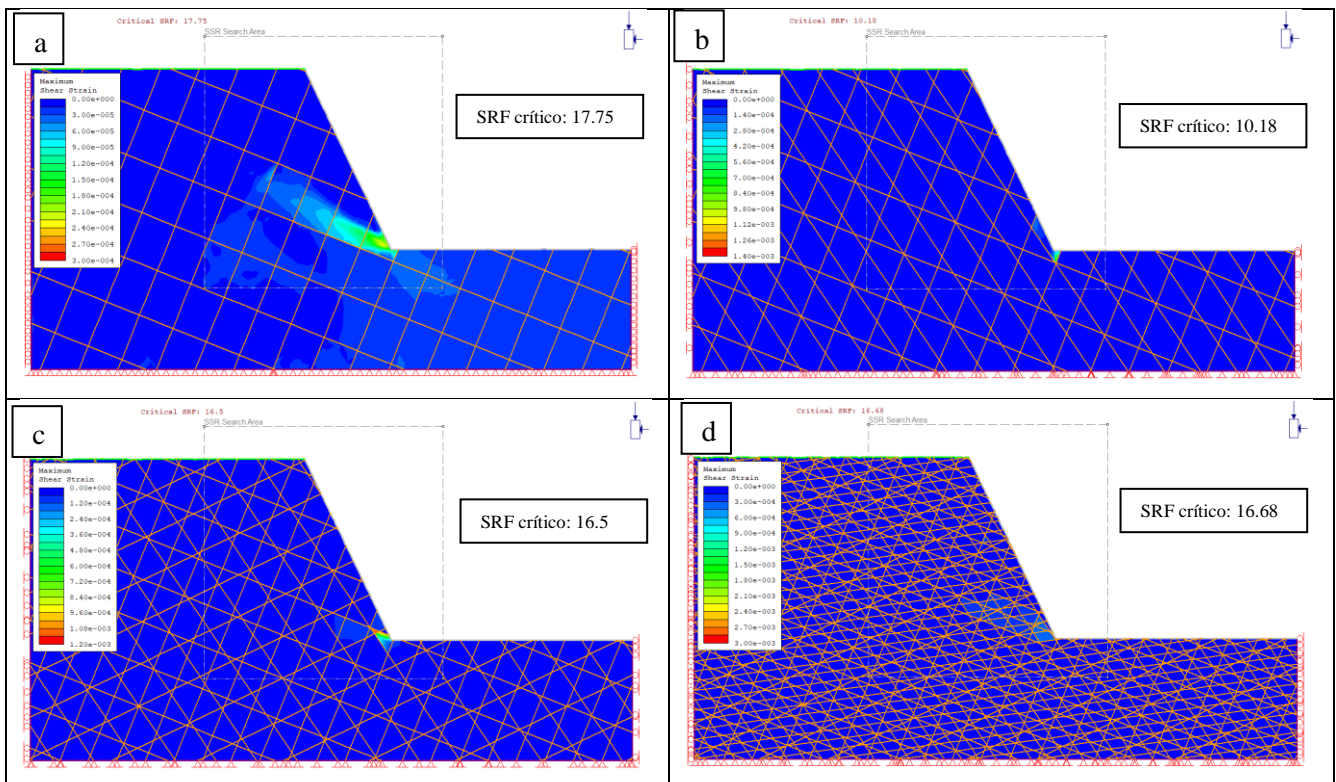


Figura 10: Deformaciones máximas por corte para talud sedimentario con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35.

Los desplazamientos totales en donde ocurre la no convergencia del modelo, muestran diferencias para cada índice de resistencia geológica desarrollado. Una simulación con un GSI de 75, muestra desplazamientos totales que se generan en la zona posterior del talud y que se extiende paralelamente al muro, alcanzando desplazamientos de hasta 0.33mm en el pie del talud (Figura 11 a). Para un GSI de 60, estos desplazamientos muestran una tendencia al movimiento con un claro dominio de las estructuras en la roca, alcanzando desplazamientos de 0.24mm en la zona inferior del muro, extendiéndose y disminuyendo hacia la corona, con valores de 0.09mm (Figura 11 b). Para un GSI de 45 los desplazamientos totales son del orden de 0.54mm y se evidencia una dirección de movimiento gobernada por discontinuidades presentes (Figura 11 c). Para un talud con cinco sets de fracturas correspondiente a un GSI de 35, el modelo tiene desplazamientos bajos de 1.36mm los que abarcan una gran masa de roca y se concentran en el pie del talud. (Figura 11 d).

