

UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES

FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS DE GRADO

Análisis de estabilidad de rajos mineros

Autor:

Ariel I. ABAD
ariel.i.abad@gmail.com

Director:

Dr. Alejo O. SFRISO
asfriso@fi.uba.ar

Febrero de 2016

Índice general

1. Introducción	4
1.1. Motivación	4
1.2. Objetivos	4
1.3. Organización	4
1.4. Agradecimientos	4
2. Roca intacta	6
2.1. Descripción general	6
2.1.1. Propiedades índice	6
2.2. Comportamiento mecánico	8
2.2.1. Evolución pre-pico de roca frágil	8
2.2.2. Localización en carga pico	8
2.2.3. Evolución post-pico	8
2.3. Efecto del confinamiento	9
2.4. Criterios de falla	9
2.4.1. Rigidez	10
3. Estructuras	12
3.1. Descripción general	12
3.2. Mecanismos de resistencia al corte	12
3.2.1. Escala del fenómeno	12
3.2.2. El modelo de bloques rígidos	13
3.2.3. El modelo dentado	14
3.2.4. Efecto de la irregularidad	15
3.2.5. Joint Roughness Coefficient	15
3.3. Ensayos de corte en discontinuidades reales y efecto de escala	17
3.3.1. Comparación entre modelos teóricos y empíricos	17
3.3.2. Efecto de la escala de la muestra	18
3.3.3. Efecto de la tensión normal y similitudes con la mecánica de suelos	18
3.3.4. Proceso de carga	18
3.4. Resistencia pico y dilatancia	19
3.4.1. Criterio de falla de Barton-Bandis	19
3.4.2. Relación con la dilatancia	20
3.4.3. Controversia sobre ϕ_b y ϕ_r	21
3.5. Discontinuidades con relleno	22
3.6. Rigidez	22
3.6.1. Rigidez a corte	22
3.6.2. Evolución de la rigidez con la tensión normal	22

4. Caracterización de los cuerpos de roca	25
4.1. Introducción	25
4.2. Sistemas de clasificación de macizos rocosos	26
4.3. Comportamiento mecánico	28
4.3.1. Enfoque	28
4.3.2. Modelos conceptuales	30
4.3.3. Ensayos triaxiales	32
4.3.4. Anisotropía de los macizos rocosos	33
4.3.5. Criterio de falla	34
4.3.6. Resistencia a la compresión uniaxial. Criterios alternativos.	36
4.3.7. Resistencia post-pico	37
4.3.8. Deformabilidad	38
4.3.9. Incertidumbre en los métodos empíricos	40
5. Taludes de roca	42
5.1. Introducción	42
5.2. Modos de falla específicos	42
5.2.1. Fallas por deslizamiento	42
5.2.2. Fallas por volcamiento	43
5.2.3. Fallas de rotación-traslación	44
5.2.4. Modos complejos de falla	44
5.3. Criterios de aceptabilidad	45
5.3.1. Principio básico	45
5.3.2. Factor de seguridad	45
5.3.3. Probabilidad de falla	47
5.4. Métodos de cálculo	47
5.4.1. Método del equilibrio límite	47
5.4.2. Método de los elementos finitos	48
5.5. Análisis anisótropo	49
5.5.1. Preliminar: análisis como macizo homogéneo	49
5.5.2. Equilibrio límite con propiedades direccionales	49
5.5.3. Elementos finitos con estructuras explícitas	49
6. Aplicación: estabilidad de un rajo minero en Cerro Vanguardia	52
6.1. Caracterización del rajo Osvaldo Diez Cutback 7	52
6.1.1. Información general	52
6.1.2. Sección de diseño	52
6.1.3. Sets estructurales	52
6.2. Análisis como material isotrópico	52
6.2.1. Metodología general	53
6.2.2. Equilibrio límite	53
6.2.3. Elementos finitos	53
6.3. Equilibrio límite con propiedades direccionales	55
6.3.1. Dirección afectada por cada set	55
6.3.2. Análisis desde la probabilidad de falla	55
6.3.3. Análisis	55
6.4. Modelación numérica con estructuras explícitas	56
6.4.1. Metodología	56

6.4.2. Modelo 1	57
6.4.3. Modelo 2	58
6.4.4. Modelo 3	58
6.5. Resultados	58
7. Conclusiones y consideraciones finales	61
7.1. Mecánica de rocas	61
7.2. Análisis de estabilidad de rajas mineros	61
7.3. Caminos de investigación futura	62
A. Definiciones	73
B. Sistemas de clasificación de macizos rocosos	75
B.1. Rock Quality Designation (RQD)	75
B.2. Rock Mass Rating System (RMR)	75
B.3. Joint Condition Rating (JCond)	75
B.4. Volumen de bloque	75
B.5. Geological Strength Index (GSI)	77
B.5.1. Ábacos clásicos	77
B.5.2. Ajuste por volumen de bloque	77
B.6. Joint factor J_f	77
B.7. Joint Condition Factor (J_c)	77
C. Antecedentes del proyecto Cerro Vanguardia	85
C.1. Geología de Cerro Vanguardia	85
C.1.1. Ambiente geológico	85
C.1.2. Depósitos epitermales	85
C.1.3. Modelo estructural	86
C.2. Estado de tensión original del macizo rocoso	87
C.3. Método de tronadura	87
C.4. Caracterización geotécnica de la roca intacta	87
C.4.1. Unidades geotécnicas básicas	87
C.4.2. Parámetros geomecánicos	89
C.5. Rajo Osbaldo Diez Cutback 7	90

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

Los macizos rocosos son grandes masas de materiales geológicos que tienen fracturas, discontinuidades y una compleja estructura interna. A diferencia de los materiales de uso o interacción típica en la construcción, la escala y variación de sus características impiden su interpretación inmediata como un medio continuo y el desarrollo de ensayos a suficiente escala. Las herramientas disponibles para su análisis se dividen en dos bloques: i) están basadas en mecánica del continuo y por lo tanto no pueden capturar el comportamiento de bloques en contacto; o ii) están basadas en mecánica de bloques, son muy complejas y difíciles de calibrar.

Dentro del primer bloque está la práctica profesional. Por ejemplo, la industria minera requiere que los diseños de túneles y excavaciones sean validados software de equilibrio límite (Ej: Slide); o de elementos o diferencias finitas (ej: Phase2 y FLAC) utilizando relaciones constitutivas simples (ej: elasticidad lineal y Mohr-Coulumb).

Dentro del segundo bloque está la academia. Existe software académico y comercial (ej: UDEC, 3DEC, Abaqus, PFC3D) que podría - teóricamente - reproducir el comportamiento de los bloques en contacto. Cuando estas herramientas se han usado en entornos industriales, se ha encontrado que la complejidad de su calibración agrega incertidumbres tales que los resultados obtenidos difícilmente se acepten como herramientas para la toma de decisiones.

Como adicional a esta problemática, la industria está demandando que los estudios se efectúen en el marco del análisis de probabilidad de falla, forzando el límite de aplicación de los métodos clásicos, basados por lo común en caracterizaciones empíricas y subjetivas del macizo rocoso. En este contexto surgen dos metodologías que buscan superar la limitación de la mecánica del continuo y estas caracterizaciones: por un lado, la definición de propiedades direccionales en el análisis de equilibrio límite, y por el otro, la incorporación de las estructuras de la roca en forma explícita en los modelos.

La llegada de estos enfoques al ámbito profesional son el resultado del avance del hardware y software,

por lo que requieren mayor trabajo académico para lograr la aceptación de la industria.

1.2. Objetivos

Los objetivos de esta tesis son:

- Presentar un resumen consolidado e interpretado del conocimiento académico respecto del comportamiento de los macizos rocosos;
- Comprender el alcance y limitaciones de los métodos empíricos de diseño geotécnico para macizos rocosos;
- Explicar y resumir las técnicas numéricas aplicadas a estos diseños;
- Aplicar los conceptos desarrollados al análisis geotécnico de un rajo minero; para esto se eligió el rajo Osvaldo Diez del proyecto Cerro Vanguardia.

1.3. Organización

Esta tesis está dividida en siete capítulos.

El capítulo 2 desarrolla el problema de la resistencia y rigidez de la roca intacta. El capítulo 3, el problema de la caracterización de estructuras geológicas (discontinuidades del macizo rocoso) y la determinación de sus parámetros mecánicos. El capítulo 4 contiene una síntesis de diversos estudios y criterios apuntados a caracterizar los macizos rocoso. En el capítulo 5 se presenta el problema geotécnico de los taludes artificiales en macizos rocosos, con énfasis a los rajos mineros. En el capítulo 6 se aplican los conceptos desarrollados al rajo Osvaldo Diez, del yacimiento Cerro Vanguardia, de Santa Cruz. El capítulo 7 contiene las conclusiones y el camino de investigación futura de la tesis.

1.4. Agradecimientos

Se agradece el aporte de conocimiento, software, equipo y recursos hecho por SRK Consulting Ar-

gentina, y la gentileza de Cerro Vanguardia S.A. al proveer la información analizada. Desde SRK, esto no hubiera sido posible sin la tutoría y contención de Alejo Sfriso, el apoyo de Osvaldo Ledesma, el conocimiento de Juan Martin Sitjá y Balbastro, y la colaboración de Iñaki Mendive, Gonzalo Rellan y Francisco Pereti. Desde CVSA se agradece a Georg Erz por su amabilidad y dedicación en las visitas a Santa Cruz que requirió este trabajo.

Mas que nada, se agradece la infinita paciencia y apoyo de toda mi familia para cerrar este capítulo de la vida. Especial mención a mi compañera y esposa Nadia Olivera por ser quien soportó con alegría caminarlo a mi lado.

Capítulo 2

Roca intacta

2.1. Descripción general

La matriz de roca es la denominación que se aplica al material del que están compuestos los bloques que conforman los macizos rocosos. Desde su composición, puede caracterizarse como un conjunto coherente y multigranular de uno o más minerales o mineraloides cuya asociación se debe a un mismo proceso geológico. La vaguedad de esta definición acompaña la marcada variación en los materiales considerados como roca: en un extremo se tienen las de origen plutónico formadas por silicatos de cristalización uniforme, cuya resistencia a la compresión uniaxial se aproxima a la del acero. Por otro lado, el límite con los suelos se difumina en las rocas sedimentarias de cementación pobre y friable como las areniscas ligadas con sulfato de calcio.

La Figura 2.1.1 muestra fotografías la roca obtenida en tres estratos diferentes de los rajes mineros de Cerro Vanguardia. Por fuera de la diferencia en la textura y mineralización que exista entre ellos, todas forman bloques de material cohesionado con imperfecciones y heterogeneidades de tamaño despreciable. Esta es la razón práctica de por qué la matriz de roca es la unidad más pequeña con la que trata la ingeniería civil y minera.

Composición mineral y textura

En la Tabla 2.1.1 se presenta la clasificación de las rocas de acuerdo a su textura [67]. Se indican las características principales asociadas y se brindan ejemplos de tipos de roca para cada caso. A continuación se brindan ejemplos de la influencia de la composición mineralógica de la matriz de roca sobre su comportamiento mecánico.

- El elemento constitutivo de los minerales da una pauta de la resistencia mecánica, dureza y tendencia a la falla frágil [68]. Los silicatos cristalinos son los minerales abundantes más resistentes; exhiben un comportamiento elástico y falla frágil para todo el rango de presiones de interés en proyectos civiles y mineros.

- Para una misma mineralización, los granos más pequeños están generalmente asociados a una mayor resistencia a la compresión [54].
- La anisotropía intrínseca de minerales como la mica, cloritas y piroxenos hace que estos minerales tiendan a formar láminas paralelas superpuestas, con lo que transfieren la anisotropía a la escala de roca intacta.
- Hay minerales expansivos que comprometen la integridad de la roca si entran en contacto con agua. La montmorillonita es el más característico de ellos, pero también se observa en balsos alterados y rocas con presencia de anhidrita (sulfato de calcio anhidro).
- El comportamiento reológico es un fenómeno común de la roca, pero que adquiere relevancia en el caso de las evaporitas dada la capacidad de muchas de ellas de dislocar sus cristales bajo tensión reducida.

Estas características tienen su causa en la configuración microscópica. La Figura 2.1.2 muestra la micrografía de una roca ígnea intrusiva muy competente (a) y una arenisca con cementación calcítica (b). La estructura entrelazada de la roca ígnea garantiza que la deformación se dé a través de los cristales (comportamiento frágil y muy resistente). La arenisca, por otro lado, tiene los bloques de cristal unidos entre sí por una matriz no estructurada de material ligante que termina siendo la que condiciona su comportamiento (mayor ductilidad, fractura progresiva de la cementación).

2.1.1. Propiedades índice

Las propiedades índice son características físicas y mecánicas de la roca que permiten asociaciones cualitativas entre materiales de similar comportamiento. A continuación se muestran las más utilizadas por la industria para el diseño de rajes mineros [160].



Figura 2.1.1: Ejemplo de rocas observadas en afloraciones y rajos de Cerro Vanguardia

Textura	Características	Ejemplo
Cristalina	Silicatos distribuidos y orientados en forma aleatoria. Tamaño de grano uniforme	Granito, diorita, gabbro, sienita
	Silicatos distribuidos y orientados en forma aleatoria. Granos rodeados de cristalizaciones de menor tamaño y microporos	Basalto, riolita
	Mica u otros minerales de configuración plana en forma de bandas continuas	Esquistos de mica, clorita y grafito
	Carbonatos y sales solubles	Caliza, marmol, dolomita, halita, yeso
Clástica	Cementación estable	Areniscas con cementación silíceo o férrica (limonita)
	Solubilidad baja	Areniscas y conglomerados con cementación cálcica
	Solubilidad alta	Areniscas y conglomerados con cementación por sulfatos
	Cementación incompleta	Areniscas friables
Microcristalina	Rocas duras e isotropas	Algunos basaltos, corneana
	Roca anisótropa en macroescala	Laja y esquistos
	Roca anisótropa en microescala	Pizarra, fillita
	Roca blanda	Calcita de creta, marga, esquistos jóvenes

Tabla 2.1.1: Caracterización de rocas según textura [67].

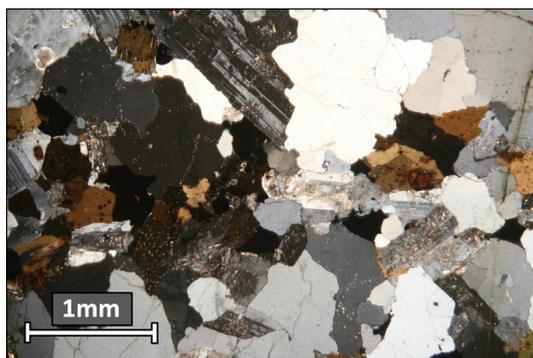
Resistencia a compresión uniaxial, UCS . Medida en ensayos de compresión sin confinamiento de testigos cilíndricos (ASTM D2938 y D3148, ISRM 2007).

Índice de resistencia a carga puntual, I_s . Medido en ensayos de compresión de fragmentos de roca, como se muestra en la Figura 2.1.3 (ASTM D5731). Existen correlaciones con a la resistencia a compresión uniaxial. [205].

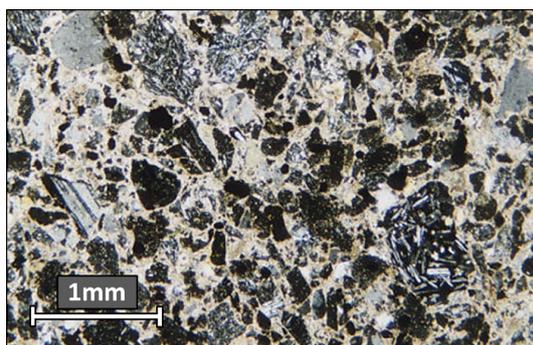
Porosidad, n . Asociada en forma cualitativa a la calidad geotécnica de la matriz de roca y su comportamiento mecánico, en particular para rocas sedimentarias [138] . (ISRM 1979 [112]).

Peso unitario, γ . Está fuertemente vinculado a la clasificación genética por el tipo de roca (ASTM D7263)

Velocidad de onda, v_p y v_s . Asociado a la rigidez elástica de la roca y su grado de microfisuración, correlaciona bien con otras propiedades índice [174, 205] por lo que se lo emplea como indicador indirecto a través de ensayos de laboratorio (ASTM D-2845) y ensayos geofísicos en terreno.



(a) Granito [Wikimedia commons por Siim Sepp (www.sandatlas.org)]



(b) Arenisca con cementación calcítica [180]

Figura 2.1.2: Microfotografía de roca ígnea intrusiva (a) y roca sedimentaria (b).

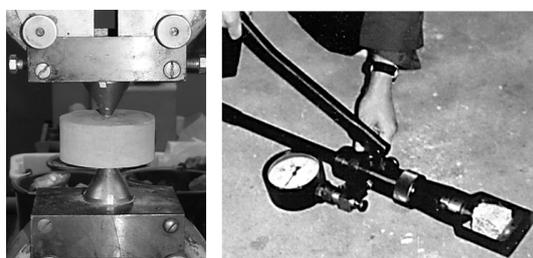


Figura 2.1.3: Ensayo en laboratorio (iz) e in-situ (der) del índice de resistencia a carga puntual [98].

2.2. Comportamiento mecánico

En esta sección se describe la relación tensión-deformación característica de la roca intacta en ensayos uniaxiales y triaxiales.

2.2.1. Evolución pre-pico de roca frágil

La relación tensión-deformación desde el inicio de la compresión deviatorica hasta llegar a la resistencia pico está relacionada al desarrollo de las fi-

suras internas del material, pudiendo dividirse el proceso en las 4 etapas marcadas en la Figura 2.2.1 [21, 53, 67].

Etapas I: Cierre de microfisuras preexistentes. La extensión de esta etapa depende del tipo de roca y su estado. Se caracteriza por el incremento de la rigidez del material y su contracción volumétrica.

Etapas II: Región elástica. En este rango la deformación no llega a generar nuevas microfisuras en forma destacable, observándose una relación elástico lineal.

Etapas III: Microfisuración estable. Esta etapa marca el inicio de la deformación inelástica, originada en la aparición de nuevas fisuras, primero limitadas a la dimensión del grano de mineral y luego coalescentes entre ellas [53]. Se caracteriza por la disminución de la rigidez y la estabilidad en el tiempo del nuevo sistema de fracturas.

Etapas IV: Microfisuración inestable. A partir de esta etapa, el sistema de microfisuras se expande a deformación axial constante, llevando el material a la falla si se mantiene suficiente tiempo. Esta etapa se inicia entre el 50 % y el 90 % de la tensión pico en carga rápida y se caracteriza por la disminución más pronunciada de la rigidez, dilatación y formación de banda de discontinuidad.

2.2.2. Localización en carga pico

Salvo para gran confinamiento o roca de calidad pobre, las probetas fallan formando planos de localización y fractura. En rocas blandas como las lutitas, el proceso es gradual, mientras que en rocas cristalinas de buenas prestaciones como el granito, la coalescencia de microfisuras y localización se puede dar en forma brusca, liberando energía elástica acumulada. [129, 154, 186]

El estudio de este fenómeno requiere la utilización de equipos servomecánicos que acompañen la disipación de energía. Lockner [129] combinó un equipo servomecánico con la captura de emisiones acústicas y mostró el desarrollo de la localización en granitos y areniscas (Ver Figura 2.2.2). La relación entre esta emisión, la descarga en pico y el comportamiento posterior se muestra en detalle en el trabajo de Pinińska [154].

2.2.3. Evolución post-pico

Una vez superado el pico se pueden identificar dos etapas adicionales en el ensayo de probetas [67]:

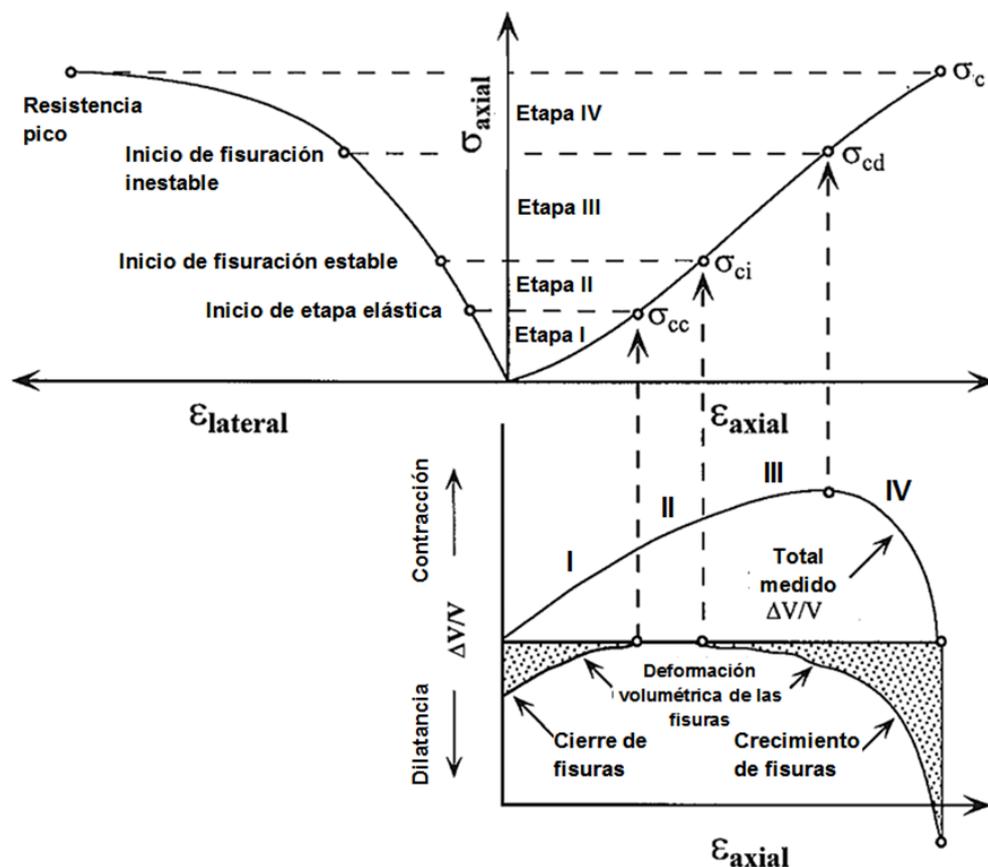


Figura 2.2.1: Diagrama tensión-deformaciones de ensayo uniaxial con referencia a las etapas de deformación. Granito de Lac du Bonnet [Modificado de [53] . Basado en trabajo de [134]].