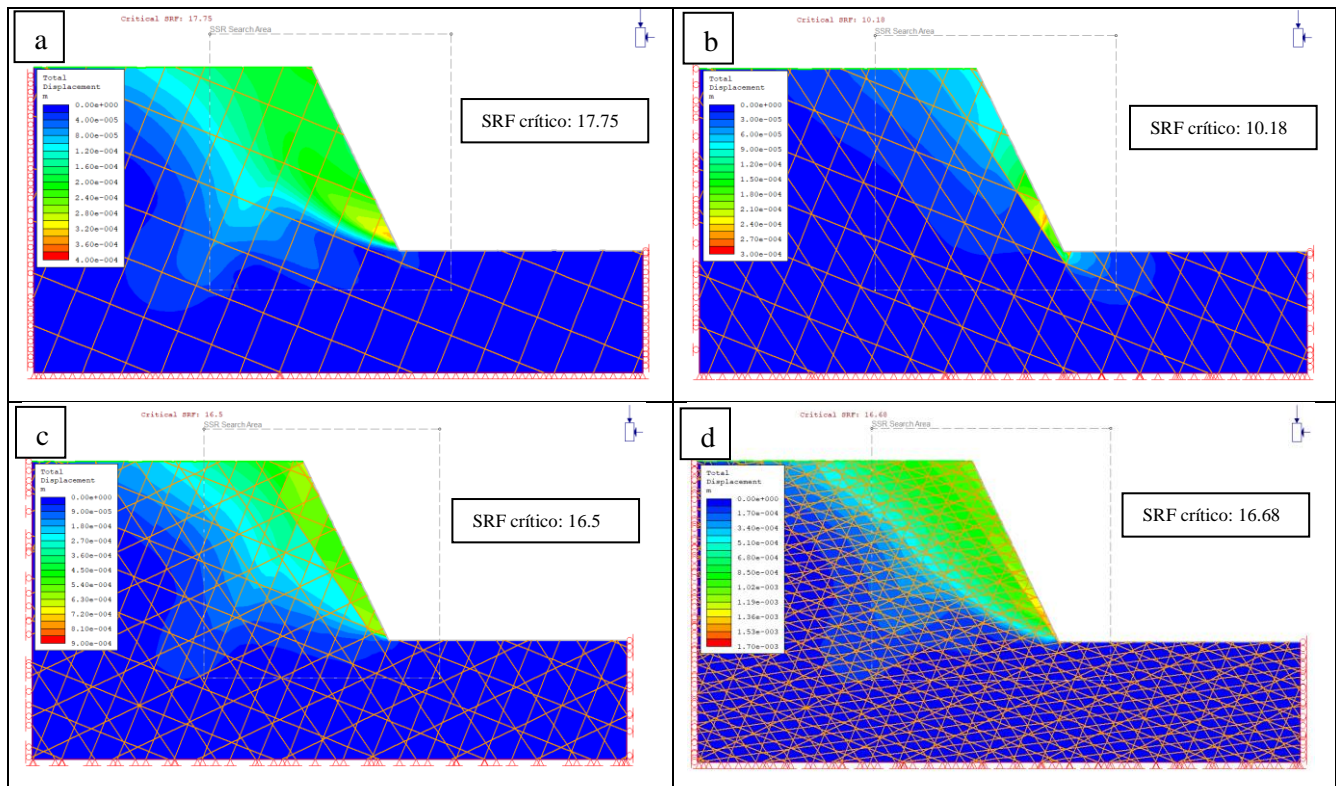


Figura 11: Desplazamientos totales para un talud sedimentario con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35.

Los desplazamientos horizontales absolutos para los distintos índices de resistencia geológica, muestran que para un talud con un GSI de 75, 60, 45 y 35 estos se ubican en el pie del talud y alcanzan magnitudes de 0.33mm, 0.18mm, 0.64mm y 1.35mm, dando evidencia suficiente para señalar que la zona con mayor desplazamiento se concentra en el pie del talud y son gobernados por las configuraciones de los sistemas de fracturas presentes. (Figura 12).