Etapa V: Formación de macrofisuras. Esta etapa corresponde al fenómeno de localización, culminando en la formación de un plano de falla que parte la muestra. Esta etapa se caracteriza por el descenso brusco de la tensión en la muestra para rocas cristalinas y un decaimiento suave para rocas de calidad pobre

Etapa VI: Deslizamiento sobre localización. Una vez generada la superficie de falla, la deformación adicional se da como el deslizamiento de dos cuerpos rígidos sobre una discontinuidad.

Estas etapas se ilustran en los ensayos triaxiales realizados a lutitas de Highvale de la Figura 2.2.3. A poco de llegar al valor pico, la tensión cae en forma pronunciada, convergiendo a un valor estable que depende del grado de confinamiento.

2.3. Efecto del confinamiento

Al realizar ensayos triaxiales en probetas de roca intacta, se observa el incremento de la resistencia pico y residual al ir aumentando la tensión de confinamiento [138, 114, 67], estando asociado este fenómeno a fricción que se genera entre los cristales de

mineral y fisuras tanto originales como generadas durante el proceso de carga [67].

Aumentando el confinamiento, las microfisuras requieren cargas mayores para su propagación. El proceso cataclástico de rotura, coalescencia y deslizamiento que sin confinamiento se produce en forma violenta, comienza a requerir aporte de energía, existiendo el punto donde esta energía es mayor que la necesaria para fracturar o dislocar los cristales o material ligante. En los ensayos, esta transición se ve como una migración de falla frágil y localizada a dúctil y distribuida. La Figura 2.3.1 muestra este fenómeno en probetas de mármol.

La importancia del paso de régimen frágil a dúctil en la geología tectónica motivó ensayos a grandes confinamientos y estudios micromecánicos detallados [58]. Para las presiones con las que trabaja la ingeniería civil y minera, se vuelve relevante en rocas sedimentarias muy porosas con cementación pobre [67].

2.4. Criterios de falla

La curva de resistencia intrínseca de la roca intacta es no-lineal, alejándose de la relación clásica de

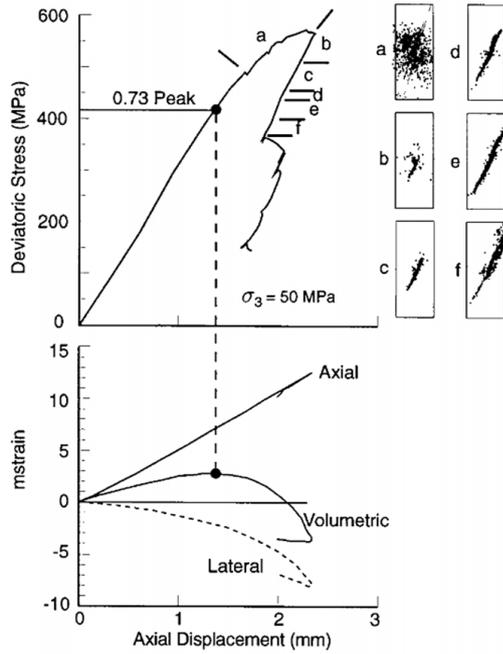


Figura 2.2.2: Evolución de la localización post pico en probeta confinada de granito. Ensayo triaxial y captura de emisión acústica. (De [133]. Ensayo tomado de [129])

Mohr-Coulumb. La Figura 2.4.1 muestra los resultados obtenidos por Mogi [139] tras ensayos triaxiales en rocas de diverso tipo de calidad geotecnica. Se identifican [138, 139]:

- El incremento de la resistencia al corte por un mayor confinamiento es mayor que en materiales granulares.
- La resistencia crece con el confinamiento, pero a una tasa que disminuye a medida que aumenta el confinamiento.
- El cambio a comportamiento dúctil se ve en el cambio rápido de la curvatura de la curva de resistencia intrínseca (Rocas Cl, S2, CM y S1).
- En rocas de alta porosidad (S1) hay compactación cuando el daño a la matriz ligante supera el aporte por fricción [67].

El criterio de falla más utilizado por la industria es el criterio de Hoek-Brown para roca intacta [100], de expresión

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad (2.4.1)$$

donde σ'_1 y σ'_3 son las tensiones principales efectivas, σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial y m_i es un parámetro material de la roca intacta.

La Figura 2.4.2 muestra el ajuste del valor m_i para granitos realizado por Hoek [88, 100].

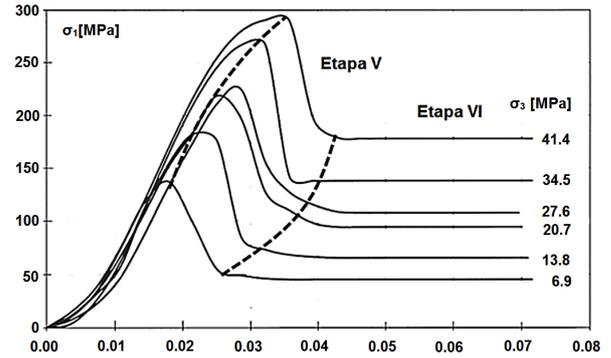


Figura 2.2.3: Ensayos triaxiales en lutitas. Marcado de etapas post-pico (Modificado de [118])

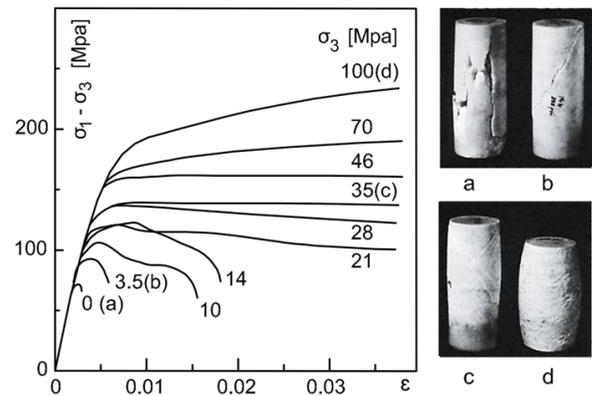


Figura 2.3.1: Aumento de la resistencia y migración de falla frágil a dúctil. Marmol de Wombeyan (Modificado de [152]).

2.4.1. Rigidez

Los ensayos triaxiales muestran una relación no lineal entre tensiones y deformaciones salvo en el intervalo de deformaciones que hay entre el cierre de fisuras y la aparición de nuevas (Etapa II). A su vez, se generan deformaciones plásticas durante todo el desarrollo del ensayo, observable mediante ciclos de descarga-recarga [134]. Dada la dificultad de aplicar soluciones analíticas y numéricas que emulen el comportamiento del material, la industria optó por caracterizar a la roca intacta como un material de comportamiento elástico lineal en su régimen pre-pico. Debe notarse que a pesar de utilizarse en la bibliografía los coeficientes de Young y Poisson, puede tratarse de un módulo de elasticidad, o un módulo de deformación dependiendo la metodología implementada en su cálculo.

El criterio para ajustar los parámetros de rigidez a los resultados no lineales de los ensayos no se encuentra definido explícitamente en la norma ASTM D 4395 que lo trata, quedando a elección del profesional si tomar el modulo secante, tangente o un valor medio. El efecto de esta decisión en el resultado informado [168] es menor que el grado de incertidumbre de los ensayos, por lo cual la litera-

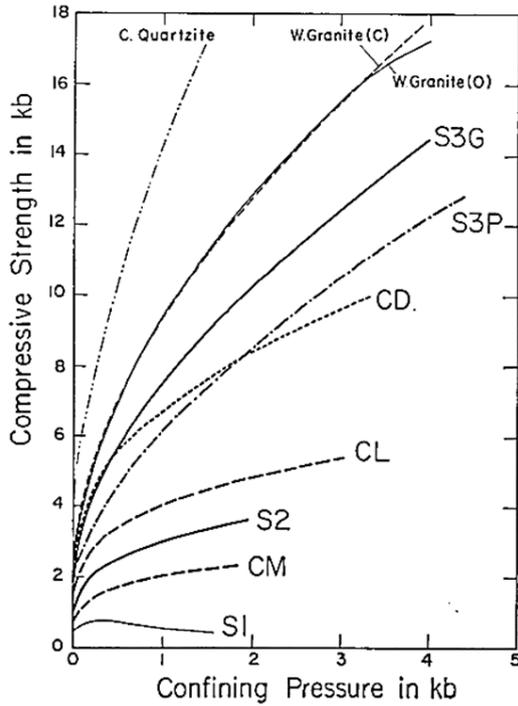


Figura 2.4.1: Curvas de resistencia intrínseca para diversos tipos de rocas [139]. S1: rocas silíceas muy porosas, S2: rocas silíceas porosas, S3: rocas silíceas no porosas, CM: mármoles, CL: limonitas, CD: dolomitas, S3P, periodita, S3G: granito.

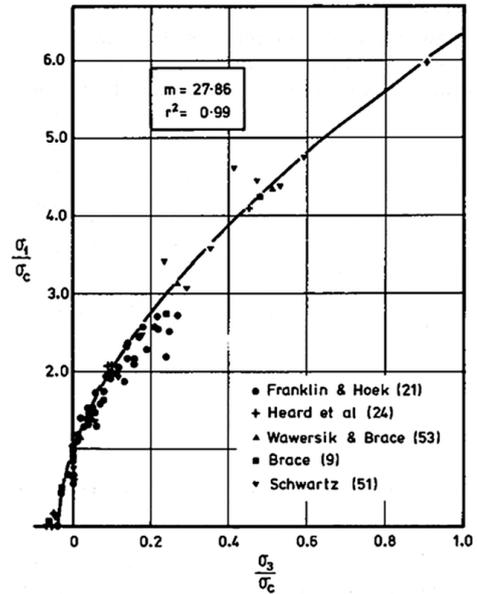


Figura 2.4.2: Ajuste del parámetro m para granitos, en la primera presentación del criterio de Hoek-Brown [88].

tura de referencia [67, 160] ofrece rangos esperados para el módulo de Young y el coeficiente de poisson según el tipo de roca.

Respecto al coeficiente de Poisson, Gereek [64] realizó un extenso trabajo recopilatorio donde se presentan valores para compuestos químicos básicos, cristales de mineral y las familias de rocas mas comunes. La Figura 2.4.3 da cuenta de la dispersión de valores que se observa en este último grupo.

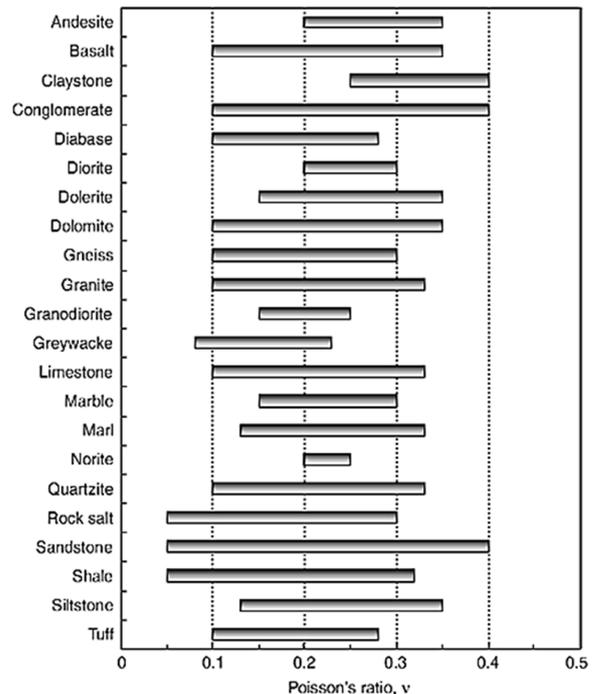


Figura 2.4.3: Rangos de coeficiente de Poisson según tipo de rocas [64].

Capítulo 3

Estructuras

3.1. Descripción general

Los fenómenos geológicos que dan origen a los distintos cuerpos de roca tienden a generar discontinuidades de variada frecuencia y geometría, siendo su presencia una característica prácticamente ubicua. Estas discontinuidades se denominan estructuras geológicas, y el conocimiento de su importancia es reconocido por la academia desde mediados del siglo XX dando como resultado abundante bibliografía respecto a criterios de clasificación y estudio de sus orígenes [131].

Desde el punto de vista del análisis de estabilidad de rajos mineros, es conveniente diferenciar en tres grupos a las estructuras geológicas:

Microfisuras. Discontinuidades de extensión menor al centímetro cuyo efecto puede considerarse incluido en las propiedades de la roca intacta.

Diaclasas. Discontinuidades cuya superficie se extiende desde 10cm hasta 100m formando los patrones que dividen los bloques en los macizos rocosos. Las diaclasas son discontinuidades que no han tenido movimiento relativo.

Fallas. Discontinuidades que han tenido movimiento relativo, en cualquier escala.

Zonas de debilidad. Bandas de roca alterada, meteorizada o fracturada (según el fenómeno de origen) con un espesor entre el centímetro y la decena de metros, generalmente asociadas a fallas.

La Figura 3.1.1 muestra ejemplos de las tres clasificaciones expuestas. En la Figura 3.1.1-a se tiene la roca de una vena expuesta, con importante cantidad de microfisuras. En la Figura 3.1.1-b está el detalle de dos estructuras que dividen los bloques de roca en la vena estudiada. En el centro de la Figura 3.1.1-c se observa una banda de falla subvertical formada por la roca triturada (brecha cataclástica) generada durante la deformación y posterior cizalla del macizo.

Genética de la roca y su relevancia en las estructuras

La clasificación genética en rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas brinda una primer idea sobre la posible configuración de las estructuras geológicas al referirse cada grupo a un mismo fenómeno de generación.

Las rocas ígneas presentan usualmente tres familias de discontinuidades causadas por la contracción del magma al enfriarse. Una de ellas tiende a ser horizontal (al momento del enfriamiento) y entre todas forman bloques de aspecto prismático. Su espaciamiento va de pocos centímetros a varios metros, con tendencia a superficies planas, de caras rugosas.

Las rocas ígneas basálticas suman la posibilidad de formar columnas hexagonales con igual configuración que los suelos desecados cuando el magma es homogéneo y el enfriamiento es lento.

Las rocas sedimentarias tienen también por lo común dos o tres familias de discontinuidades, una de las cuales sigue indefectiblemente la superficie de estratificación. La separación entre las estructuras disminuye con el tamaño del material que hace de esqueleto, yendo desde el rango del metro para areniscas hasta los pocos centímetros en esquistos sedimentarios.

Las rocas metamórficas tienen por lo común una fractura sub-paralela al plano en que se observa la esquistosidad del mineral, y dos o mas familias orientadas aproximadamente perpendiculares a esta. También pueden presentarse una importante cantidad de diaclasas con orientación aleatoria.

3.2. Mecanismos de resistencia al corte

3.2.1. Escala del fenómeno

El estudio de la resistencia al desplazamiento entre superficies es un campo de investigación que se inicia formalmente con los trabajos de Amontons y Coulumb entre el siglo XVII y XVIII, continuando

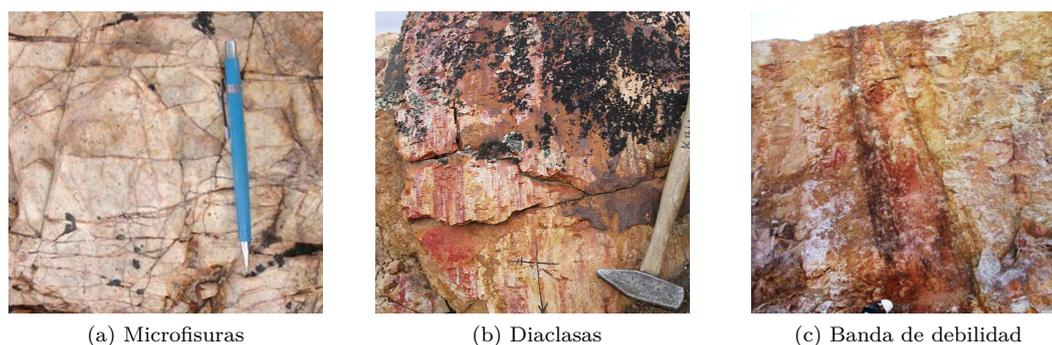


Figura 3.1.1: Ejemplo de estructuras observadas en afloraciones y rajos dentro del proyecto Cerro Vanguardia

hasta el día de hoy en la tribología y la mecánica de contacto. Su tratamiento puede encararse desde diferentes escalas, según muestra la Figura 3.2.1, dependiendo del tipo de material analizado.

La mesoescala. Asume que existe fricción entre superficies en contacto y explica el efecto de la interferencia que provoca la rugosidad macroscópica al libre deslizamiento. En esta escala se encuentran los desarrollos analíticos y empíricos de la academia que son de uso común por la ingeniería civil y minera.

La microescala. Se enfoca en el detalle del contacto real entre superficies. Como muestran los trabajos de Bowden y Tabor [26], las superficies sólidas son siempre rugosas en escala microscópica, habiendo contacto en áreas específicas que se ven sometidas a tensiones superiores a la media. En esta escala se pueden analizar el origen de fenómenos como la relación entre la tensión normal y la resistencia al corte y la disipación de energía en ciclos de deformación volumétrica [175].

La nanoescala. Describe el fenómeno a nivel de interacción entre átomos y moléculas que subyace la teoría de adhesión de Bowden y Tabor. En esta escala se explica la disipación térmica y el mantenimiento de la fuerza friccional aún en procesos de carga monotonica cuasiestática. A modo de referencia, la imagen inferior de la Figura 3.2.1 muestra el modelo atomista de Frenkel-Kontorova-Tomlinson utilizado en el estudio de la fricción entre superficies sin fluido intermedio [197, 198].

Se destacan dos características relevantes desde el punto de vista mecánico:

- A fines prácticos, el estudio de las discontinuidades puede hacerse en la meso-escala.
- La amplitud y variación de la rugosidad definen el tamaño mínimo que debe tener una

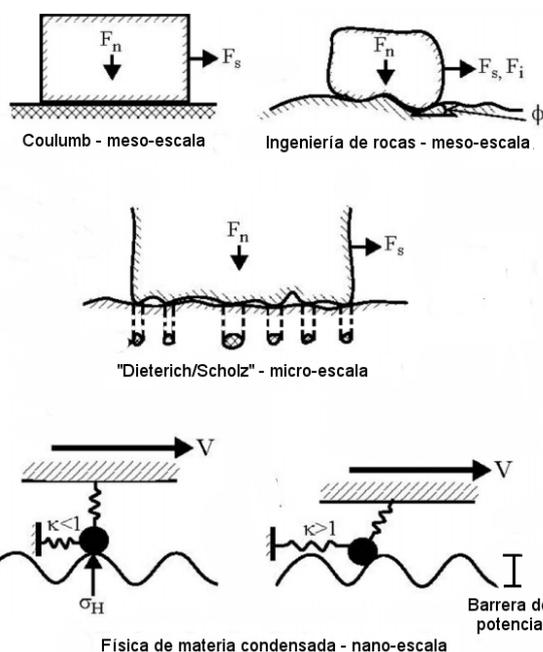


Figura 3.2.1: Escalas de análisis para el fenómeno de fricción entre cuerpos (Modificado de [136]).

muestra para poder considerar ensayos hechos en ella como representativos de la discontinuidad [6].

3.2.2. El modelo de bloques rígidos

El modelo de bloques rígidos de la Figura 3.2.2 permite entender el origen de la resistencia al deslizamiento por interferencia característico de la meso-escala. Supóngase que se extrae un bloque de roca que incluya la estructura geológica, pero suficientemente pequeño como para asumir plana su superficie. Este bloque estará dividido en dos según un plano que tiene una inclinación ψ respecto a la dirección general de la discontinuidad. A continuación se restringe el movimiento de su parte inferior y se aplican las fuerzas S y P .