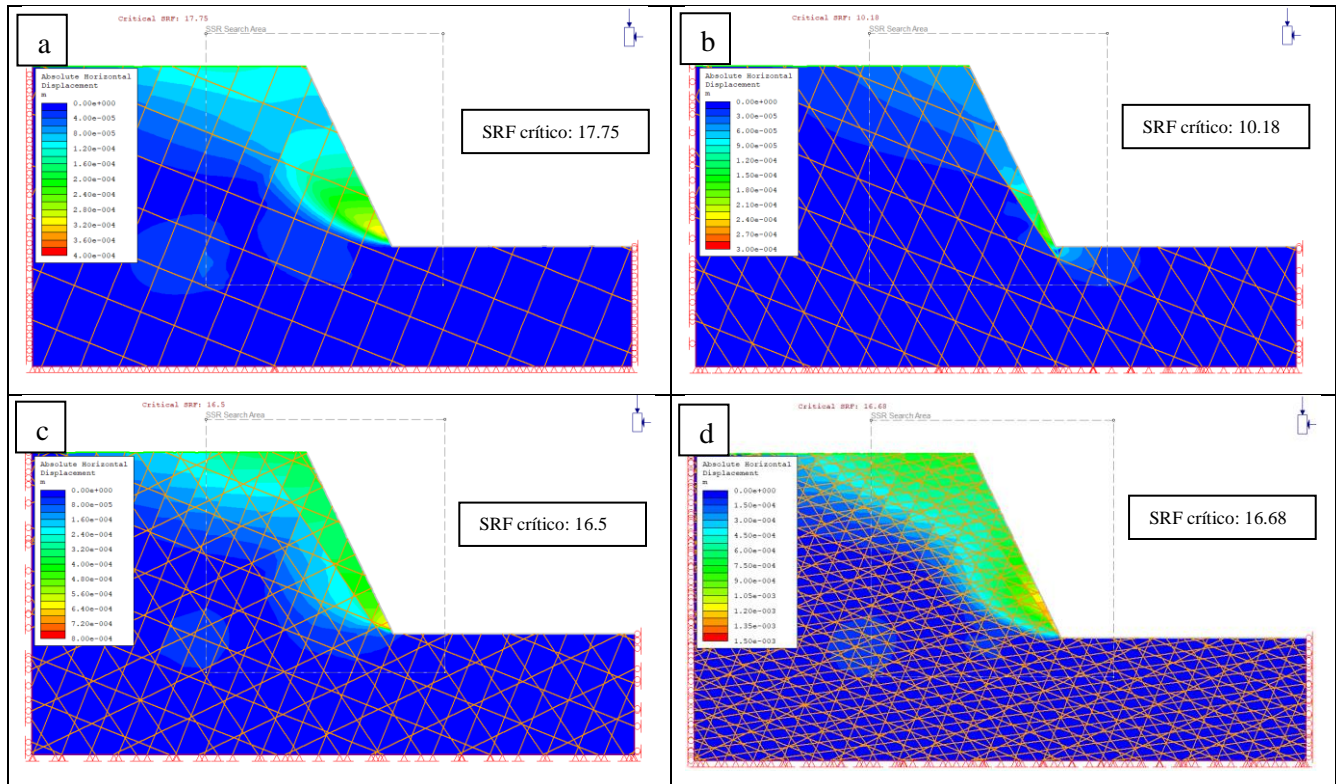
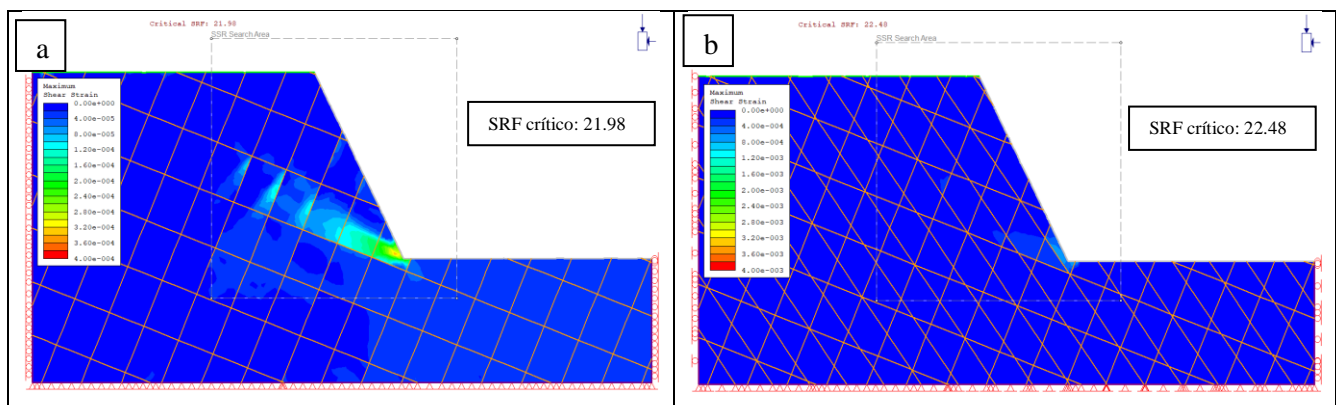


Figura 12: Desplazamientos horizontales para un talud sedimentario con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35.

3.3. Roca metamórfica

En la simulación de talud de roca tipo metamórfica, se observa estabilidad de los diseños con factores de seguridad altos de 21.63, 22.48, 20.38 y 21.13. Estos modelos presentan deformaciones máximas por corte con una tendencia a la falla en el pie del talud de manera semi circular con deformaciones de mayor magnitud en el caso de un GSI de 75. Para los índices de resistencia geológica de 75, 60, 45 y 35 se observa una tendencia a fallar, situados estos desplazamientos máximos por corte en la zona inferior del muro del talud. (Figura 13)



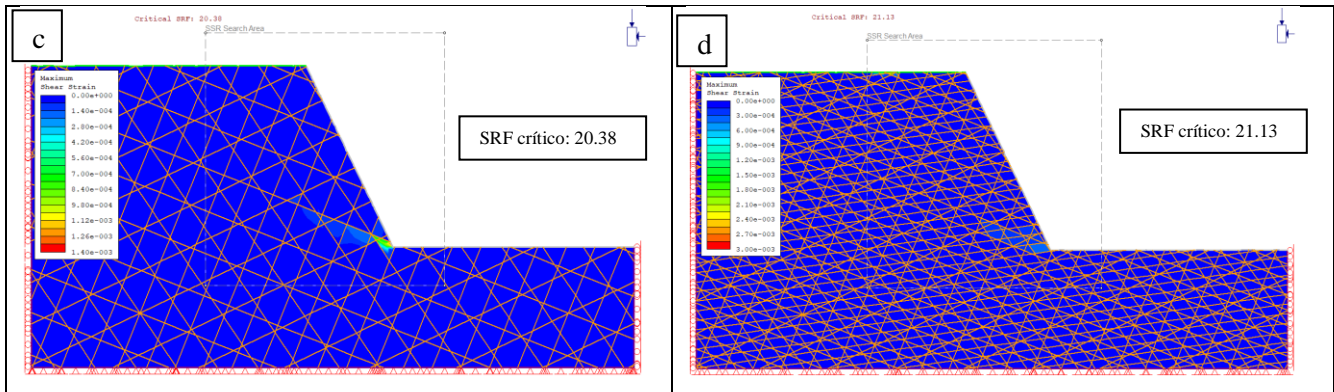


Figura 13: Deformaciones máximas por corte para un talud metamórfico con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35

El modelo de roca metamórfica, tiene desplazamientos totales que abarcan la zona posterior a la cara del muro, alcanzando desplazamientos que no provocan una gran fluencia, estos son de 1.4mm para un GSI de 75 ubicados en la corona de este (Figura 16 a). Para un GSI de 60 magnitudes de desplazamiento de hasta 2mm concentrándose en la corona y el pie del talud (Figura 14 b). Desplazamientos de hasta 0.72mm para un GSI de 45 (Figura 14 c) y de 1.2mm para un índice de resistencia geológica de 35. (Figura 14 d).

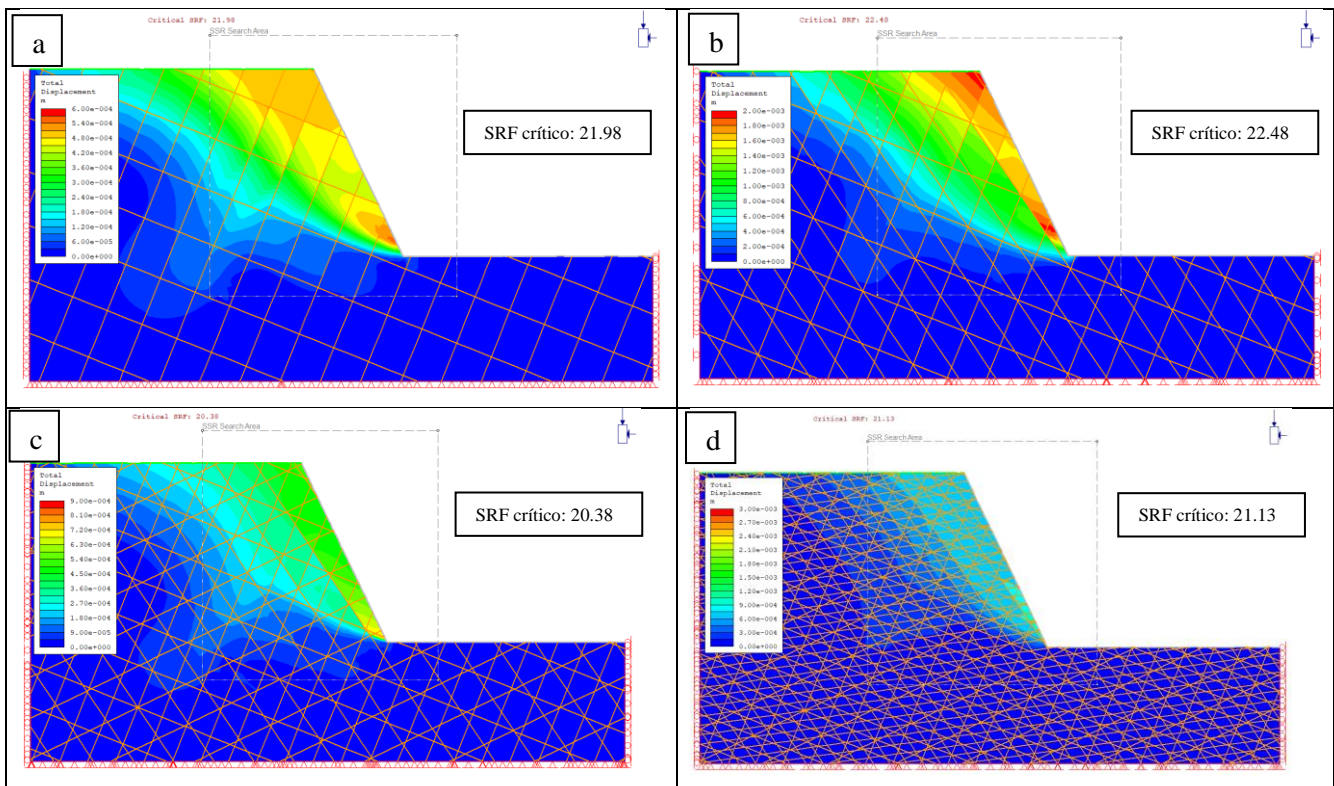


Figura 14: Desplazamientos totales para un talud metamórfico con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35

Los desplazamientos horizontales absolutos obtenidos de la simulación evidencian un patrón concentrado mayormente en las zonas del pie del talud, lugar donde los máximos desplazamientos por corte muestran mayor alcance. Sin embargo, estos son bajos y no muestran inestabilidad en el diseño debido a que los factores de seguridad son mucho mayores a 1.