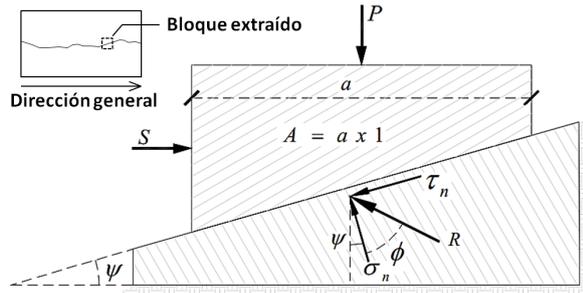


Figura 3.2.2: Modelo de bloques rígidos para el análisis de la resistencia friccional (Modificado de [175]).

Asumiendo que la resistencia al corte sobre el plano τ_f es proporcional a la tensión normal σ_n , el conjunto está en equilibrio si se cumple que

$$\tau_n < \tau_f = \sigma_n \tan(\phi_\mu) \quad (3.2.1)$$

donde el ángulo ϕ_μ representa la fricción de contacto del material.

Definidas las tensiones respecto a la superficie A : $\tau = S/A$ y $\sigma = P/A$, el equilibrio de fuerzas en la dirección general de la discontinuidad se cumple si

$$\tau < s = \sigma \tan(\phi_\mu + \psi) \quad (3.2.2)$$

El aporte a la resistencia del ángulo ψ es causado por la interferencia al deslizamiento en la dirección que tiende a seguir la estructura geológica vista como conjunto.

3.2.3. El modelo dentado

Las discontinuidades que se producen en los macizos rocosos rara vez presentan superficies lisas siquiera a simple vista. Estas irregularidades que generan un incremento de la resistencia por interferencia están sometidas a cargas individuales que pueden llevarlas a falla en forma aislada. Dependiendo del estado de tensiones, las asperezas en contacto pueden deslizarse una sobre otra, o se pueden fracturar, cizallar y triturar. El estudio de este fenómeno que limita el aporte de la rugosidad por dilatancia se realizó en forma histórica a través de ensayos de corte sobre muestras reales o artificiales (cemento, yeso) cortadas en forma de dientes de sierra [153, 12, 66, 121, 107, 144, 124, 71].

Se distinguen tres etapas en los ensayos de corte directo.

Deformación elástica de las asperezas. Antes de superarse la tensión que provocaría el deslizamiento o cizalla, la aplicación de desplazamiento

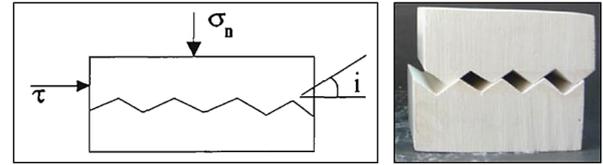


Figura 3.2.3: Iz: esquema del modelo dentado. Der: muestra artificial para ensayo en laboratorio [144].

en la muestra produce la deformación elástica de los dientes.

Deslizamiento sobre rugosidad. Una vez superada la resistencia a la fricción, los sucesivos incrementos de desplazamiento son acompañados por el avance de un cuerpo sobre el otro, manteniendo la tensión de corte constante.

Deslizamiento a través de rugosidad. Cuando la carga necesaria para cizallar el diente supera la requerida para deslizarse sobre el, se inicia la ruptura del diente. A partir de ese momento se deja de observar dilatancia y la resistencia descende.

La transición entre estas tres etapas depende del ángulo del diente, la resistencia del material, la fricción entre superficies y la carga normal aplicada. Rugosidad muy pronunciada puede fallar por cizalla antes de comenzar el deslizamiento. Por otro lado, a medida que una cara se desliza sobre la otra, la superficie de contacto disminuye haciendo inevitable la ruptura antes de llegar a sobrepasarse los dientes [117, 75].

La Figura 3.2.4 muestra dos baterías de ensayos en caja de corte a tensión normal constante (CNL), realizados sobre bloques dentados de mortero ($\sigma_{uc} = 26.85$ MPa).

Se pueden observar los siguientes fenómenos:

- La tensión pico aumenta con la tensión normal (en concordancia con la teoría de contacto).
- El inicio de la dilatancia coincide con el fin del crecimiento de la carga transversal (condición de falla por deslizamiento).
- Para rugosidades bajas, la dilatancia se mantiene durante casi todo el desarrollo hasta superponerse (deslizamiento sin cizalla perceptible).
- Para rugosidades altas, la dilatancia termina y la tensión cae sin haber llegado al solapamiento de los dientes (generación de falla por cizalla).
- La falla por cizalla se inicia antes en las muestras con mayor tensión normal.

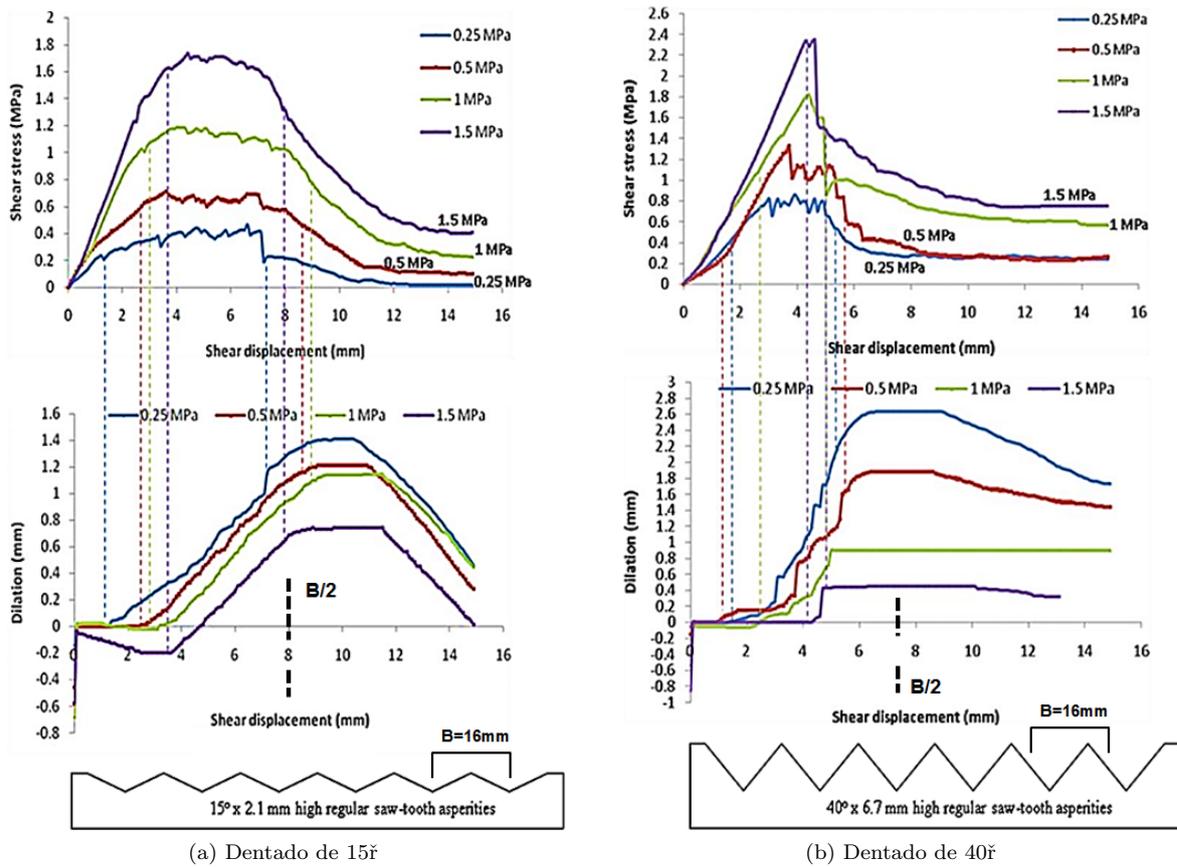


Figura 3.2.4: Ensayos de corte a CNL en discontinuidades triangulares de tamaño regular (Modificado de [30]).

La Figura 3.2.5 muestra fotografías tomadas durante el ensayo de corte de dos piezas [30]. En la que tiene dentado a 15° no se observan fenómenos de cizalla durante todo el ensayo. En la que tiene dentado a 35° se ve la ruptura en todos sus dientes tras leve deslizamiento.

3.2.4. Efecto de la irregularidad

En las discontinuidades reales, las asperezas no mantienen un patrón regular. Aún si tuvieran la misma relación geométrica, la diferencia de tamaño haría que las irregularidades mas pequeñas fallen primero por tener menor sección a deformarse de manera elástica para un mismo desplazamiento. Como resultado de esta ruptura progresiva, tres fenómenos se dan con el aumento de la irregularidad [121, 123].

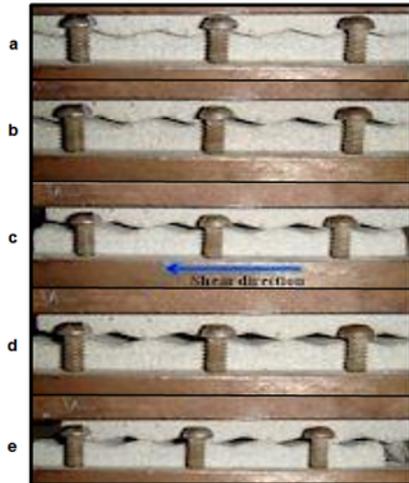
- La resistencia pico disminuye.
- La falla es mas dúctil.
- Se pierde linealidad en el proceso de carga.

Este efecto puede observarse en el trabajo experimental de Kwon [123] sobre discontinuidades en

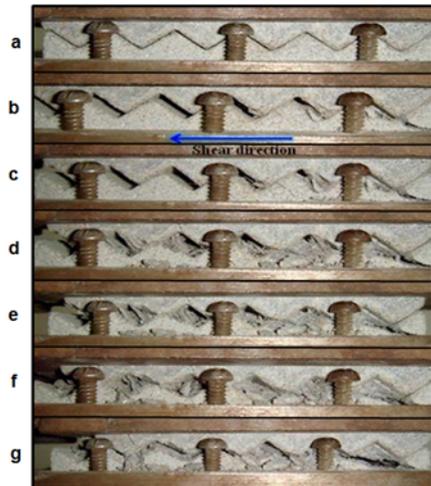
yeso cortadas en forma de diente. Para la prueba, hizo que la forma de cada uno mantenga la relación de lados pero varió el tamaño entre ellos aleatoriamente según un determinado coeficiente de varianza distinto en cada ensayo. La Figura 3.2.6 muestra los resultados obtenidos: se aprecia la evolución de respuesta elástica y falla fragil en caso de dientes iguales, a una respuesta no lineal asociada al daño mas progresivo de las discontinuidades.

3.2.5. Joint Roughness Coefficient

Las discontinuidades reales están lejos de mantener un patrón de rugosidad tan sencillo como los modelos dentados. En su estudio académico se produjo una bisagra a partir del desarrollo del criterio empírico del Joint Roughness Coefficient (JRC, Figura 3.2.8), trabajo iniciado por Barton en 1973 [10] en su búsqueda de un criterio que identifique el aporte de la rugosidad real en la resistencia pico. Junto a Choubey [13] desarrollaron en 1977 los perfiles construidos sobre las discontinuidades de la Figura 3.2.7 que dos años mas tarde serían tomados por la ISRM [111].



(a) Dentado de 15°. $\sigma_n = 0.5\text{MPa}$



(b) Dentado de 35°. $\sigma_n = 1.0\text{MPa}$

Figura 3.2.5: Progreso de ensayos de corte a CNL en discontinuidades triangulares de tamaño regular (Modificado de [30]).

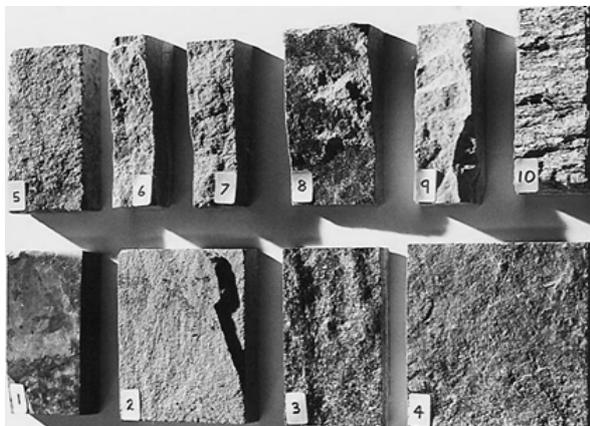
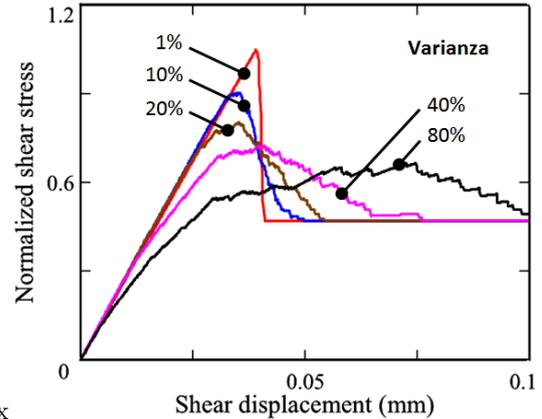
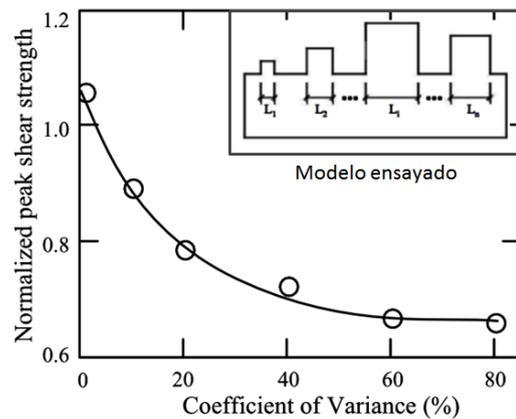


Figura 3.2.7: Discontinuidades usadas en la determinación del criterio JRC (De [18], basado en [13]).



(a) Ensayo a corte. Dentado rectangular de igual relación de lados pero superficie aleatoria.



(b) Disminución de la resistencia pico normalizada al incrementar la varianza.

Figura 3.2.6: Ensayo a corte de discontinuidades rectangulares. Efecto de la variación de tamaño de asperezas. (Modificado de [123]).

Para la determinación del JRC se recomienda recurrir a ensayos de inclinación mostrado en la Figura 3.2.9, siguiendo la Ecuación 3.2.3

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_{n0}}\right)} \quad (3.2.3)$$

Donde

α es la inclinación última antes del deslizamiento; σ_{n0} es la tensión normal aplicada entre las superficies de contacto, en este caso, resultante del peso propio de los bloques. JCS es el Joint Wall Compressive Strength, que identifica la resistencia a la compresión uniaxial de la roca de la discontinuidad en su estado actual, coincidiendo con su UCT en juntas sin meteorización. Su estimación puede realizarse con un martillo de Schmidt siguiendo las correlaciones de los ábacos de la ISRM basados en los detalles publicados por Barton y Choubey [13]. ϕ_r es la fricción residual de la roca, cuyo valor depende del estado de alteración particular de la

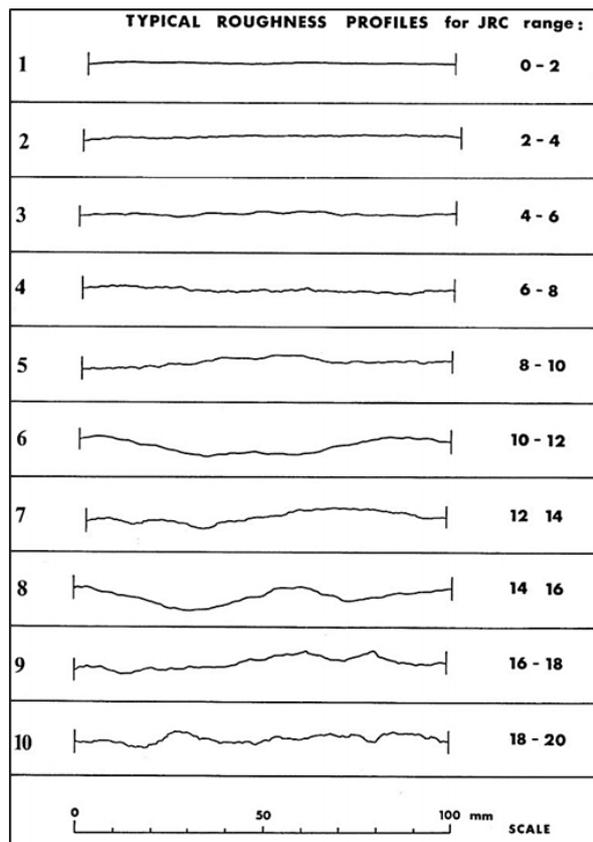


Figura 3.2.8: Perfiles de discontinuidad según criterio de JCR (De [18], basado en [13]).

muestra a ensayar. Se puede obtener mediante ensayos en piezas no alteradas, corrigiendo según los resultados del martillo de Schmidt según la Ecuación 3.2.4.

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20^\circ(r/R) \quad (3.2.4)$$

donde ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la roca, estimado en un ensayo de inclinación hecho a una probeta seca y no meteorizada cortada con sierra; R es el rebote del martillo de Schmidt en la roca no meteorizada y seca; r es el rebote en la superficie real estando humeda.

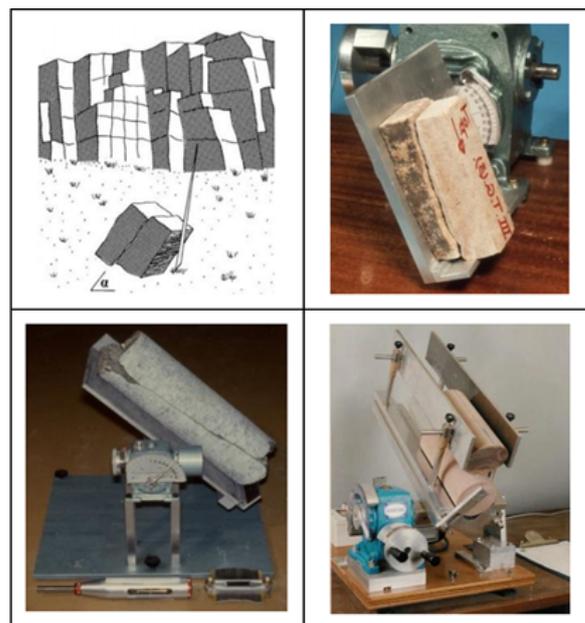


Figura 3.2.9: Ensayos de inclinación en probetas y bloques de roca [18].

Tras mas de 40 años de haberse publicado el primer paper de Barton, la industria sigue utilizando el JRC como el estándar en la caracterización de la rugosidad de las juntas en roca (Ej: [160]). En los trabajos académicos de estas últimas cuatro décadas se observa la búsqueda de parámetros mas específicos para identificar la rugosidad, sistemas de medición cuantitativos y relaciones entre estos dos y el JRC de Barton. El desarrollo se dio especialmente desde la teoría de fractales (Ej: [130, 29, 127]), pudiéndose consultar en las presentaciones de Tatone y Grasselli un resumen de los parámetros propuestos [187] y métodos de medición a la fecha [188].

Sin estar en el alcance de este trabajo el estudio de los criterios alternativos, se aclara que el propio Barton comenta 37 años mas tarde sobre la poca utilidad de los estudios perfilométricos desarrollados para calcular o reemplazar el JRC, recordando que los ensayos en inclinómetro es lo recomendado dado su enfoque práctico e industrial [19].

3.3. Ensayos de corte en discontinuidades reales y efecto de escala

3.3.1. Comparación entre modelos teóricos y empíricos

El ensayo a corte directo de juntas de roca reales o fabricadas siguiendo moldes es la metodología que utilizó la academia para estudiar el comportamiento y la resistencia de las estructuras geológicas (ej.

[9, 6, 83]). Hay tres características que sirven de puente entre los modelos teóricos de la Sección 3.2 y los resultados de la academia sobre discontinuidades de macizos.

La rugosidad de las asperezas. La inclinación de los dientes en el modelo de asperezas triangulares está correlacionada con la rugosidad real. Mayor JRC será mayor dilatación y resistencia pico.

El grado de variación. La varianza en el modelo de dientes rectangulares está correlacionada con la amplitud de la rugosidad. Estructuras con aspereza mas marcada, mayor ondulación de la superficie y muestras mas grandes significan impedimentos al deslizamiento con mayor variedad de tamaños.

La resistencia de la rugosidad. La falla por cizalla de la rugosidad esta correlacionada con la resistencia y alteración de la roca en condiciones reales.

El punto clave de estos ítems se muestra en la Figura 3.3.1. Patton [153] había identificado que las ondulaciones en grandes superficies podían opacar el aporte de las asperezas de menor escala. En los tres ejemplos de la imagen se observa como crece la diferencia entre la superficie de las muestras y la real cuanto mas crece la rugosidad.