Los desplazamientos horizontales tienen magnitudes de 0.56mm (Figura 15 a) y de 1.62mm (Figura 15 b) para los macizos con un GSI de 75 y 60 respectivamente, cuya mayor zona de fluencia es en la zona inferior del muro y disminuyen su magnitud hacia la corona con desplazamientos de 0.24mm (Figura 15 a) y 1.2mm (Figura 15 b) respectivamente. Para un GSI de 45 y 35 los desplazamientos en el pie del talud alcanzan valores de 0.64mm y de 0.9mm. (Figura 15 c, d)

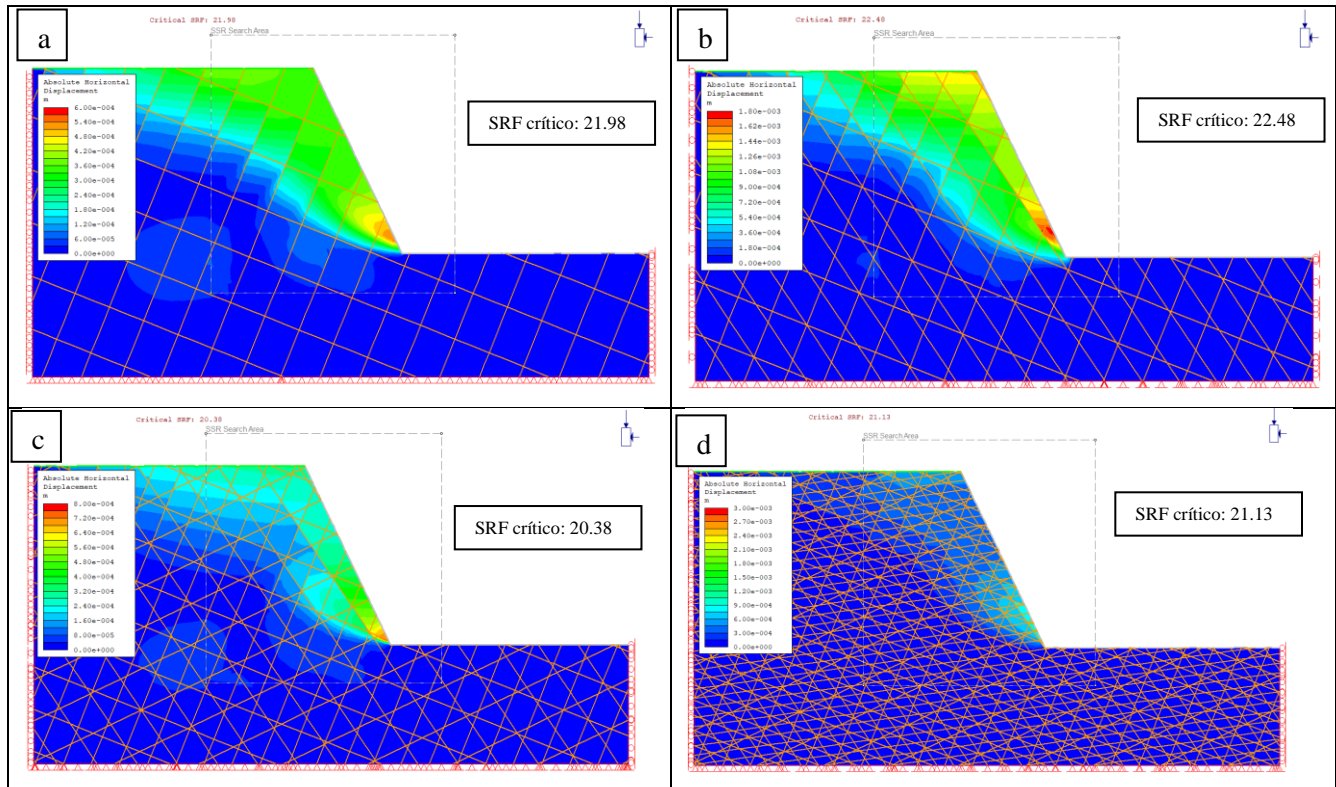


Figura 15: Desplazamientos horizontales para un talud metamórfico con pendiente de 75°. A) Modelo para un GSI de 75. B) Modelo para un GSI de 60. C) Modelo para un GSI de 45. D) Modelo para un GSI de 35

El gráfico de deformación máxima por corte (Figura 16) para los tres tipos de roca, ilustra la deformación máxima (ϵ_{max}) alcanzada en los modelos desarrollados con distintos índices de resistencia geológica. Dicho valor es un parámetro adimensional de longitud en donde la zona crítica observada para todas las simulaciones está ubicada en el pie del talud y evidencia una tendencia leve a disminuir a medida que aumentan las intersecciones de las estructuras presentes y disminuyen los parámetros resistivos de las discontinuidades de la roca (Figura 16). Sin embargo, esto debe analizarse más a detalle para entender cada caso en particular ya que distintas condiciones de discontinuidades y configuraciones de fracturas conducen a un distinto resultado de análisis.

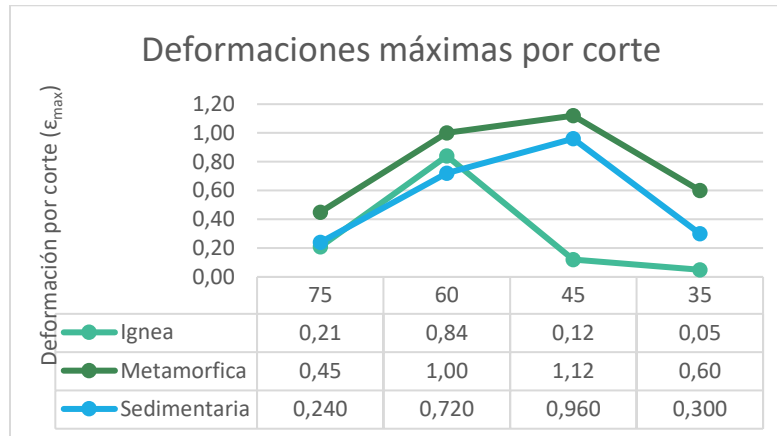


Figura 16: Gráfico de deformaciones máximas por corte para los modelos desarrollados con distintos Índices de Resistencia Geológica evaluados.

La Figura 17 grafica los desplazamientos totales de los modelos desarrollados con distintos Índices de Resistencia Geológica, evidenciando un aumento en los desplazamientos para macizos con menor cantidad de estructuras, disminuyendo los desplazamientos alcanzados conforme aumentan las familias de estructuras y por ende existe mayor número de bloques de roca.

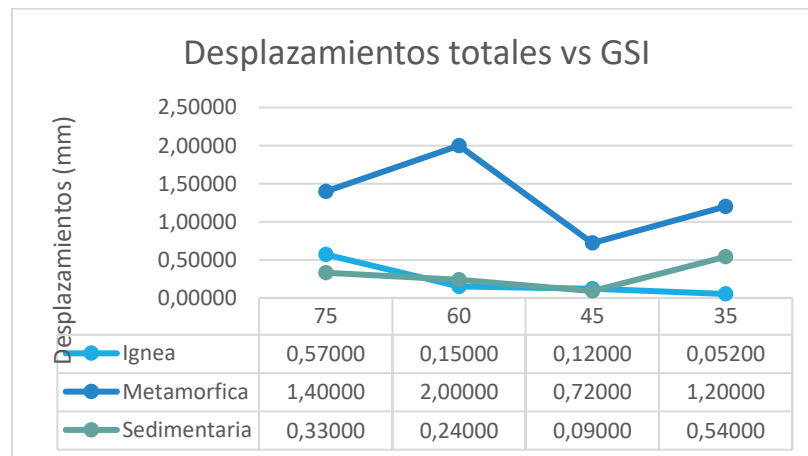


Figura 17: Gráfico de desplazamientos totales en milímetros para los distintos Índices de Resistencia Geológica.

En lo que respecta a los SRF críticos obtenidos de cada simulación (Figura 18), se puede mencionar que este factor de seguridad representa el ultimo estado estable del talud y que en todos los casos este valor supera la unidad. Estos desplazamientos máximos alcanzados en cada modelo son bajos y no muestran inestabilidad en términos de diseño para ninguno de los casos planteados. Sin embargo, es importante notar que los diferentes SRF obtenidos dependen de los diseños cuyas fracturas están orientadas de manera más o menos conservadoras, de la resistencia al corte de las discontinuidades y de la dimensión generada por la intersección de las fracturas en la roca.

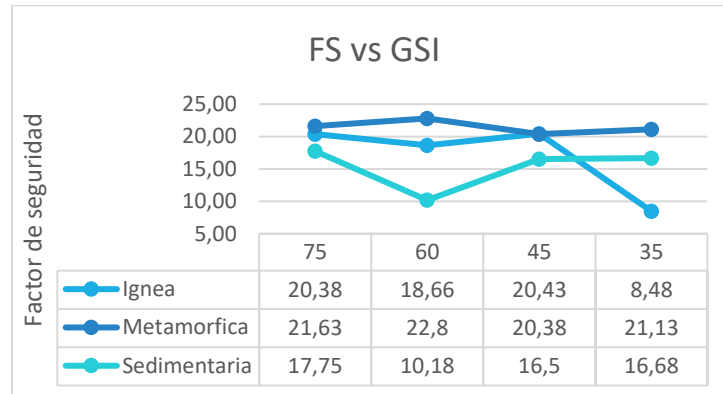


Figura 18: Gráfico de factor de seguridad vs Índices de Resistencia Geológica.