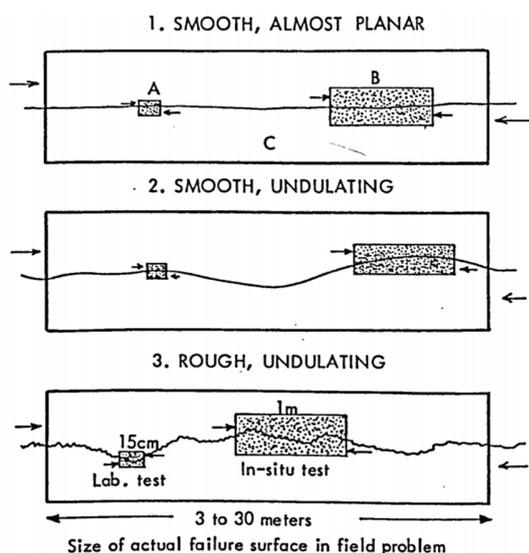


Figura 3.3.1: El problema de la escala para la toma de muestras representativas [6].

3.3.2. Efecto de la escala de la muestra

Siguiendo la pauta de la Figura 3.3.1, la Figura 3.3.2 muestra dos de las baterías de ensayos reali-

zadas por Bandis [6] sobre moldes de discontinuidades reales. Se detectaron los siguientes patrones:

- Incremento gradual del desplazamiento necesario para llegar a la resistencia pico.
- Transición aparente entre modo de falla frágil a dúctil.
- Disminución de la dilatación.
- Intensidad de estos efectos en proporción al grado de rugosidad.

El esquema conceptual de la Figura 3.3.3 resume las conclusiones de Bandis [6] sobre la respuesta esperable al incrementar el tamaño de la muestra ensayada.

3.3.3. Efecto de la tensión normal y similitudes con la mecánica de suelos

El efecto de la tensión normal responde a lo esperado por los modelos teóricos. Comparando la interfase entre las caras de roca y los planos de falla de un medio granular, se puede esperar que las estructuras geológicas respondan de la misma forma que un empaquetamiento de granos, donde la densidad relativa de la junta estaría dada por el grado de superposición y la relación de vacíos mínima y máxima, función de la rugosidad.

La Figura 3.3.4-a muestra un comportamiento mas dúctil al aumentar las cargas normales y la convergencia a una relación única luego de suficiente deformación. Este fenómeno coincide con los resultados triaxiales en arenas densas [175]. La Figura 3.3.4-b atestigua la misma disminución logarítmica de la dilatación en función de la tensión normal que la observada en las arenas Sacramento y Toyoura [175].

3.3.4. Proceso de carga

Barton y Bandis [14] mostraron que primero se moviliza la fricción entre las superficies en contacto (en el 1% de la longitud de la muestra). Barton, Brandis y Bachtar [15] observaron que:

1. La fricción entre superficies se moviliza al inicio del corte.
2. Comienza a moverse la rugosidad. Aparece la dilatación.
3. Se llega a una tensión pico.
4. El daño en la rugosidad llega al punto de disminuir la dilatación y tensión.
5. Se llega a la resistencia residual. Se detiene la dilatación.

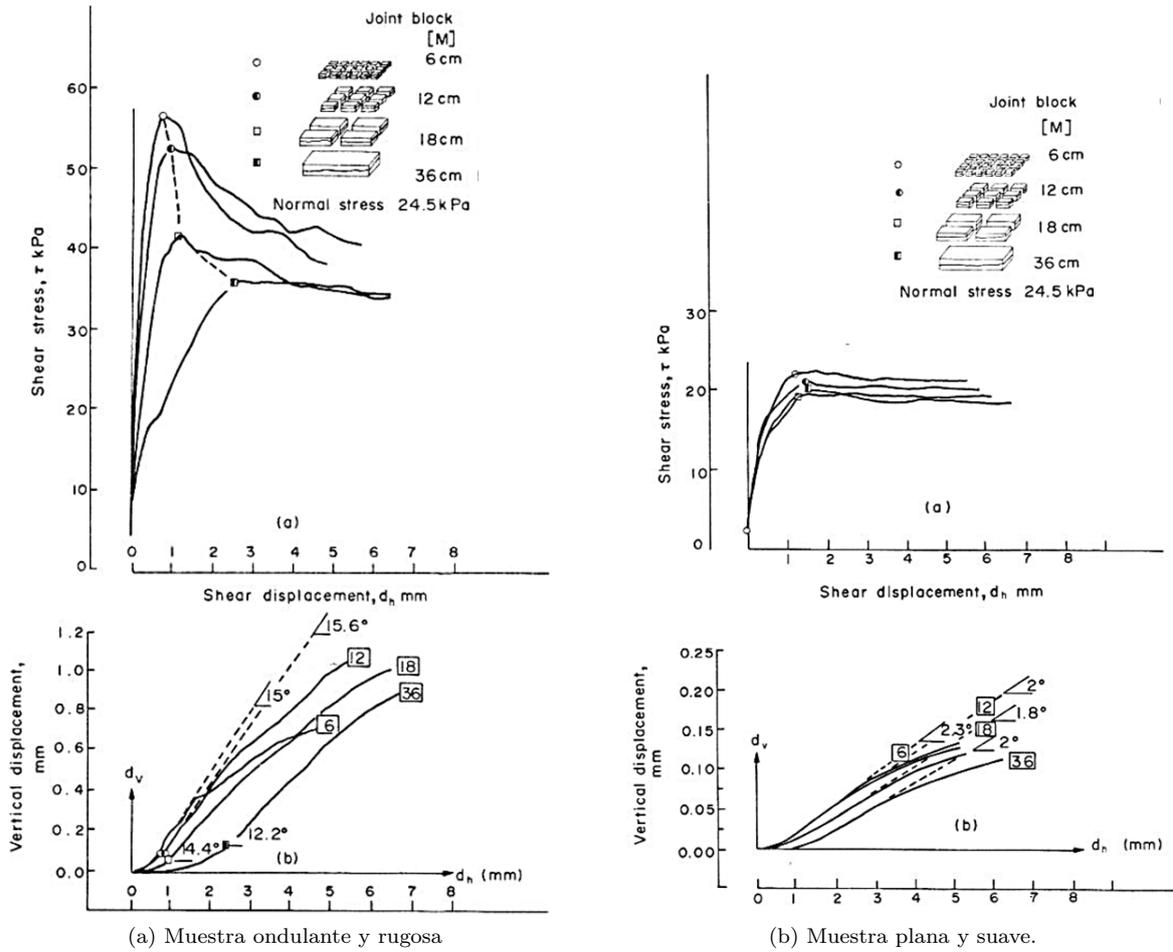


Figura 3.3.2: Ensayos de corte a CNL en juntas reales ([7], basado en [6])

3.4. Resistencia pico y dilatación

3.4.1. Criterio de falla de Barton-Bandis

La resistencia pico de las discontinuidades es un dato de importancia en la verificación de la estabilidad de taludes. De los criterios desarrollados por la academia, vuelve a ser el trabajo de Barton el tomado como estándar por la industria [160]. La Ecuación 3.4.1 es resultado de ajustar la ecuación de Barton-Choubey [13] utilizando los coeficientes corregidos por escala del trabajo de Barton y Bandis [14] (Nombre con el que se conoce hasta la fecha).

$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan \left(JRC_n \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right) \quad (3.4.1)$$

Donde τ_p es la resistencia a corte pico, σ_n es la tensión normal a la discontinuidad, JCS_n y JRC_n

son los coeficientes característicos de la discontinuidad corregidos para la escala real del problema. Esta corrección se hace utilizando las ecuaciones que ajustan los resultados de Bandis [6, 7].

$$JRC_n = JRC_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JRC_0} \quad (3.4.2)$$

$$JCS_n = JCS_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03JCS_0} \quad (3.4.3)$$

La Figura 3.4.1 muestra el ajuste de tres curvas a diversos ensayos realizados por Barton y Bandis. Esta ecuación permite capturar la disminución del aporte de la tensión normal a la resistencia pico, hecho observado en el cambio de curvatura de los resultados en su comienzo.

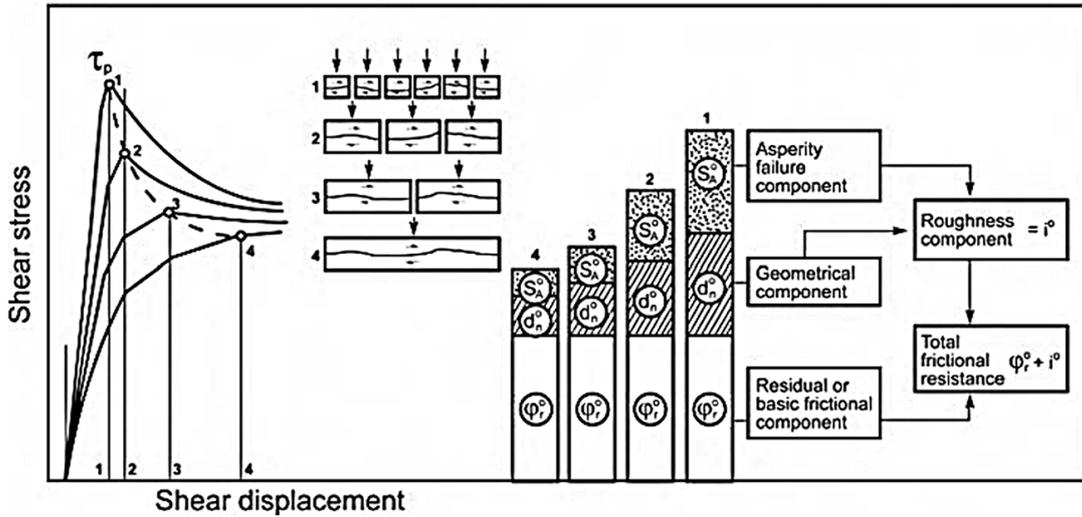


Figura 3.3.3: Esquema conceptual de efecto de escala en la resistencia a corte pico de juntas de roca [6].

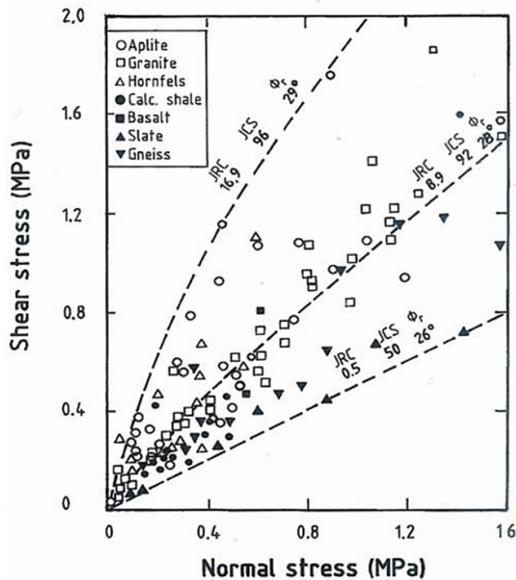


Figura 3.4.1: Relación tensión normal y resistencia al corte pico para diferentes juntas ensayadas. Incorporación de tres curvas del criterio de Barton-Bandis [16]

3.4.2. Relación con la dilatación

Comparando la Ecuación 3.4.1 con la 3.2.2, se interpreta que el criterio de Barton no es más que incorporar la dilatación pico al modelo de Mohr Coulumb, considerando la disminución de su aporte a medida que crece el confinamiento. El término de dilatación quedaría como

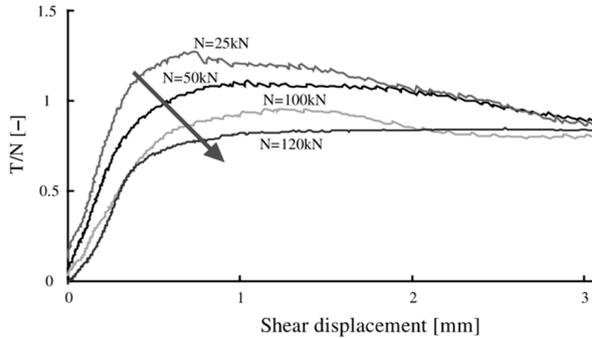
$$i(\sigma_n) = JRC_n \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) \quad (3.4.5)$$

Puede estimarse el orden de magnitud del desplazamiento requerido para llegar a la tensión pico en base a las estimaciones de Barton y Bandis [14], resumidas en la Ecuación 3.4.4 .

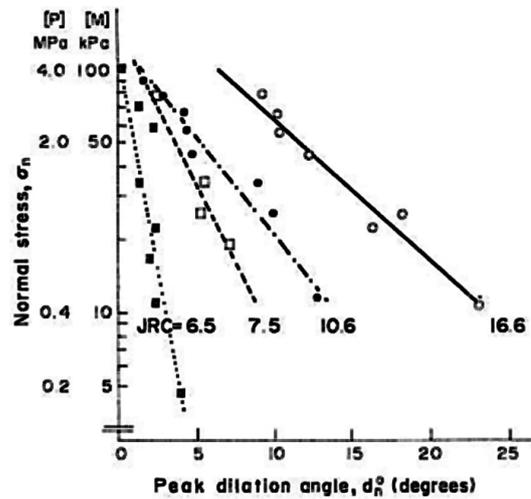
$$\delta = \frac{L}{500} \cdot \sqrt[3]{\frac{JRC_n}{L[m]}} \quad (3.4.4)$$

Donde δ es la distancia que se requiere movilizar y L es la longitud del bloque en deslizamiento.

La Figura 3.4.2 muestra la comparativa entre la dilatación medida en el pico y la resultante del criterio propuesto por Barton.



(a) Disminución de la relación T/N pico y transición a comportamiento ductil. [72]



(b) Disminución de la dilatación pico. [6]

Figura 3.3.4: Efecto de la carga normal en la dilatación y resistencia pico de las estructuras geológicas en ensayos de corte.

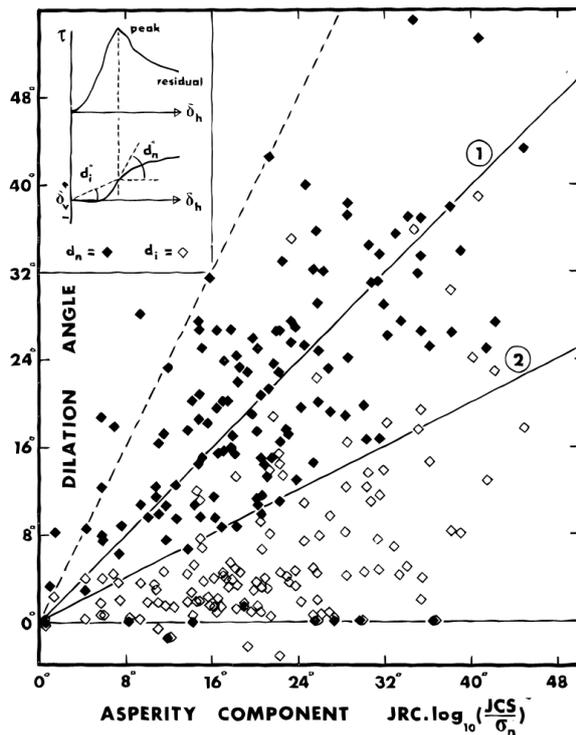


Figura 3.4.2: Componente de dilatación de Barton Vs. dilatación medida (Modificado de [13])

3.4.3. Controversia sobre ϕ_b y ϕ_r

Pasados 37 años desde la presentación de la Ecuación 3.4.1 (sin ajuste por escala) [13], se observa en la academia el uso del parámetro ϕ_b para caracterizar la fricción residual de las piezas de roca. Este hecho observado en bibliografía de tanta importan-

cia práctica como el Guidelines for Open Pit Slope Design [160] llegó al punto de ser mencionado en forma explícita en los últimos papers de Barton a la fecha [18, 19]. La definición y cálculo de ambos ángulos de fricción sigue lo expresado en la sección 3.2.5, y debe tenerse en cuenta que el uso de ϕ_b , producto de ensayo en piezas cortadas a sierra sobrestima la resistencia de las discontinuidades.

Dada la importancia de esta ecuación para la industria, se resume la historia del método.

1971. Barton[9] presenta su criterio de falla. Este tenía definido lo que mas adelante seria el JCS como el σ_c de la roca, y había propuesto una estimación numérica fija para el valor que terminará siendo JRC. En este desarrollo aparece ϕ_b como el *ángulo básico de fricción*.

1973. Barton [10] publica el criterio de falla tal como aparece en cierta bibliografía actual. Se tiene una ecuación igual a la 3.4.1, sin las referencias al JRC y JCS corregido por escala. Se mantiene el ángulo ϕ_b aclarando que se trata del ángulo de fricción básico en condición húmeda, drenada y residual. Se define el JRC y se presentan esquemas tentativos para identificarlo.

1977. Barton y Choubey [13] cambian el ángulo ϕ_b por ϕ_r en la ecuación, dando un método de determinación mediante ensayos de inclinación y uso del martillo de Schmidt. En este trabajo se presentan los ábacos de JRC que se conocen en la actualidad.

1980. Bandis [6] desarrolla en su tesis de doctorado un exhaustivo estudio del efecto de la escala en los ensayos de laboratorio.

1981. Bandis, Lumsden y Barton [7] condensan el trabajo de Bandis anterior en dos gráficos que ofrecen la primer relación para JRC y JCS dependiendo de la escala.

1982. Barton y Bandis [14] proponen las ecuaciones que relacionan JRC y JCS a escala real con la escala de laboratorio en base a los trabajos de 1981. Estas ecuaciones (3.4.2 y 3.4.3) son las utilizadas hoy por la industria. Por este trabajo se conoce al criterio de falla como el de Barton-Bandis.

3.5. Discontinuidades con relleno

En la naturaleza, la acción mecánica de origen tectónico, la meteorización ambiental y la alteración hidrotermal son fenómenos geológicos de común ocurrencia. el transporte de fluidos asociado a estos fenómenos producen el relleno de las discontinuidades con materiales finos, desde fragmentos de roca triturada producidos en una falla hasta finas arcillas provenientes de la degradación química en brechas. Estos materiales finos condicionan la resistencia y las propiedades de la roca en función de la relación entre el espesor de relleno contra la rugosidad de la junta.

El fenómeno subyacente es que la discontinuidad falla por el camino de menor resistencia. A medida que crece el espesor del relleno, las asperezas mas pequeñas van dejando de aportar resistencia al quedar cubiertas por material de peor calidad. Llega el punto en el cual el espesor es tal que todo el deslizamiento se genera a través de él. A partir de ese momento la rugosidad deja de aportar a la resistencia de la pieza, la que pasa a depender exclusivamente de las propiedades del material de relleno.

De entre los trabajos realizados para investigar su comportamiento (ej: [66, 9]), se destaca la investigación de Indraratna por su valor conceptual [108]. La Figura 3.5.1 muestra el modelo propuesto por él en base a ensayos realizados con relleno artificial entre placas de roca con forma de dientes de sierra. El parámetro t identifica al espesor de relleno, y a , a la amplitud de la rugosidad. Las ecuaciones propuestas identifican el aporte de la dilatancia por las asperezas y el propio del material de relleno. La migración observada de un modelo a otro al aumentar t está bien documentada en sus trabajos.

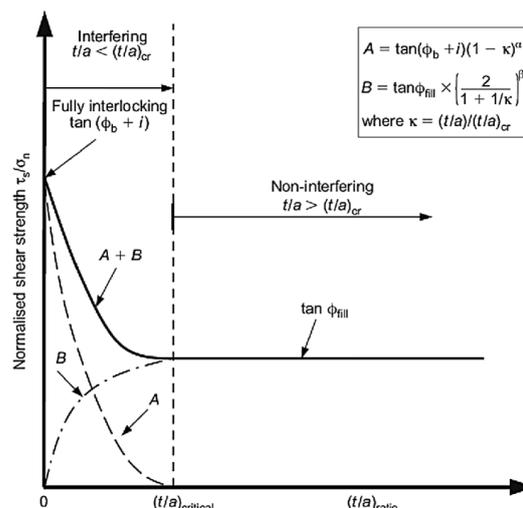


Figura 3.5.1: Modelo conceptual de Indraratna para juntas con relleno [108].

El uso de ϕ_b en las ecuaciones es herencia de haber partido del modelo dentado de Patton [153].

3.6. Rigidez

3.6.1. Rigidez a corte

Los ensayos a corte realizados en discontinuidades muestran la progresiva degradación de la rigidez del material. Sin embargo, como aproximación práctica puede asumirse rigidez constante, y calcularla con la relación entre tensión y desplazamiento obtenidas ambas en el punto de resistencia pico mediante las ecuaciones de Barton y Bandis [14]:

$$k_{s,peak} = \frac{\sigma_n \cdot \tan\left(\phi_r + JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right)}{\frac{L}{500} \left(\frac{JRC}{L}\right)^{0.33}} \quad (3.6.1)$$

Se puede presentar en forma mas precisa planteando una relación hiperbólica [50, 8] según la siguiente ecuación [205]

$$k_s(\tau) = k_{si} \cdot \left(1 - \frac{R_f \cdot \tau}{\tau_f}\right) \quad (3.6.2)$$

Donde k_{si} es la rigidez inicial, τ es la tensión de corte aplicada, τ_f la tensión pico y R_f es la relación entre esta tensión pico y la tensión residual de la muestra.