4. OBSERVACIONES

Un macizo rocoso con las configuraciones de fracturas mencionadas en este trabajo y una altura menor a 15 metros, el talud se comporta de manera muy estable. Esto se debe a que, al disminuir la altura de un talud, los bloques generados por la intersección de planos alcanzan una mayor dimensión con respecto a la masa rocosa. En algunos casos se pueden generar problemas de cálculo, desplazamientos que son mucho menores a milímetros y/o convergencia de todas las iteraciones, aun considerando un gran número de estas y una mayor tolerancia de la tensión.

Se debe considerar siempre los parámetros resistivos de las discontinuidades y la rigidez. Aumentar el número de iteraciones y el valor de la tolerancia para el análisis de tensiones con el fin de buscar mayor precisión del resultado en discontinuidades muy buenas y rígidas, no siempre es lo necesario para solucionar problemas de convergencia. Estos problemas pueden ocurrir debido a condiciones de contorno mal planteadas, número de elementos finitos deficiente, orientación muy desfavorable de los sets de discontinuidades, entre otros.

Se consideró un ángulo de cara de banco de 75° ya que es utilizado en trabajos de minería a rajo abierto y en muchas obras de construcción civil ya que la superficie utilizada disminuye y se optimizan los espacios. Así también se utilizó una altura de 15 metros para el análisis con índices de resistencia geológica ya que la altura propuesta por Hoek et al., (2013) para aplicar la tabla oscila en un rango de 10 a 20 metros de altura.

Se realizaron los análisis considerando un incremento en la densidad de la malla de elementos finitos en el contorno del talud considerando puntos como superficie, corona y pie del talud a modo de obtener un valor detallado de la zona de fluencia. Esto se reforzó creando una ventana de búsqueda de factor de seguridad utilizando la función SSR Search Area.

Se decidió utilizar modelos sin carga externa, dado que, considerando las elevadas propiedades resistivas del macizo rocoso, estas influyen en un error de cálculo de convergencia y se genera un efecto en los vectores de desplazamiento del tipo estallido de roca, no alcanzándose la convergencia de los modelos.

5 CONCLUSIONES

Para los modelos donde se consideró una fuerza externa aplicada de manera normal a la superficie del macizo rocoso con una magnitud de 0.012 MPa, la simulación mostró un comportamiento atípico en las deformaciones generadas, de manera que los valores no son representativos de la estabilidad del talud de roca. Estas deformaciones atípicas se explican debido a la alta resistencia de la matriz rocosa y de sus discontinuidades, las que generan un bloqueo en las fracturas aumentando los esfuerzos normales y provocando un comportamiento global rígido. Los puntos en donde termina la aplicación de la carga superficial generan un campo de cizallamiento por un efecto de contraste estático-dinámico el cual genera deformaciones de corte localizadas en dicha región. Este comportamiento atípico debe ser considerado al momento de aplicar cargas externas, recomendándose variar

la configuración del talud en relación a la carga aplicada reduciendo la extensión de la aplicación y manteniendo los parámetros de roca analizados para evitar errores.

Basado en los resultados obtenidos en este trabajo, el cual se desarrolló bajo condiciones de esfuerzos por gravedad en un medio elasto-plástico, sin carga aplicada en la superficie, con estructuras sin relleno y sin presencia de agua, se evidencia un comportamiento estable para todos los modelos sintéticos de diseños en roca. Los deslizamientos son asociados a la configuración de las estructuras presentes en el macizo y a la disminución de los parámetros resistivos de las discontinuidades, los que propician la fluencia y/o desplazamiento de bloques del talud. Las distintas configuraciones de las familias de fracturas modeladas, muestran que, a un menor número de familias de fracturas, los bloques de rocas generados son de mayor tamaño y que estos deslizan adyacentes a planos de discontinuidades alcanzando mayores desplazamientos. Por otro lado, un número elevado de fracturas presentes en el macizo, generan numerosos bloques de roca de menor dimensión, los cuales, bajo esfuerzos normales y de gravedad en muchos casos no pueden ceder, ni rotar, provocando trabazón de estos en el talud, registrándose desplazamientos con menor magnitud.

A partir de los resultados y desarrollo obtenido mediante el software RS2, es posible deducir que este es una potente herramienta de calculo que permite al usuario ingresar parámetros geomecánicos de la roca y evaluarlos a modo de analizar inestabilidades en el macizo rocoso, permitiendo así el uso de modelos numéricos sintéticos con redes de fracturas discretas mediante elementos finitos. Sin embargo, la utilización de este software con valores obtenidos mediante métodos empíricos como los utilizados en este trabajo sirven para tener una orientación guía para el diseño de taludes y es recomendado complementar estos análisis con parámetros geomecánicos obtenidos en laboratorio y parámetros resistivos de las discontinuidades utilizando instrumentos normalizados de medición en terreno para un buen ajuste en los resultados. No es un reemplazo de un buen estudio de terreno y laboratorio.

6 REFERENCIAS

- Alonso, E.** (2002). “Apuntes de la asignatura de Túneles. Teoría 1ª Parte.: Tensiones en torno a excavaciones”. UPC, E.T.S.E.C.C.P.B. Edición 2002
- Bar. N., Barton, N.** (2016). Empirical slope design for hard and soft rocks using Q -slope. In: Proceedings of the 50th US rock mechanics/geomechanics symposium, ARMA 2016, *Houston*, 26–29
- Bar, N. & Barton, N.** (2017). The Q -slope method for rock slope engineering. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Volume 50, Issue 12, pp.3307-3322
- Barton N.** (1976). The shear strength of rock and rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 13 (9) (1976), pp. 255-279
- Barton N. y V. Choubey.** (1977): *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Symposium of Rock Mechanics, p. 1-54.
- Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J.** (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* 6(4), 189-23
- Barton, N.R.** (1972). A model study of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 9: 579-602
- Barton, N.R. and Bandis, S.** (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In *Rock joints, proc. int. symp. on rock joints*, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema
- Bell, F. G.** (2007). *Engineering Geology*. 2da edition. 57

- Bieniawski, Z.T.** (1976). Rock mass classification in rock engineering. In Exploration for rock engineering, proc. of the symp., ed. Z.T. Bieniawski, 1, 97-106. Cape Town: Balkema
- Bull, J. W.** (2003). Numerical analysis and modelling in geomechanics. Edtion ed.: CRC Press, 2003. ISBN 0203471288
- Brady, B.H.G & Brown, E.T.** (2004). Rock mechanics for underground mining. 3rd edition. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands, 628 pp. 2004.
- Brown, E.T. and Hoek, E.** 1978. Trends in relationships between measured rock in situ stresses and depth. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 15, pp.211-215
- Crowder, Jason & Bawden, William.** (2004). Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research.
- Deere, D.U. and Deere, D.W.** (1988). The rock quality designation (RQD) index in practice. In Rock classification systems for engineering purposes, (ed. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984, 91-101. Philadelphia: Am. Soc. Test. Mat.
- Deere, D. U.,** (1963) “technical description of rock cores for engineering purposes, “Felsmechanik and ingenieurgeologic (Rock Mechanics and Engineering Geology) Vol. 1, No. 1, 1963, pp. 16-22.
- Goodman, R.E., Taylor, R.L., and Brekke, T.L.** (1968). A model for the mechanics of jointed rock. Journal of Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, 94(SM3): 637 – 659.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C.** (2002). Ingeniería Geológica.
- Hoek, E.** (1994). Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, 2(2): 4-16.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W F.** (1995). Support of underground excavations in hard rock, 215 p, Balkema: Rotterdam.
- Hoek, E.** (1994). Strength of rock and masses. *ISRM News Journal*, 2 (2), 4–1.
- Hoek, E. and Brown, E.T.** (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* 106 (GT9), 1013–1035.
- Hoek, E. y E. T. Brown** (1999): Practical estimates of rock mass strength. *Miting of Rock Mechanic. London*
- Hoek, E., C. Carranza-Torres, y B. Corkum** (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In R. Hammah, W. Bawden, J. Curran, and M. Telesnicki (Eds.), Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology. Toronto. 10 July 2002, pp. 267—273. University of Toronto.
- Hoek, E. Carter, T.G. Diederichs, M.S.** (2013). “*Quantification of the Geological Strenght Index Chart*”. 47° US Rock Mechanics/Geomechanics Symposim, San Francisco, CA, USA.
- Hoek, E.,** (2007), *Practical Rock Engineering*. Recuperado de <https://www.researchgate.net/publication/238447174> Practical Rock Engineering

- Jing, L.** 2003. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock mechanics and Mining Sciences* 40: 283 – 353.
- J.L. Serafim, J.P. Pereira.** (1983). **Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski.** Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction, vol. 1, A.A. Balkema, Rotterdam (1983), pp. II.3-II.44
- Kulhawy, F.** (1975). Stress deformation properties of rock and rock discontinuities. *Engineering Geology* 9.
- Palmstrom, A.** (1974). Characterization of jointing density and the quality of rock masses.
- Ramirez, Oyanguren P., de la cuadra, Irizar I., Lían, Huerta R., Grigalbo, Obeso** (1991). E. Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea. Instituto Tecnológico Geominera de España ITGE, Madrid, España, 1991.
- Read, J., and P. Stacey.** 2009. *Guidelines for open pit slope design.* Collingwood: CSIRO Publishing.
- RocScience.** (2014). Phase2 Version 8.02. RocScience Inc. Toronto, Canada.
- S.D. Priest, J. Hudson.** (1976). Discontinuity spacing in rock International. *Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 13 (5), pp. 135-148.
- Salcedo D. A.** (1983) Macizos Rocosos: Caracterización, Resistencia al Corte y Mecanismos de Rotura, Conferencia 25avo Aniversario Soc. Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones, Caracas, 143-172.
- van der Pouw Kraan, M.C., and Diederichs, M.S.** (2014). Behavioural uncertainty for rock tunnels: Implications for rockmass definitions for predictions in Geotechnical Baseline Reports. In Proceedings of the World Tunnel Congress 2014, Iguazu, Brazil.