3.6.2. Evolución de la rigidez con la tensión normal

La rigidez ofrecida por las discontinuidades frente a tensiones normales es proporcional a los puntos

de contacto real entre los materiales. Al comprimir entre si las caras, no solo crece la respuesta elástica de estos puntos sino que otros nuevos comienzan a entrar en contacto y a tomar cargas. La única diferencia con las arenas [175] es que las juntas bien solapadas no pueden sufrir fenómenos de ruptura de granos, por lo cual la rigidez tiende a igualar a la de la roca intacta. La Figura 3.6.1 muestra la evolución de ensayos a carga normal, donde se aprecia el crecimiento de la rigidez y el impacto en caso de tener caras desfasadas.

Assumiendo que la relación entre la tensión normal σ_n y el desplazamiento normal de cierre v_c es hiperbólica, se puede definir la rigidez axial como [205]

$$k_n(\sigma_n) = k_{ni} \cdot \left(1 + \frac{\sigma_n}{k_{ni} \cdot v_{cmax}} \right)^2 \quad (3.6.3)$$

donde v_{cmax} es el cierre máximo posible de la estructura y k_{ni} es la rigidez axial inicial, que puede aproximarse como [8]

$$k_{ni} = -7,15 + 1,75JRC + 0,02 \left(\frac{JCS}{e_i} \right) \quad (3.6.4)$$

$$e_i = JRC \cdot \left(\frac{0,04\sigma_c}{JCS} - 0,02 \right) \quad (3.6.5)$$

donde e_i es la apertura inicial de la discontinuidad. El valor de v_{cmax} está asociado al cierre de las discontinuidades

Para su aplicación práctica se siguen guías que proporcionan valores orientativos de rigidez para diferentes tipos de rocas y diferentes estados de las discontinuidades [160].

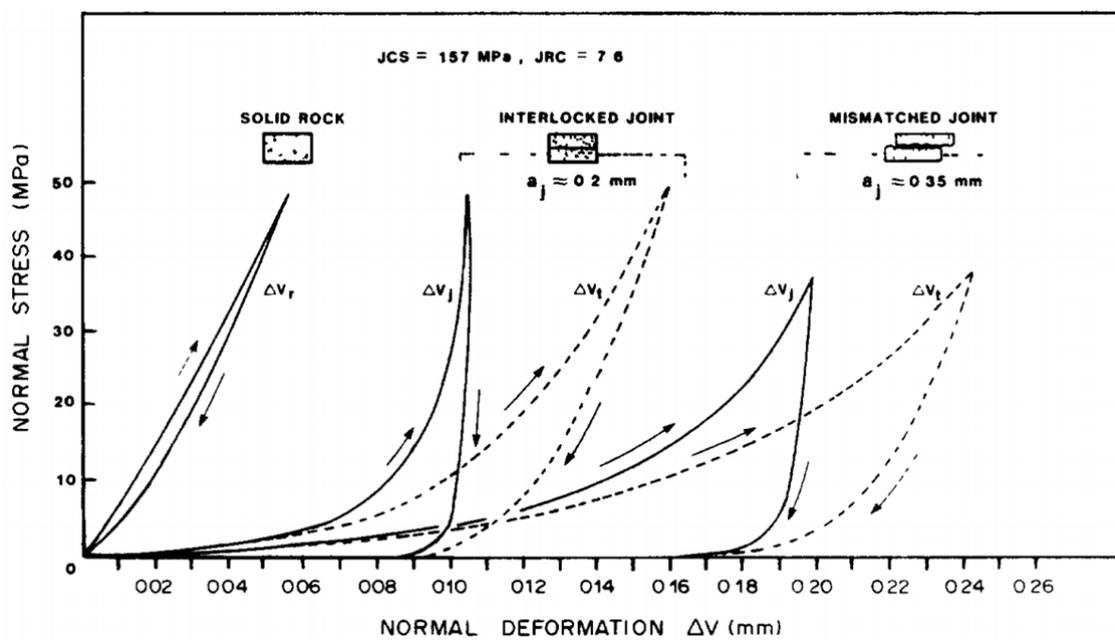


Figura 3.6.1: Comportamiento en ciclo de carga y descarga de tensión normal [8]. ΔV_t es la deformación total, ΔV_j es la deformación de la junta.

Capítulo 4

Caracterización de los cuerpos de roca

4.1. Introducción

La mecánica de los medios continuos es la base teórica en la que se apoyó históricamente la ingeniería para predecir el comportamiento mecánico de las estructuras. Materiales como el acero, hormigón y suelo no son más que una aglomeración de pequeños cuerpos con determinada variación aleatoria en su geometría y propiedades mecánicas. Sin embargo, cuando se estudia su comportamiento y caracterización como conjunto, estas propiedades tienen a un valor medio uniforme cuanto mayor es el volumen de material analizado.

Este fenómeno no se da siempre en los macizos rocosos dado que las heterogeneidades o discontinuidades del material pueden ser del mismo orden de magnitud que la geometría de los propios proyectos. En este sentido se define el volumen elemental representativo (RVE) como el menor volumen sobre el que puede realizarse una medición que arroje un valor representativo del conjunto.

Lo expuesto se ilustra en forma conceptual en la Figura 4.1.1 donde se indica la variación de la porosidad asociada a un material en función del volumen representativo adoptado. Siendo la porosidad el cociente entre el volumen de vacíos y el volumen total de una muestra. Para un volumen V_1 suficientemente pequeño tomado en puntos aleatorios de la muestra, la porosidad puede variar en toda su amplitud posible. Cuando se incrementa el volumen de la muestra analizado hasta un valor V_2 el rango de variación de la porosidad es más acotado. Finalmente, para un tamaño de muestra V_3 la variación de la porosidad es suficientemente pequeña como para asumir este valor promedio a fines prácticos.

Desde el punto de vista estadístico, la respuesta conjunta de cuerpos cuya caracterización es similar en términos probabilísticos, tiene menor desviación estándar relativa cuanto más de ellos hay involucrados [199], es decir, cuanto mayor es el volumen de muestreo. Existe extensa bibliografía teórica en lo referente a la determinación del RVE [145]. En particular para la mecánica de rocas, la dificultad radica en que el tamaño de las discontinuidades re-

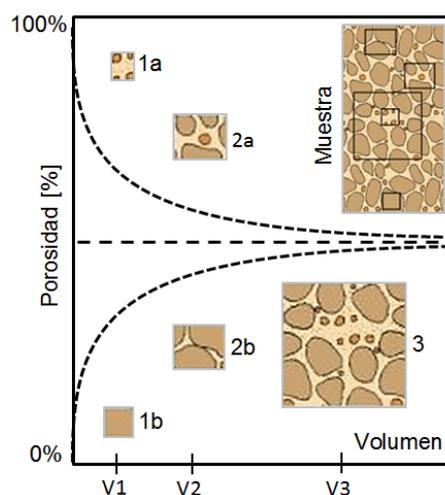


Figura 4.1.1: Convergencia de la porosidad a su valor promedio al aumentar el volumen de muestreo (modificado de Bear [20]).

levantes para el análisis de muchos proyectos de ingeniería no es compatible con la escala de los ensayos de laboratorio [119], por lo que debe establecerse un compromiso entre el volumen de muestreo que permita la ejecución de ensayos de laboratorio confiables y el volumen elemental representativo del material asociado al problema en estudio. Esta característica única de la mecánica de rocas dificulta la implementación directa de metodologías de análisis comúnmente aplicada a otros materiales de uso ingenieril.

En la Figura 4.1.2 se ilustra la escala de las heterogeneidades de distintos materiales de uso común. En el caso del aluminio, al igual que otros metales, la escala se ubica en el orden del micrómetro, razón por la que se consideran como el ejemplo de material homogéneo. En el caso del hormigón las dimensiones relevantes de las discontinuidades, que vienen dadas por el tamaño del agregado grueso, son del orden del centímetro. Si bien esto permite emplear directamente los conceptos de la mecánica del continuo para el análisis de estructuras de hormigón armado, la influencia de las heterogeneidades

se pone de manifiesto comúnmente en la práctica de la ingeniería: es corriente que en función del tamaño máximo del agregado de la mezcla, se definan tamaños mínimos para elementos estructurales, separaciones o probetas.

En el caso de la mecánica de rocas es evidente que la escala de las heterogeneidades puede resultar comparable con la escala del problema, por lo que estas heterogeneidades se vuelven relevantes para del comportamiento mecánico de la estructura [96]. Además basta observar afloramientos rocosos para dar cuenta de otro problema : en la mayoría de los casos se ven bloques o láminas de muy variadas dimensiones, separados por discontinuidades cuya frecuencia, forma y dirección no suelen presentar patrones claros, mucho menos mantenerlos en grandes extensiones.

En la Tabla 4.1.1 se indican los elementos componentes de los cuerpos de roca a distintas escalas materiales [142]. Se presenta adicionalmente una descripción de las heterogeneidades características para cada escala y se mencionan materiales cuyo RVE es compatible con la escala indicada.

Para el análisis de obras civiles no es necesario estudiar elementos de menor escala que la roca intacta. El procedimiento seguido por la industria para caracterizar macizos rocosos y estructuras geológicas combina ensayos sobre probetas, pruebas de campo y clasificaciones visuales [126, 22, 95]. Estos se utilizan para determinar los parámetros mecánicos que serán empleados luego en el desarrollo de modelos analíticos o numéricos para el análisis de problemas de ingeniería. El inconveniente principal de esta metodología aplicada directamente a la mecánica de rocas es que el comportamiento esperado del material es dependiente de la escala del problema como se ilustra en la Figura 4.1.3, por lo que aún si se supone roca intacta isótropa y presencia de múltiples familias de diaclasas, el análisis del comportamiento mecánico varía según la escala de la siguiente forma:

- Material continuo isótropo con las propiedades mecánicas de la roca intacta. La escala de las discontinuidades es mayor que la escala del problema.
- Material discontinuo isótropo. Para la escala del problema la roca intacta es atravesada por un número acotado de discontinuidades. No puede modelarse al material como continuo salvo que se expliciten las estructuras geológicas.
- Material continuo anisótropo. La escala del problema es suficientemente grande en relación a la escala de las discontinuidades como para que éste pueda ser modelado como un continuo con propiedades mecánicas variables

en función de la dirección de análisis. Estando las direcciones de anisotropía condicionadas directamente por las direcciones de las discontinuidades.

- Material continuo isótropo con las propiedades mecánicas del macizo rocoso. La escala del problema es suficientemente grande como para que el RVE sea compatible con la escala de las discontinuidades.

4.2. Sistemas de clasificación de macizos rocosos

La determinación de las propiedades mecánicas de los macizos rocosos no puede realizarse mediante ensayos sistemáticos como el resto de los materiales de uso común, debido a las siguientes limitaciones:

- Los ensayos representativos del macizo son costosos y difíciles de ejecutar por el tamaño de muestra necesario.
- La caracterización de la roca intacta no alcanza para predecir el comportamiento del macizo.
- No puede conocerse con exactitud la red de discontinuidades.
- Las propiedades de las discontinuidades están conjugadas con las propiedades de la matriz de roca.
- El efecto de la red de discontinuidades (aún conociéndose estas) no es computable en forma analítica.

Los sistemas de clasificación de macizos rocosos son métodos que apuntan a generar un valor cuantitativo y comparable de su calidad, basándose en ensayos, sondeos y calificaciones subjetivas de la red de estructuras geológicas. El uso histórico de estas clasificaciones fue poder extrapolar diseños exitosos a localizaciones con roca de igual calificación (ej: Q de Barton para diseño empírico de túneles [11, 17]) o servir de parámetro material en ecuaciones constitutivas (ej: Ajuste de criterio de rotura [91, 100], determinación de la rigidez elástica [101])

Este último enfoque es el requerido para el estudio analítico y numérico de estabilidad de taludes en roca. Muchos criterios de clasificación vienen desarrollándose hasta la fecha, habiendo profusa bibliografía comparativa entre ellos [85]. Se muestran a continuación los dos mas utilizados por la industria.

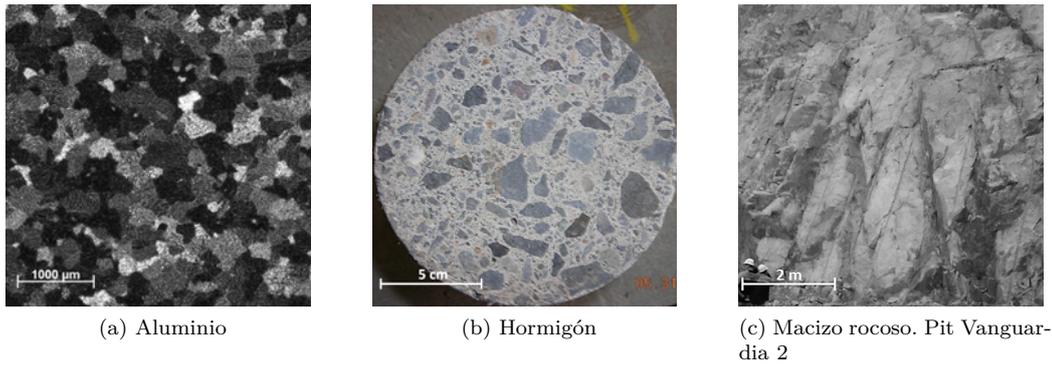


Figura 4.1.2: Escala de las heterogeneidades en materiales de uso civil.

Elemento	Escala	Heterogeneidad	Material con RVE compatible
Cristal lattice	(10^{-7}mm)	Direcciones de debilidad a nivel molecular	Monocristales
Grano de mineral	$\mu\text{m} - \text{cm}$	Fisuras e imperfecciones en el grano de mineral	Metales, suelos finos, maderas
Roca intacta	$\text{cm} - 10\text{m}$	Fisuras entre granos o en material ligante, poros	Hormigón, suelos gruesos, enrocados
Macizo rocoso	$1\text{m} - \text{km}$	Superficies de discontinuidad entre bloques de roca	

Tabla 4.1.1: Elementos que componen los cuerpos de roca.

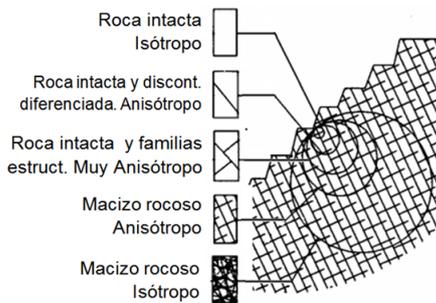


Figura 4.1.3: Efecto del volumen en la caracterización y comportamiento de la roca (modificado de [92])

Rock Mass Ranking (RMR)

El RMR es un criterio desarrollado por Bieniawski entre 1973 y 1989 [22, 25] apuntado al diseño de túneles en roca. Esta clasificación asigna un valor de 0 a 100 sumando la puntuación que se le da a diversas características del macizo según ciertas tablas ajustadas y publicadas por el autor.

El siguiente listado enumera las características evaluadas. En el Apéndice B se presentan los criterios y tablas que deben utilizarse para calcular el valor de RMR.

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
2. Valor de RQD [46].
3. Espaciamiento de las discontinuidades.
4. Condición de las discontinuidades.
5. Condición del flujo de agua.
6. Orientación de las discontinuidades respecto al frente del túnel.

Una vez obtenido el valor de RMR se pueden utilizar las correlaciones con los parámetros del criterio de falla de Hoek-Brown [91] o estimar un módulo de elasticidad lineal para el macizo [24, 60, 172]. La tabla 4.2.1 contiene la división en clases de rocas propuesta por Bieniawski en 1989 [25] y la estimación de sus parámetros resistentes.

GSI

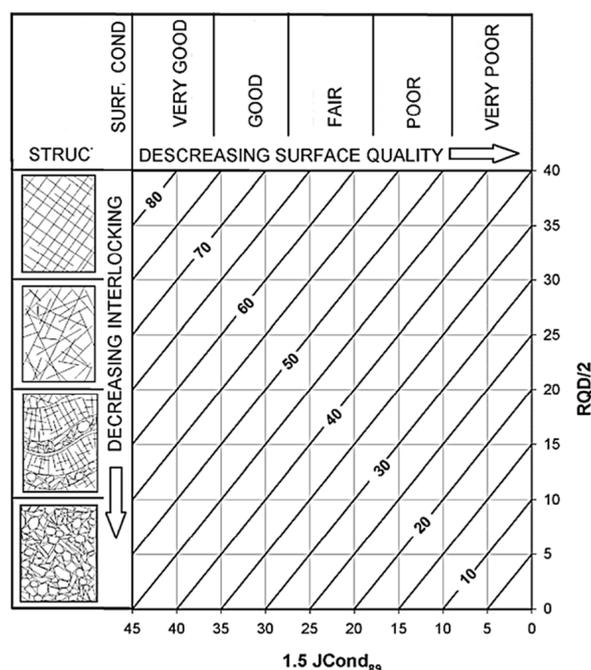
El Geological Strength Index (GSI) fue introducido por Hoek como tal en 1995 [92] para reemplazar el uso del RMR en la calibración del criterio de rotura que había desarrollado. La motivación se encontraba en la necesidad de extender el método para macizos de calidad pobre, y para eliminar

Clase	RMR	Tiempo sin soporte		Cohesión del macizo [kPa]	Ángulo de fricción [deg]
I	81-100	20 años	luz de 15m	>400	>45
II	61-80	1 año	luz de 10m	300-400	35-45
III	41-60	1 semana	luz de 5m	200-300	25-35
IV	21-40	10 horas	luz de 2.5m	100-200	15-25
V	0-20	30 minutos	luz de 1.0m	<100	<15

Tabla 4.2.1: Clasificación de los macizos rocosos según RMR (Traducido desde [22]).

la injerencia de parámetros externos a la calidad del macizo. Comparando con el criterio RMR, el GSI trata de resumir el efecto conjunto del espaciamiento y la calidad de las discontinuidades, deja de lado el ingreso de agua e inclinación (configurable por separado desde el modelo), y descarta la incorporación de la resistencia de la roca intacta (parámetro independiente de la configuración de las discontinuidades).

El GSI original cuantifica según el grado de trabazón del conjunto de bloques y la condición de las superficies de discontinuidad, siendo el ábaco mas usado el presentado en los trabajos de Hoek y Marinos [95], incorporada en el Apéndice B.

Figura 4.2.1: Ábaco reducido de GSI. Relación con RQD y $JCond_{89}$ (Modificado de [104]).

La Figura 4.2.1 muestra una versión reducida del ábaco general que trae incorporada la relación entre el GSI, Joint Condition Rating (JCond) [25] y RQD propuesta en el 2013 por Hoek [104]. En el Apéndice B también se incorpora el ábaco GSI modificado por Cai y Kaiser [31] para tener en cuenta su relación con el volumen de bloque medio y el

Joint Condition Factor Jc , como método alternativo.

Aplicación de sistemas de mapeo automático

El problema de caracterizar la geometría de las familias estructurales en forma exacta abrió un árbol propio de investigación, apuntado a la captura sistemática mediante equipo digital automático a fin de reemplazar los criterios subjetivos de clasificación de macizos.

La determinación de estructuras desde imágenes (algoritmos de detección de bordes y técnicas de segmentación) son de rápida ejecución pero los resultados pueden ser de interpretación compleja, requerir corrección manual, y estar sujetos a problemas de oclusión [161, 196]. En el 2001, un grupo de autores sugirió la posibilidad de determinar las estructuras geológicas en forma precisa partiendo de la geometría tridimensional de la superficie [59]. A partir de entonces, la academia comenzó a utilizar equipos de radarización por ondas de alta frecuencia (en particular, mediante uso de láser en los equipos LiDAR) a fin de obtener mapeos 3D de la roca expuesta en forma sistemática, rápida y precisa.

Del resumen del estado de arte de Riquelme y Abellán [163] se observa a la fecha un profuso trabajo académico apuntado a la mejora de la identificación automática de las discontinuidades, acompañado por el desarrollo de software de aplicación sin haber surgido aún un estándar claro para la industria.

4.3. Comportamiento mecánico

4.3.1. Enfoque

El problema de los macizos rocosos

Como se mostró en las secciones anteriores, el comportamiento mecánico de la roca intacta y las estructuras geológicas es conocido en términos cualitativos, predecible con correlaciones sencillas (observación, antecedentes geológicos, ensayos in-situ),

y cuantificable con pruebas de laboratorio estandarizadas. Los macizos rocosos, en cambio, engloban roca fracturada en una variedad de patrones y escalas que hace imposible a la fecha lograr ese nivel de certidumbre.

En la naturaleza se observan desde muros de roca verticales de cientos de metros a taludes naturales de ángulo similar al de un enrocado. Las discontinuidades, aún presentándose como superficies con una única dirección, producen concentración de tensiones que desencadenan fenómenos de fisuración y coalescencia. En el otro extremo, las juntas continuas y la presencia de múltiples familias entrecruzadas puede generar superficies de falla exclusivamente a través de estas estructuras geológicas, ofreciendo una resistencia ordenes de magnitud menor a la del material en que están embebidas.

Las propiedades mecánicas de los macizos rocosos se encuentran asociadas a las siguientes características:

- Propiedades mecánicas de la roca intacta.
- Propiedades mecánicas de las discontinuidades.
- Número de familias de discontinuidades y su ángulo relativo.
- Frecuencia de las discontinuidades en cada familia .
- Persistencia de las discontinuidades.

La academia lleva más de 70 años buscando un método preciso y económico para asociarlas al comportamiento del conjunto. Los criterios de clasificación de macizos rocosos fueron el enfoque histórico, teniendo generalizada aceptación como herramienta comparativa a fin de extrapolar sostenimientos de túneles [17]. Sin embargo, su asociación con propiedades mecánicas genera controversias aún con criterios que llevan décadas implementándose (Ej: Bieniawski contra el GSI de Hoek [60]). Las dificultades que existen a la fecha se pueden reducir a los siguientes puntos:

- No existe un método para obtener en forma exacta la geometría interna del macizo rocoso.
- No existe un criterio consensuado, preciso y práctico para predecir a partir de esta geometría su comportamiento.
- Los procedimientos de cálculo utilizados para el resto de los materiales comunes parten de la hipótesis de continuidad.
- No es viable realizar ensayos de laboratorio específicos para cada proyecto dado el tamaño que requerirían las muestras.

- Es costoso aún ejecutar ensayos in-situ, quedando relegados a proyectos de especial envergadura o riesgo.

Comportamiento esperable

Observando ensayos en roca intacta (Figura 2.2.2), modelos dentados (Figura 3.2.4) y discontinuidades reales (Figura 3.3.2) se pueden identificar los siguientes patrones de comportamiento:

- Deformación no-lineal para tensiones pre-pico. Fenómeno asociado a un proceso de daño progresivo (microfisuración de la matriz y ruptura de dientes en las discontinuidades).
- La resistencia al corte crece con el confinamiento en forma no-lineal.
- Estado de deformación post-pico similar al estado crítico en suelos (dentro de cierto rango de confinamiento).
- Fenómenos de escala.

Es esperable que estos patrones se repliquen en los macizos rocosos. Por otro lado, el impacto de características particulares como la resistencia a la tracción de la matriz y la importante dilatación de las estructuras, variarán en función de la preponderancia de una u otra, donde enfoques como el GSI [100] de la Sección 4.2 tratan de evaluar esta relación en forma cuantitativa.

Metodología de estudio

Por fuera del análisis anterior, existen fenómenos como la rotación de bloques en cuerpos muy diaclasados y la dirección de propagación de macrofisuras, que requieren estudiar la interacción entre estructuras y la matriz de roca. La academia encaró desde diversos frentes su estudio en pos de desarrollar relaciones aplicables por la industria.

Estudio analítico: Modelos matemáticos simples de discontinuidades aisladas en medios elásticos. Desarrollados en la primera mitad del siglo XX para materiales frágiles, su uso académico en mecánica de rocas se limita a la explicación de fenómenos de fractura, habiendo sido utilizados como base para el desarrollo inicial de algunos criterios de falla (Ej: Griffin y posteriormente Hoek-Brown [88]).

Modelación física: Ensayo de bloques de roca intacta o sustituto artificial (por lo común yeso de París o escayola) diaclasados en laboratorio siguiendo patrones determinados. Extenso uso desde las primeras investigaciones en mecánica de rocas,

apuntados a la explicación fenomenológica mas que el desarrollo de criterios cuantitativos prácticos.

Modelación numérica: Simulación del ensayo de bloques y probetas a través de métodos numéricos, destacando el uso del software de bloques discretos UDEC y la generación de material equivalente (ej: Synthetic rock mass). Los trabajos académicos se dividen en el estudio conceptual, reemplazando la fabricación de muestras artificiales, y la validación para su uso como herramienta en la industria.

Ensayos de laboratorio: Ejecución de ensayos triaxiales y corte directo sobre muestras de roca de gran escala. A pesar que el escaso número de campañas condiciona la generalización de criterios en base a ellos [149], fueron utilizados para formular criterios de amplia aceptación en el trabajo profesional (Ej: Hoek-Brown y clasificación RMi de Palmström [149]).

Ensayos in-situ: Placa de carga, flack-jack, presión radial, dilatómetro, refracción sísmica, convergencia de galerías y otros (Refs en [24]) son ensayos de deformación del macizo in-situ factibles de ejecutar en proyectos de envergadura. Sus resultados tienen asociaciones cuantitativas con parámetros mecánicos del macizo.

Back-analysis de fallas: En base a fallas en taludes, pilares y túneles se buscan asociaciones entre la resistencia última determinable (en muchos casos, el promedio) y las características del macizo.

4.3.2. Modelos conceptuales

Discontinuidades paralelas

Los modelos más sencillos para estudiar el efecto del diaclasado en la roca son las probetas con planos paralelos de discontinuidad. De los trabajos existentes destaca el de Ramamurthy [157], donde se ejecutaron 1500 ensayos de carga sobre muestras con planos de discontinuidad paralelos en diversa inclinación, confinamiento, frecuencia y material. A pesar de tratarse de una simplificación importante salvo rocas sedimentarias, de sus resultados se extraen dos conclusiones: La anisotropía disminuye con el grado de confinamiento, hecho observable en la Figura 4.3.1, y la resistencia a la compresión disminuye con el espaciamiento.

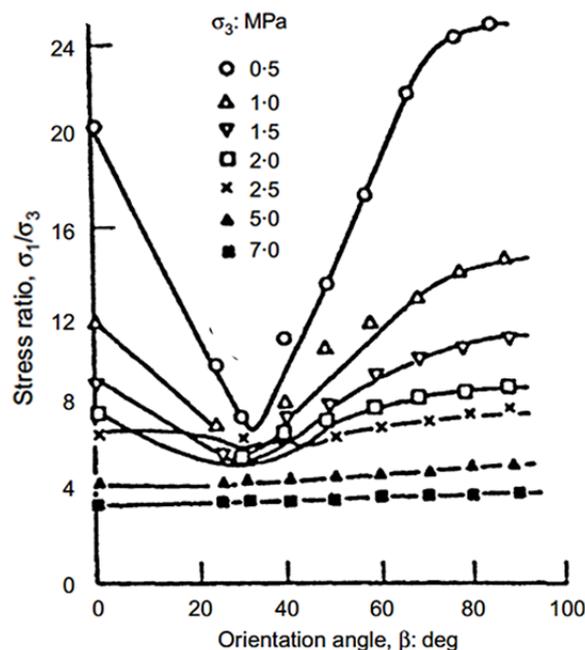


Figura 4.3.1: Variación de la resistencia al corte relativa σ_1/σ_3 en una probeta con discontinuidad. β : inclinación del plano respecto a la dirección de carga. (Yeso de Paris. Modificado de [157])

Modos de falla en modelos de bloques

La Figura 4.3.2 y 4.3.3 muestran ensayos sobre un modelo de bloques. Diversos autores [124, 203, 181, 191] reportaron similares modos de falla en función de la inclinación de las familias, el confinamiento, la relación de lados y el entrecruzado, siendo divididos por Singh en cuatro tipos:

- Cizalla (Shear). Generación de plano de falla inclinado a través de la matriz de roca.
- Fractura (Split). Fisuras dispersas verticales, similar a la falla en ensayos uniaxiales de roca y hormigón.
- Deslizamiento (Sliding). Desplazamiento de los bloques sobre las discontinuidades.
- Rotación. Giro de los bloques con efecto dilatante.

Al igual que en los modelos de discontinuidades paralelas, los ensayos muestran un marcado comportamiento anisotrópico [124], dándose las fallas por deslizamiento y rotación una vez superada cierta inclinación de los cubos respecto a la dirección de carga: En los trabajos de Tiwari y Rao [191] el cambio se da entre los 30° a 60° y en el de Ladani y Archambault se reporta rotación y bandas de dislocación (Figura 4.3.3-der) en inclinaciones de 15° a 45°. Para familias cercanas a una configuración

ortogonal respecto a la dirección de carga, la respuesta es similar a la de la roca intacta: Se migra de falla por fractura a falla por cizalla con el aumento del confinamiento.

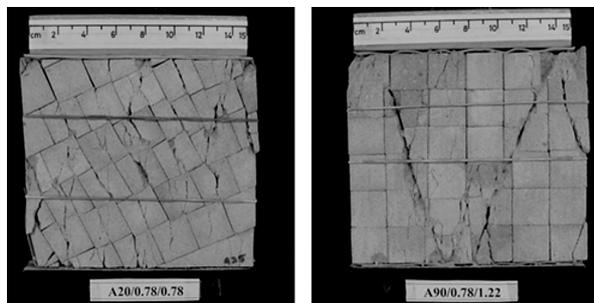


Figura 4.3.2: Mecanismos de falla a través de la roca intacta. Iz: fractura. Der: cizalla (Basado en [191], imágenes de [192])

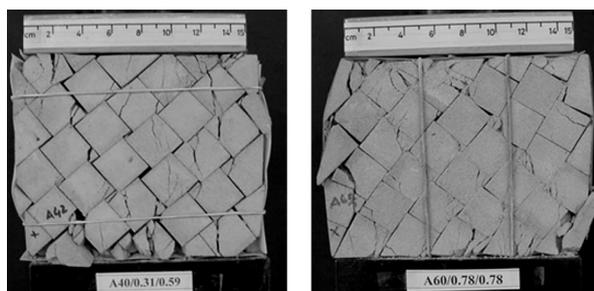


Figura 4.3.3: Mecanismos de falla a través de las discontinuidades. Iz: deslizamiento. Der: rotación (Basado en [191], imágenes de [192])

Modelos de juntas discontinuas y el efecto de la persistencia

En la naturaleza las estructuras no suelen presentarse como superficies continuas, una paralela a la otra. Estas pueden tener dimensión acotada, intercalándose con secciones de roca intacta que termina gobernando el comportamiento mecánico del conjunto. El criterio más sencillo para computar su efecto es transformar la estructura no persistente en una continua con propiedades equivalentes, haciendo un promedio ponderado entre la fricción y cohesión del puente de roca y la estructura original. Este enfoque propuesto por Jennings [115], resulta en los siguientes parámetros de Mohr Coulumb:

$$c_{eq} = kc_r + (1 - k) \cdot c_j \quad (4.3.1)$$

$$\tan \phi_{eq} = k \cdot \tan \phi_r + (1 - k) \cdot \tan \phi_j \quad (4.3.2)$$

donde k es el parámetro de persistencia, calculado como la relación entre los promedios de la superficie con puente de roca y la superficie total del plano, c_j y ϕ_j son los parámetros mecánicos de Mohr-Coulumb de la junta, y c_r junto a ϕ_r los de la roca intacta.

Esta simplificación ofrece dos problemas: para confinamiento bajo sobreestima la resistencia al considerar falla por corte en la roca del puente, y asume que se da en simultaneo la resistencia pico de la roca intacta y las discontinuidades [57]. Cordin y Jamil [40] identificaron cuatro evoluciones distintas de esta superficie de falla global, respondiendo solo una a la hipótesis de Jennings. De estas, el segundo modo más sencillo es suponer que la concentración de tensiones en el extremo de las discontinuidades genera fisuras transversales por tracción que se extienden hasta conectar con otras estructuras, configurando una superficie global escalonada. La Figura 4.3.4 muestra la geometría posible de una falla de este tipo.

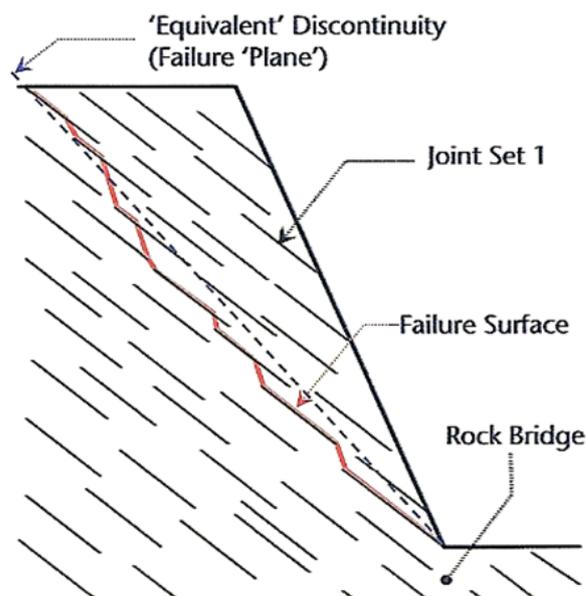


Figura 4.3.4: Falla escalonada a través de los puentes de roca intacta [160].

Para su cálculo analítico, Cordin y Jamil aproximaron la siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma_t \cdot (d/L_j) + \sigma_n \tan(\phi_j + i) \quad (4.3.3)$$

donde σ_t es la resistencia a la tracción de la roca intacta, i es el equivalente al ángulo de dilatación, calculable como $\tan(i) = d/L_j$, d es la distancia media entre diaclasas paralelas de la misma familia, y L_j es la extensión media de los planos de discontinuidad.

Para validar estos conceptos, Prudencio [155] ejecutó ensayos biaxiales sobre 10 configuraciones dis-

tintas de familias de diaclasas no persistentes, llegando a los siguientes resultados:

- Para familias inclinadas entre 20° a 60°, la falla escalonada domina para confinamientos bajos.
- La resistencia obtenida en familias inclinadas fue menor que la calculada tanto con el criterio de Jennings como el de Cordin y Jamil.
- Se observan fenómenos de rotación de bloques tras formarse estos por coalescencia de fisuras transversales.
- Las fallas con rotación de bloques están asociadas a la menor resistencia, llegando a valores cercanos a los de una discontinuidad sin puente de roca.

Como segunda verificación, Prudencio emuló uno de los ensayos en forma numérica mediante el software Phase2 [156]. La Figura 4.3.5 resume los resultados mas relevantes, donde se observa la transición de falla escalonada a plana que predice Cordin y Jamil.

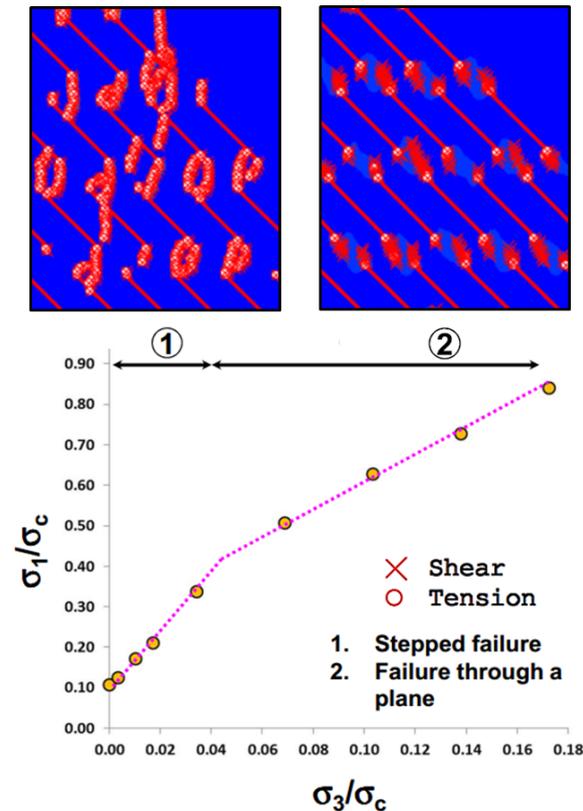


Figura 4.3.5: Efecto del confinamiento en el modo de falla de juntas no persistentes. Transición de falla escalonada a plano de cizalla. Modelo numérico en Phase²(Modificado de [156]). Las imágenes superiores son un recorte de parte del modelo.

En 2013 Chen, Liao y Peng [37] publicaron un estudio sistemático del efecto de la persistencia y la inclinación en probetas sometidas a carga uniaxial. Su objetivo fue el impacto en el fenómeno de fisuración y falla, habiendo identificado 7 modos de iniciación y 16 formas de coalescencia entre las que se incluyen las presentadas por Prudencio, e inclusive las resultantes de la modelación mostrada en la Figura 4.3.5.

De su trabajo se toma el resultado cuantitativo de la Figura 4.3.6, que condensa la disminución de la resistencia a la compresión uniaxial en relación con la del material intacto. Su valor radica en ser la máxima reducción posible de la resistencia por presencia de discontinuidades, pues en caso de haber carga triaxial, esta incrementaría el aporte de las juntas del material disminuyendo la diferencia.

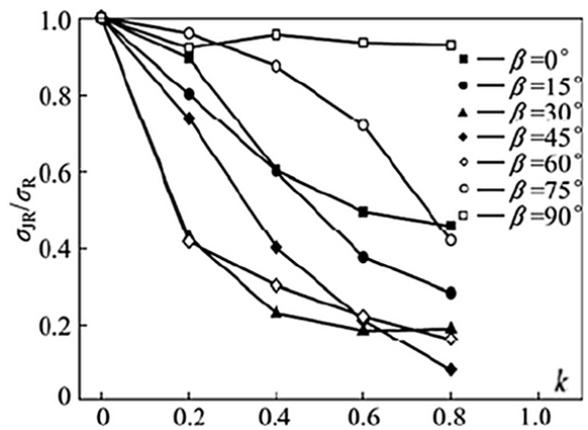


Figura 4.3.6: Disminución de la resistencia a la compresión uniaxial en función de la persistencia y la inclinación respecto de la dirección de cargas. Disminución máxima esperable ante cargas triaxiales [37]

Su trabajo también incluyo mediciones de la rigidez, donde se observa un descenso porcentual de los valores respecto al material intacto similar al mostrado en la resistencia.

4.3.3. Ensayos triaxiales

Curva de resistencia intrínseca

Se encontró escasa bibliografía referida a ensayos triaxiales en muestras reales de macizo rocoso [113, 190, 141, 143, 184, 147, 148]. Entre estas se destacan los trabajos realizados en Andesita de Panguna, Nueva Guinea [113, 88], donde las diaclasas componen un patrón relativamente aleatorio formando bloques de 2-6 cm³ que permiten obtener probetas representativas de tamaño reducido. La Figura 4.3.7 muestra las curvas de falla características del macizo, clasificadas según su estado

de alteración, y los parámetros del criterio de falla de Hoek-Brown asociados (Ver Sección 4.3.5). La no-linealidad observada en la curva característica cumple el comportamiento esperable, según lo expuesto en la Sección 4.3.1.

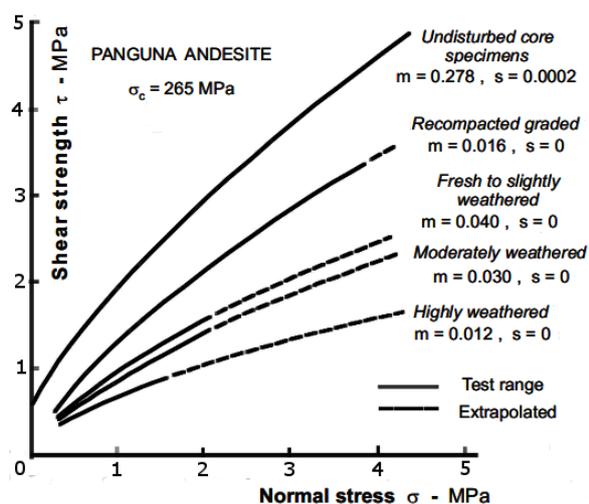


Figura 4.3.7: Ensayos triaxiales en macizo de Andesita de Panguna y calibración del criterio de Hoek-Brown. (modificado de [88])

Para superar las limitaciones de escala de los ensayos de laboratorio, y a la vez la dificultad técnica de manejar grandes muestras sin alterarlas, Tani propone en 1997 la construcción de un equipo triaxial de gran porte que permita ejecutar ensayos directamente en el seno del macizo (Técnica llamada Down Hole Triaxial Testing) [183, 185]. Este equipo se construyó bajo el auspicio del Central Research Institute of Electric Power Industry de Japón, habiendo sido reportado pocos ensayos a la fecha [184, 147, 148]. Sin embargo, todos estos muestran un comportamiento tensión-deformación similar en términos cualitativos y compatible con lo esperado. A modo de ejemplo se muestra en la Figura 4.3.8 uno de los ensayos ejecutados por Okada sobre arenisca meteorizada [148].

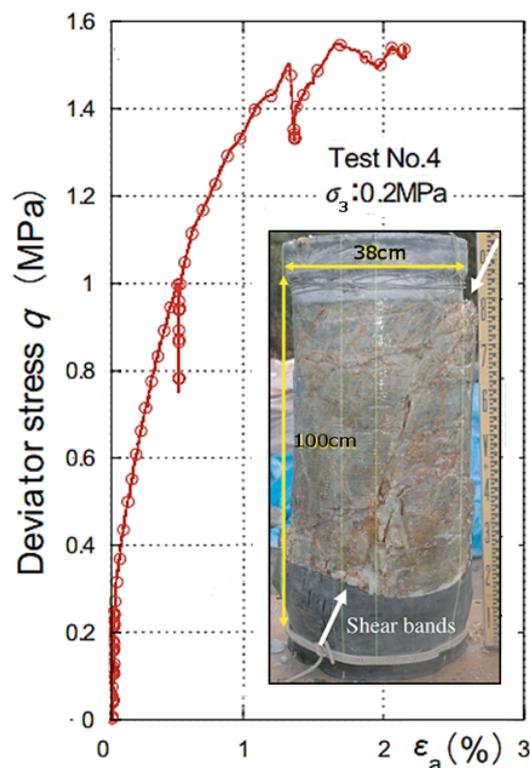


Figura 4.3.8: Ensayo triaxial down-hole. Muestra de arenisca meteorizada retirada del pozo luego de ser ensayada. (Modificado de [148])

4.3.4. Anisotropía de los macizos rocosos

Así como los modelos conceptuales muestran marcada anisotropía en la respuesta mecánica de los macizos rocosos, aún con juntas de baja persistencia, los ensayos en terreno también dan cuenta de este efecto. En el primer trabajo de Bieniawski donde se relaciona el RMR con la rigidez del macizo [24] se consolidan los resultados obtenidos en diversas campañas geotécnicas, siendo remarcado por el autor diferencias de hasta el triple de rigidez entre caras enfrentadas de túneles sometidos a un test de placa de carga.

Este fenómeno se observa en detalle en los resultados de la campaña geotécnica para la presa de Bakhtyary en Irán [3]. Para macizos de características similares se ejecuto, entre otros, el ensayo en forma alineada y oblicua al sistema de familias de tendencia ortogonal. La Figura 4.3.9 muestra la diferencia en la respuesta para ambos casos: no solo cambió la rigidez en casi un orden de magnitud, sino también la relación tensión-deformaciones y la generación de deformación plástica.

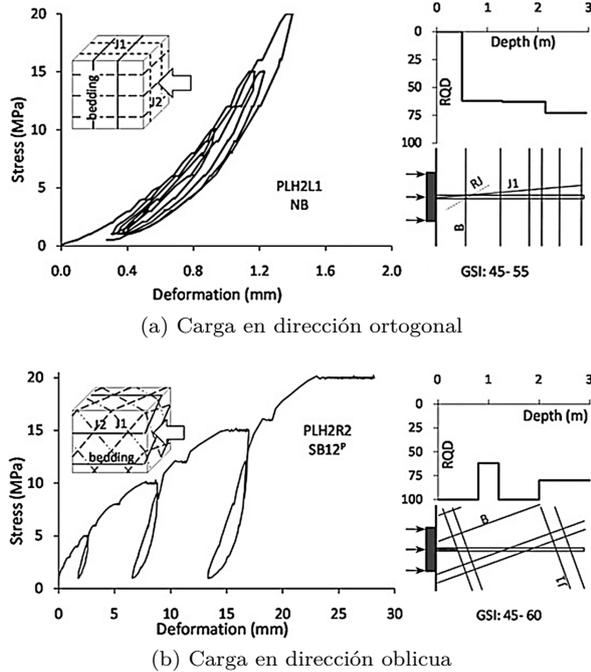


Figura 4.3.9: Ensayos de placa de carga en dirección ortogonal y oblicua a las familias principales de estructuras geológicas. Cambio marcado en la rigidez y resistencia por efecto de inclinación (Presa de Bakhtiary, modificado de [3])

Condiciones para hipótesis de isotropía

Los modelos conceptuales expuestos contaban una o dos familias de discontinuidades en patrones regulares. En la naturaleza, la presencia de mas estructuras y la falta de regularidad dentro de una misma familia causa que los planos de debilidad diluyan su efecto direccional.

Hoek y Brown desarrollaron este concepto en 1980 para justificar y a la vez acotar la extensión de su criterio de falla a macizos rocosos [88]. Cuando se tienen varios planos sobre una misma probeta, la que tenga menor resistencia para una inclinación dada es la que condiciona la resistencia máxima, sucediendo que mientras mas planos se superpongan, menor es la preponderancia entre el efecto de uno y otro. Partiendo de esto, Hoek y Brown tomaron los resultados de triaxiales en pizarras y los extendieron a la hipotética situación de tener un material que sea igual pero con cuatro planos de debilidad en vez de uno. La Figura 4.3.10 ilustra el resultado de esta hipótesis para el caso de tres y cuatro planos, observándose el descenso de la diferencia entre los valores máximos y mínimos.

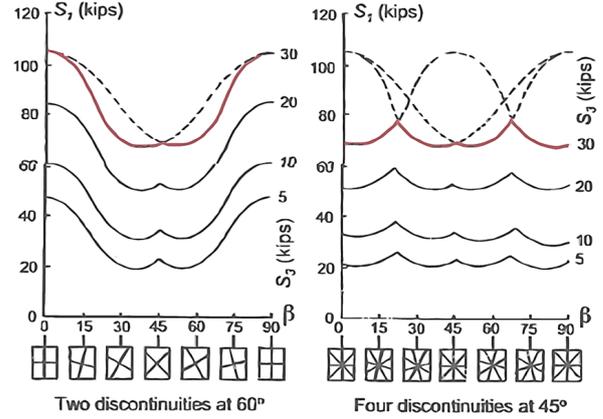


Figura 4.3.10: Moderación de la anisotropía ante múltiples planos de discontinuidad. Composición hipotética de múltiples debilidades en simultáneo realizada por Hoek y Brown [88]. Basado en ensayos sobre pizarra (1 ksi = 6.9 MPa). [160]

4.3.5. Criterio de falla

El primer criterio de falla pensado para ser usado también específicamente en macizos rocosos fue propuesto en 1980 por Hoek [88, 89], surgiendo en forma posterior diversos criterios tratando de reproducir los escasos ensayos disponibles. Edlbro publicó una comparativa de los cuatro mas relevantes [56], siendo patente tanto la similitud entre las formulaciones como la metodología de calibración de cada uno de ellos. Partiendo de esto, se desarrolla a continuación el criterio de Hoek-Brown dada su extensa aceptación por la industria, y su incorporación en los programas de modelación comerciales de uso mas común.

Ecuación del criterio de Hoek-Brown

El criterio de falla de Hoek-Brown no es mas que, a palabras de los autores, un criterio empírico resultante de modificar a prueba y error la envolvente predicha por la teoría clásica de fracturas de Griffith [88]. Este fue evolucionando a través de los años [102] hasta llegar a las ecuaciones empíricas del criterio generalizado Hoek-Brown del 2002, última actualización a la fecha [100].

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.3.4)$$

donde σ'_1 y σ'_3 son las tensiones principales efectivas, σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta. m_b , s y a son parámetros materiales a ajustar, quedando asociados a ensayos de laboratorio simples por las siguientes ecuaciones

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (4.3.5)$$

$$\sigma_t = -s \cdot \sigma_{ci} / m_b \quad (4.3.6)$$

Calibración

A continuación se muestran las relaciones entre estos parámetros mecánicos y los criterios de clasificación de macizos rocosos publicada por Hoek, Carranza y Corkum en el 2002 [100], siendo las más utilizadas por la industria.

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (4.3.7)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (4.3.8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-100/15} \right) \quad (4.3.9)$$

donde D es un factor que define el grado de perturbación de la roca por voladura y relajación de tensiones. m_i es el parámetro material de la roca intacta de la Sección 2.4 y GSI es el criterio de clasificación de macizos rocosos presentado en la Sección 4.2.

Para estos cálculos puede utilizarse la relación $GSI = RMR_{76}$ o $GSI = RMR_{89} - 5$ según el caso, siempre que $RMR_{76} > 18$ o $RMR_{89} > 23$, y se haya asumido en su cálculo condición seca y dirección favorable [92].

Desarrollo del método

Este criterio es a la fecha el más utilizado en la práctica profesional, debiéndose su adopción principalmente a la existencia histórica de relaciones entre sus parámetros materiales y caracterizaciones del macizo rocoso de fácil determinación [173]. De la historia del método, se destacan los cambios más importantes:

1980: Hoek y Brown [88] lo presentan por primera vez, incorporando una tabla que permite obtener m_b y s en base al tipo de roca por un lado, y la calidad y configuración de las estructuras por el otro (RMR, Q de Barton o separación y meteorización). Esta construcción la realizan en base a triaxiales sobre probetas de macizo de andesita, cuyo diámetro es menor a 60cm en todas las campañas citadas.

1988: Se publican las relaciones entre los parámetros materiales y el RMR tal como se conocen hasta la fecha [91], salvo el cambio por GSI posterior y la ausencia del factor D. Estas surgen de discusiones técnicas de los autores ese mismo año [90]

1995: Se introduce el GSI en reemplazo del RMR y se adopta finalmente la Ecuación 4.3.4 [92]. Se dan relaciones para a y se publican asociaciones para el caso de $GSI < 25$, no contemplado al usar el RMR.

2002: Se unifican las ecuaciones que permiten obtener a , m_b y s para todo el rango de GSI, y se incorpora el factor D [100]. Esta es la última modificación de sus relaciones, incluyéndose el citado paper en el software Roclab de Rocscience, de amplia utilización en la industria.

Factor D de perturbación

El factor D fue incorporado a fin de permitir ajustar las propiedades de la roca dañada por los trabajos de excavación, siendo la predicción de su valor un tema aún no cerrado por la academia [103]. Para su aplicación práctica, Hoek publicó guías con valores estimativos basados en retro-análisis de rajes mineros [100], recomendándose su validación en terreno [160].

Considerando la expansión del frente de ondas por explosión, la roca sufre menos perturbación mientras más alejada esté de los puntos de tronadura. Partiendo de la geometría de la Figura 4.3.11, Hoek y Karzulovic [97] sugirieron en base a su experiencia las reglas de la Tabla 4.3.1 como estimativo de la zona de daño donde aplicar el factor D por este efecto.

Control	Frente	T/H
Sin control	Confinado	2.0 a 2.5
Sin control	Libre	1.0 a 1.5
Control medio	Confinado	1.0 a 1.2
Control medio	Libre	0.5 a 1.0
Control alto	Libre	0.3 a 0.5

Tabla 4.3.1: Relación entre extensión horizontal del daño (T) y altura de sección tronada (H). Basado en [97].

La definición del nivel de control de tronadura no es cuantitativa. Donde se propone control medio, los autores mencionan “algo de control”, y el uso de una o más filas como buffer. Donde se propone control alto, se refieren a “control cuidadoso”, quedando a criterio del profesional la distinción entre estos niveles.

Dentro de esta zona, el factor D disminuye entre su máximo y el asignado a la roca no perturbada, por lo que puede dividirse en capas de valor decreciente si el problema lo justifica [103]. Fuera de esa zona, la bibliografía práctica no ofrece estimación del daño por relajación [160].

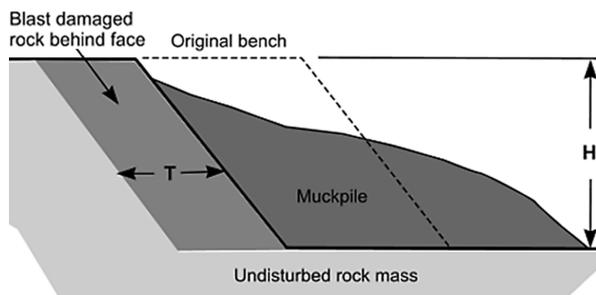


Figura 4.3.11: Zona de daño por explosión en excavación de de bermas (Modificado de [103], basado en [97])

Limitaciones y extensión del criterio de Hoek-Brown

El criterio de Hoek-Brown fue pensado originalmente sobre macizos de roca dura y fracturada, donde la falla estaba gobernada por las estructuras geológicas. Esta característica condiciona su aplicabilidad para dos condiciones extremas, donde es la matriz de roca la que controla el proceso:

- Macizos de calidad excepcional ($GSI > 65-75$, $m_i > 15-25$). Presentan para confinamiento bajo fenómenos de falla por astillamiento (spalling), en vez de corte, ofreciendo menor resistencia y siendo de especial relevancia en diseño de túneles [43].
- Macizos con matriz de roca pobre ($\sigma_{ci} < 15$ MPa). El ajuste clásico presentado antes para los parámetros de Hoek-Brown no contempla la migración a un comportamiento similar a los medios granulares [36].

Siendo el caso de macizos con matriz de roca pobre el más relevante para rajes mineros, se adjuntan las ecuaciones de corrección propuestas por Carter, Diederichs y Carvalho [36]

$$s^* = s + (1 - s)f_T(\sigma_{ci}) \quad (4.3.10)$$

$$a^* = a + (1 - a)f_T(\sigma_{ci}) \quad (4.3.11)$$

$$m_b^* = [m_b + (m_i - m_b)f_T(\sigma_{ci})] / (4a^* - 1) \quad (4.3.12)$$

donde la función $f_T(\sigma_{ci})$ se calcula como

$$f_T(\sigma_{ci}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{ci} \leq 5p_{atm} \\ \exp\left(-\frac{(\sigma_{ci} - 5p_{atm})^2}{250p_{atm}}\right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad (4.3.13)$$

siendo p_{atm} la presión atmosférica, incorporada para adimensionar la ecuación.

Yendo al extremo, la formulación matemática del criterio de falla de Hoek-Brown no permite contemplar materiales friccionales, terminando en una relación $\sigma_1 = \sigma_3$ al plantearse $\sigma_{ci} = 0$. Realizando el mismo análisis con las correcciones antes expuestas, se llega a una relación de proporcionalidad (en vez de igualdad) entre σ_1 y σ_3 similar a lo utilizado en arenas, aunque induciendo una asociación entre m_i y el N_q característico de materiales granulares, sin que exista bibliografía que respalde una relación física entre la trabazón intergranular de la matriz de roca y la trabazón entre fragmentos de esta (m_i es parámetro de la roca intacta). La ecuación que quedaría es

$$\sigma_{ci} = 0 \rightarrow \sigma_1' = \sigma_3' \cdot (1 + m_i/3) \quad (4.3.14)$$

4.3.6. Resistencia a la compresión uniaxial. Criterios alternativos.

Por fuera de los criterios de falla, diversos autores desarrollaron métodos para estimar la resistencia al corte uniaxial de los macizos rocosos. Entre ellos se resaltan los trabajos del equipo de Ramamurthy [157, 158, 159] y de Palmstrom [149], pudiendo servir como métodos auxiliares para mejorar la calibración de los criterios de falla dada su clasificación alternativa

Así como sucede con la roca intacta y las discontinuidades, del trabajo de estos dos autores se desprende también el efecto de escala en los macizos rocosos, demostrado en la relación entre la resistencia y la frecuencia o densidad de las estructuras geológicas.

Criterio de Ramamurthy

Sumando su campaña de ensayos con trabajos de autores anteriores, Ramamurthy y Arora [157] propusieron una ecuación que ajusta la resistencia al corte uniaxial en probetas diaclasadas utilizando un parámetro denominado Joint Factor J_f , calculándose con la siguiente ecuación:

$$J_f = \frac{J_n}{r \cdot n} \quad (4.3.15)$$

donde J_n es la frecuencia de discontinuidades por metro, n es el parámetro de ajuste por inclinación entre discontinuidades y la dirección de carga, y r es el factor de resistencia al deslizamiento inicial, calculable como $r = \tan \phi$ por medio de ensayos de inclinómetro o siguiendo el criterio de Barton [181]. El detalle de la obtención de estos parámetros se encuentra en el Apéndice B.

Con el valor de J_f , la resistencia a la compresión uniaxial se puede determinar con la siguiente ecuación.

$$\sigma_{cj} = \sigma_{ci} \cdot \exp(-a \cdot J_f) \quad (4.3.16)$$

El valor a es un parámetro adimensional cuya primera estimación fue $a = 0,008$, según el ajuste de la Figura 4.3.12 [157], quedando los resultados experimentales circunscritos entre las cotas 0.004 y 0.010 [158]. Cabe destacar el esfuerzo de Rammamurthy por encontrar asociaciones entre los principales criterios de clasificación de macizos y el parámetro J_f , proponiendo una relación lineal entre este y el RMR tal que $J_f/5 = 100 - RMR$ y verificándola contra la estimación de σ_{cj} según ese popular criterio [159].

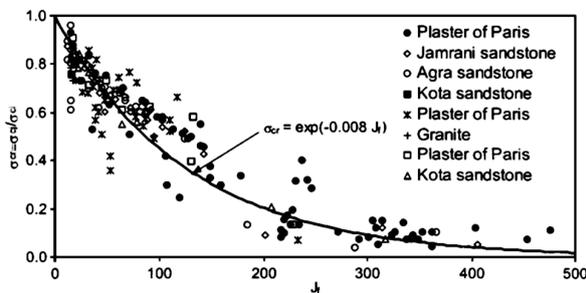


Figura 4.3.12: Relación entre la resistencia a la compresión uniaxial de probetas diaclasadas e intactas, en función de Joint Factor J_f . (Modificado de [157])

Criterio RMi de Palmström

En forma paralela al trabajo de Ramamurthy, Palmström desarrolló en 1994 un criterio de clasificación cuyo valor equivale a la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso. Este criterio denominado Rock Mass Index (RMi) se caracteriza por una mayor definición de la calidad de las juntas y el grado de fracturamiento del macizo.

La Ecuación 4.3.17 muestra los dos parámetros mas importantes para el criterio.

$$RMi = JP \cdot \sigma_{ci} \quad (4.3.17)$$

donde σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta y JP es el parámetro mecánico que identifica el efecto de la densidad y calidad de las discontinuidades. Comparando con la estimación del criterio de Hoek-Brown se llega a la siguiente relación

$$s^a = JP \quad (4.3.18)$$

sirviendo así como criterio auxiliar para la determinación de estos parámetros. El aporte de este

método al de GSI y RMR está en la cuantificación del efecto del volumen de bloque. El parámetro JP se obtiene del ábaco de la Figura B.7.5, donde se da mas profundidad al concepto de grado de fisuración que lo obtenible simplemente utilizando el criterio del RQD. El calculo de jC se detalla en el apéndice B.

4.3.7. Resistencia post-pico

Como se mostró en secciones anteriores, la roca intacta muestra un comportamiento mas dúctil cuanto peor sea su calidad geomecánica, y las discontinuidades tienen menor diferencia entre su resistencia pico y residual en función de ser mas lisas o tener relleno. Esto lleva a suponer la migración de falla frágil a dúctil cuanto mas fracturado y meteorizado esté un macizo rocoso, lo que se extiende a esperar un comportamiento mas dúctil cuanto menor sea su GSI.

Dos son los problemas que involucran al comportamiento post-pico, determinar los parámetros mecánicos residuales y definir la forma de transición desde los valores pico a estos. Hoek [99] propone en el 2001 una primera pauta para el problema de la transición, basada en su experiencia, y siguiendo la lógica del GSI presentada antes:

- Macizo de calidad buena ($GSI > 75$): comportamiento elastico-frágil.
- Macizo de calidad media ($30 < GSI < 75$): plasticidad con ablandamiento.
- Macizo de calidad pobre ($GSI < 30$): plasticidad perfecta.

Para la determinación de los parámetros mecánicos, Cai et al [34] propone obtener un GSI residual calculado a través de su relación con la condición de junta (J_c) y volumen de bloque (V_b). La condición de junta residual J_c^r se analiza desde la investigación de Barton et al sobre discontinuidades aisladas [15], donde sugiere una reducción a la mitad de la rugosidad desde sus valores picos (se propone la relación $JRC_{mob} = 0,5 JRC_{peak}$). Tomando este concepto,

$$J_c^r = \frac{J_w^r \cdot J_s^r}{J_A} \quad (4.3.19)$$

Siendo

$$\begin{cases} J_w^r = \frac{J_w}{2} & \text{si } J_w \geq 2 \\ J_w^r = 1 & \text{si } J_w < 2 \end{cases} \quad (4.3.20)$$

$$\begin{cases} J_s^r = \frac{J_s}{2} & \text{si } J_s \geq 1,5 \\ J_s^r = 0,75 & \text{si } J_s < 1,5 \end{cases} \quad (4.3.21)$$

Los parámetros J_w , J_s y J_A se detallan en el Apéndice B, surgiendo de estos el límite de 1 y 0.75 para sus valores residuales. Se asume que la deformación ejercida no causa fenómenos de alteración del material, por lo que J_A se mantiene igual.

La obtención del volumen de bloque residual (V_b^r) presenta mayor carácter especulativo. La Figura 4.3.13 muestra el estado inicial y post pico supuesto por Cai et al para roca intacta y diaclasada. En ambos casos la condición de falla involucra el proceso de fractura y coalescencia desarrollado en capítulos anteriores, por lo que este propone asumir un valor máximo de V_b^r de 10 cm^3 , como criterio de corte, quedando

$$\begin{cases} V_b^r = 10 \text{ cm}^3 & \text{si } V_b \geq 10 \text{ cm}^3 \\ V_b^r = V_b & \text{si } V_b < 10 \text{ cm}^3 \end{cases} \quad (4.3.22)$$

Para estudiar la sensibilidad de este supuesto, propone cubitaciones de 1 a 3 cm de lado para cuatro valores diferentes de J_c , mostrando que los parámetros mecánicos de Mohr Coulumb resultantes de los valores de GSI_r tienen una diferencia menor al 20% en el peor de los casos.

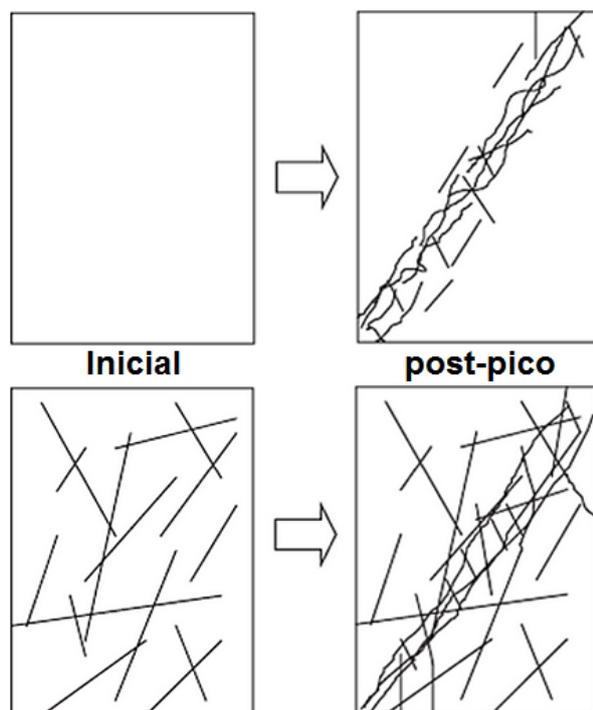


Figura 4.3.13: Fragmentación similar del macizo rocoso por deformación post-pico. [34]

En los nueve casos utilizados por Cai et al para validar el desarrollo anterior, este calcula valores de GSI_r/GSI entre 0.35 y 0.50, salvo para un único valor de GSI bajo (0.20) donde obtiene una relación de 0.70. Partiendo de estos valores y conclusiones de autores anteriores, ajusta una ecuación empírica que asocia directamente esta relación.

$$GSI_r = GSI \cdot \exp(-0,0134 \cdot GSI) \quad (4.3.23)$$

dando valores extremos de $GSI_r/GSI=1$ para $GSI = 0$, y $GSI_r/GSI = 0,26$ para $GSI = 100$.

4.3.8. Deformabilidad

La relación tensión-deformación es una característica indispensable para poder avanzar sobre cualquier enfoque de cálculo que involucre deformaciones. Este problema, dentro del alcance de la ingeniería civil y minera, tiene solución simple y conocida para metales, suelos y hormigón (elasticidad lineal, modelos hiperbólicos) con parámetros definibles mediante ensayos estandarizados de ejecución corriente. En el caso de los macizos rocosos, la imposibilidad actual de ensayar muestras características dados los problemas de escala y la propia variabilidad del material, ha llevado al desarrollo de ensayos in-situ específicos junto a la calibración de relaciones empíricas apuntadas a criterios sencillos (elasticidad lineal), basadas en los métodos de clasificación de macizos rocosos.

Módulo de deformación

El comportamiento de las discontinuidades condiciona al macizo rocoso en función de su grado y condición de diaclasado, alejándolo de una relación lineal tensión-deformaciones, e incorporando una primera etapa de cierre de fisuras al iniciarse un proceso de carga [101]. Por otro lado, los modelos constitutivos utilizados por la industria implementan la ley de elasticidad de Hooke, requiriendo solamente dos parámetros para caracterizar el comportamiento.

Este problema fue ilustrado por Hoek y Diederichs [101] (Figura 4.3.14), donde para un mismo ensayo de carga-descarga-recarga, pueden informarse cuatro parámetros relacionados con la rigidez del macizo. Para subsanar este problema, asumen que la elasticidad inicial medida puede vincularse más al cierre de estructuras superficiales desconfiadas que a una propiedad del material, y remarcan que si bien para roca confinada sin daño, el módulo de elasticidad secante (deformación) y la elasticidad tangente son similares, en la práctica solo se cita al módulo de deformación, pudiendo haberse informado rigidez menor a la real.

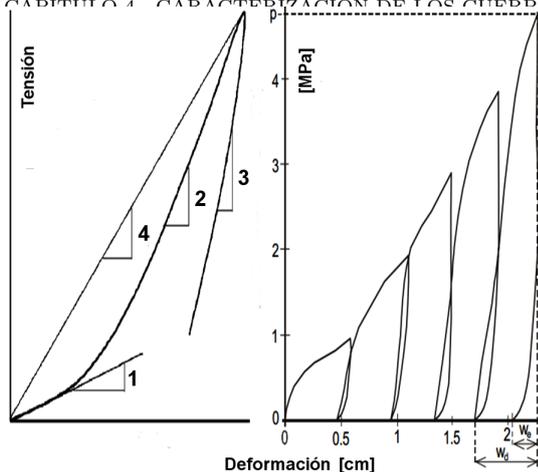


Figura 4.3.14: Relación tensión-deformación en ensayos de carga en macizos rocosos. Iz: esquema conceptual de Hoek-Diederichs [101]. Der: curva típica de tensión-deformación durante ensayo in-situ [150]. Referencias. (1): módulo de elasticidad inicial. (2): módulo de elasticidad tangente. (3): módulo de elasticidad en carga y recarga. (4) módulo de deformación.

La ISRM [110] aclara en 1978 que el módulo calculado debe ser el pertinente al problema de diseño, sin embargo, lo mencionado por Hoek y Diederichs se sigue cumpliendo a la fecha, por lo que se asume que en todos los resultados de ensayos y ecuaciones empíricas se está informando el módulo de deformación, definido como la pendiente de la recta secante a un valor de tensión y deformaciones determinado, incluyendo estas deformaciones su componente plástico y elástico.

Ensayos in-situ

La rigidez de los macizos rocosos, y el volumen que requiere movilizar un ensayo en terreno para ser representativo, impuso el desarrollo de equipos de porte muy superior a los implementados en la mecánica de suelos, tal como muestra el ensayo de carga de la Figura 4.3.15. El costo que conlleva ejecutar estas pruebas sumada la dispersión de resultados inherente, limita su uso a un número acotado de ensayos, y solo en proyectos de gran envergadura.

Bieniawski [24] ofrece una reseña bibliográfica de los tipos de ensayos más ejecutados. No es objetivo de este trabajo describir cada uno de ellos, sino citarlos como la fuente de información sobre la que se construyeron las ecuaciones empíricas mencionadas a continuación.

Ecuaciones empíricas

Al igual que para la resistencia al corte, la academia desarrolló ecuaciones empíricas que ofrecen

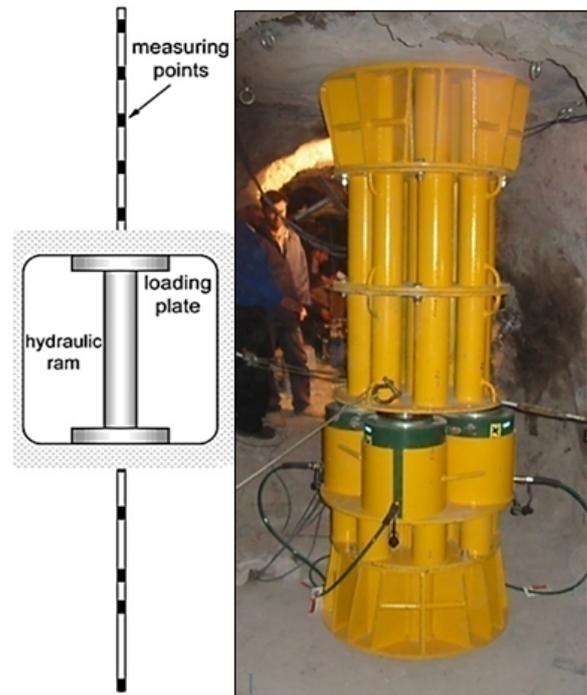


Figura 4.3.15: Plate jacking test (PJT) en macizo rocoso. Presa Bakhtiary (Modificado de [3])

relaciones entre parámetros de fácil obtención (criterios de clasificación) y el módulo de deformación. El primer trabajo al respecto data de 1966, siendo una asociación hecha por Deere, Hendron, Patton y Cordin [47] contra el RQD. A partir de entonces surgieron -propuestas definidas en base a todos los criterios de clasificación de macizos rocosos de uso común (RQD, Q, RMR, RMi, GSI entre otros) dada la economía de su aplicación frente a ensayos de campo.

La evolución de las ecuaciones fue empujada por la academia en base a la publicación periódica de nuevas bases de datos, acompañada por ajustes en las ecuaciones, o la publicación de una asociación nueva. La Figura 4.3.16-a muestra un compilado histórico de resultados, del que pueden extraerse las siguientes observaciones.

- Las bases de datos utilizadas para el desarrollo de ecuaciones que aproximan el módulo de deformación están constituidas por ensayos en macizos con RMR/GSI entre 25 y 85.
- El módulo de deformación máximo obtenido para las diferentes calidades de macizo es acotado, quedando en un margen de 10-15 GPa respecto a las ecuaciones.
- El módulo de deformación mínimo conserva un margen similar, pero conlleva un importante error relativo para valores de RMR menores a 60.

- La variación entre las ecuaciones empíricas es menor que la variación entre los resultados de los ensayos.

La primer observación se encuadra dentro del límite de aplicación de los criterios de clasificación de macizos rocosos, debiendo tenerse en cuenta que la rigidez en macizos con RMR tendiendo a 100 deben aproximarse a la roca intacta. La segunda y tercera observación es coincidente con la dispersión calculada por Bieniawski [24] en sus ensayos in-situ compilados en 1978, dando una pauta de la variabilidad natural de esta propiedad del macizo.

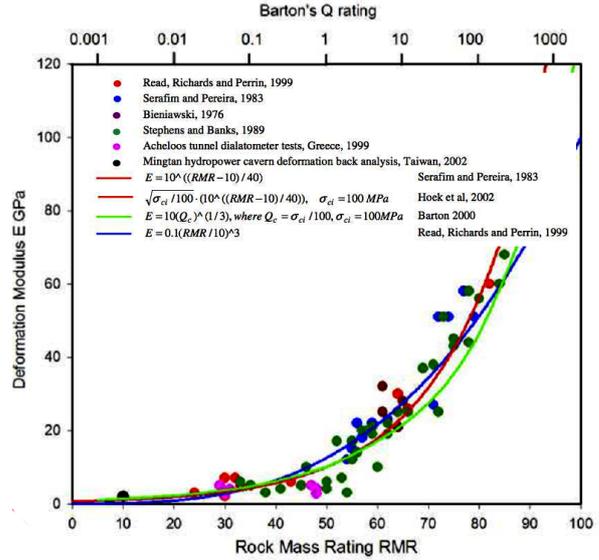
Sumando una nueva base de datos, Hoek y Diederichs [101] proponen en el 2006 una nueva ecuación, ajustando una geometría que tenga en cuenta la convergencia a las propiedades de la roca intacta al aproximarse el GSI del macizo a 100 y el efecto del daño por tronadura. La versión normalizada de la Ecuación 4.3.24 se presenta en la Figura 4.3.16-b.

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \tag{4.3.24}$$

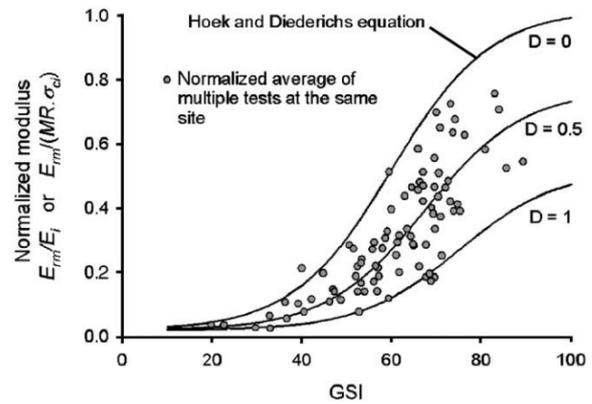
4.3.9. Incertidumbre en los métodos empíricos

Los criterios de clasificación de macizos rocosos permitieron a la industria racionalizar las tareas de diseño y verificación. Por otro lado, estos incorporan la subjetividad del usuario al decidir sobre ítems cualitativos, y la incertidumbre de haber definido valores puntuales para las características cualquier macizo macizo partiendo de las suposiciones y la base de datos de su autor.

Para ilustrar la subjetividad del usuario, Edelbro [56] organizó un round-robin entre expertos para la determinación de propiedades mecánicas de ciertos macizos reales o ficticios, según los criterios de clasificación y falla mas usuales. La Figura 4.3.17 muestra parte de los resultados obtenidos para el macizo rocoso de los pilares de la mina de Laisvall en Suecia. Este grado de diferencia se replica en todas las pruebas ejecutadas, ilustrando la importancia de realizar un análisis de sensibilidad en las modelaciones y el cuidado al definir valores absolutos para los parámetros.



(a) Relación entre el módulo de deformación y diversas ecuaciones basadas en criterios de clasificación [172, 100].



(b) Relación entre módulos de deformación normalizados de los ensayos en China y Taiwan compilados por Hoek y Diederichs (2006) contra su ecuación propuesta [101].

Figura 4.3.16: Relación entre ecuaciones de ajuste y bases de datos de ensayos.

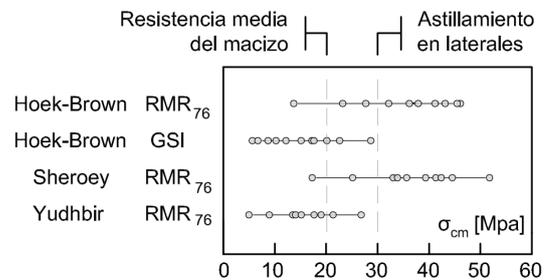


Figura 4.3.17: Resistencia a la compresión uniaxial de macizo rocoso. Comparación entre valores por métodos empíricos de once especialistas y resultados experimentales sobre el pilar de roca (Modificado de [56]).

La Figura 4.3.18 del trabajo de Hashemi [85] muestra la incertidumbre de los métodos empíricos traída en su concepción. Cada criterio y las asociaciones empíricas con la resistencia del macizo surgen de la experiencia profesional de sus autores y de la acotada bibliografía experimental sobre muestras reales que dispusieron en su época. Sin ahondar en el detallado estudio comparativo del autor, este condicionamiento repercute en resultados con diferencias de mas del 100 % entre algunos criterios. El mismo resultado se observa en una comparativa similar ejecutada por Zhang [206].

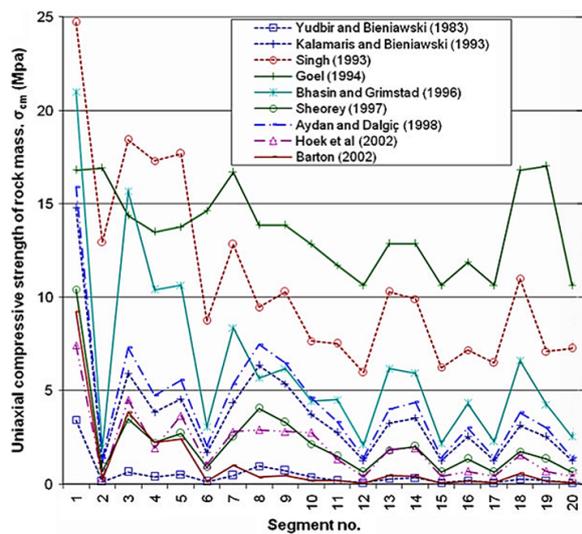


Figura 4.3.18: Comparativa de métodos empíricos basados en criterios de clasificación. Evaluación de la resistencia a la compresión uniaxial en diversos puntos de la traza del túnel hidraulico de Sabz Kh, Irán (Modificado de [85]).

Capítulo 5

Taludes de roca

5.1. Introducción

Las estructuras geológicas de los macizos rocosos permiten que se generen modos de falla más complejos que los observados en suelos. La naturaleza homogénea de estos últimos da lugar a movilizaciones de superficies de forma cóncava, circular, y de profundidad creciente en función de la relación entre la cohesión y resistencia friccional [52]. En un extremo se tienen los materiales granulares, que en empaquetado suelto como depósitos naturales de arenas, fallan en forma plana en el momento en que se supera su ángulo de fricción crítica; en el otro extremo, las arcillas en condiciones no drenadas ofrecen resistencia al corte independiente del confinamiento, dando lugar a movilizaciones circulares profundas.

En los macizos rocosos, su condición de bloques de material fracturado le confiere las siguientes propiedades: [69]

- La intersección de discontinuidades forman bloques de roca de movimiento posible en la dirección de fracturamiento. La superficie de falla crítica puede estar condicionada por la geometría estructural.
- Aún estando los bloques impedidos de deslizarse, estos pueden volcarse en dirección al talud en un fenómeno de rotación de cuerpos rígidos que no responde al concepto de superficie de falla mecánica.
- Los bloques que no estén completamente delimitados por el sistema de discontinuidades pueden transformarse en cuerpos libres ante cualquier fenómeno que pueda producir la progresión del fracturamiento.

De estas características, las primeras dos identifican modos de falla exclusivos de los macizos. La tercera es la responsable de fallas en el tiempo que no podrían asociarse exclusivamente a propiedades reológicas del material, sino también a la acumulación de eventos que van deteriorando en forma progresiva la interconexión de la matriz de roca:

sismos, presión hidrostática y hielo como causas naturales; tronadura, y desconfinamiento como causas artificiales.

Otra diferencia importante entre taludes de suelo y roca es la escala. En el diseño típico de perfiles de talud para rajos mineros pueden identificarse tres tipos de geometrías características, ilustradas en la Figura 5.1.1. En la escala menor se tiene el conjunto banco-berma, cuya altura puede ir de los 10 a los 40m dependiendo del equipo disponible, y una berma con ancho diseñado para la contención de los desprendimientos de roca menores e inevitables. En una escala mayor aparece el talud inter-rampa de carácter operativo, formado por lo común por un número máximo de bermas, y el último nivel lo compone el talud global. Tanto el inter-rampa como el global están pensados para garantizar la estabilidad de la excavación, siendo la razón de la división el control de riesgo.

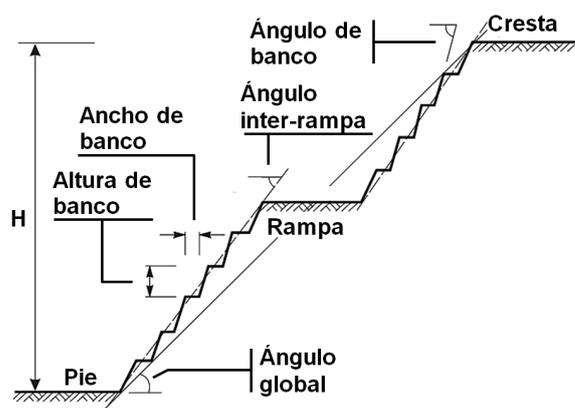


Figura 5.1.1: Nomenclatura estándar para los parámetros geométricos de los rajos mineros. [27]

5.2. Modos de falla específicos

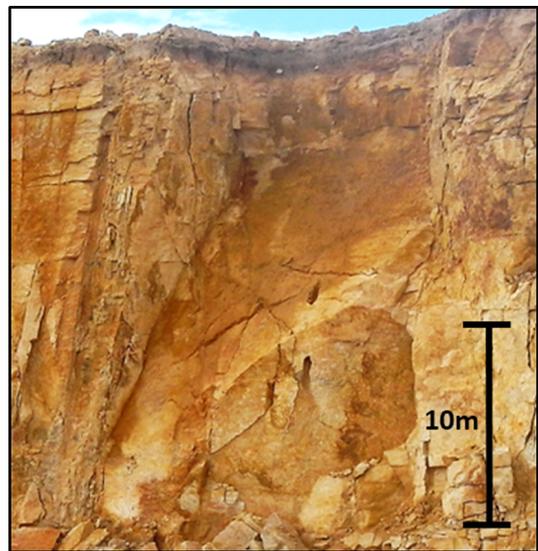
5.2.1. Fallas por deslizamiento

La presencia de familias de discontinuidades buzando hacia el rajo con un ángulo superior al de fricción

entre sus caras provoca que cualquier bloque liberado (sea por otras estructuras o falla a tracción) se desprenda y caiga hacia la excavación La Figura 5.2.1a muestra los dos casos típicos, fotografiados en Cerro Vanguardia, y la Figura 5.2.1b permite tener noción de la escala en la que se produce este fenómeno, la que está asociada a la persistencia y extensión de las estructuras como factor principal quedando por lo común limitado su tamaño a la altura del banco.



(a) Falla tipo cuña. Rajo LMcb9, Cerro Vanguardia.



(b) Falla plana con fractura a tracción y deslizamiento sobre estructura persistente. Rajo Lucy, Cerro Vanguardia.

Figura 5.2.1: Fallas por deslizamiento observadas en los rajos de Cerro Vanguardia por el autor.

Cuando se habla de derrame, se hace referencia a la disgregación de los bloques deslizados tal como se observa al pie de los bancos, donde rara vez puede asociarse la cuña fallada con el material posterior que apilados contra las paredes. Esta característica fue estudiada por Stead et al [178] mediante modelación numérica, mostrando la Figura 5.2.2 una comparativa entre sus resultados y la disgregación de un bloque desquinchado por el autor en el rajo LMcb6 de Cerro Vanguardia.

5.2.2. Fallas por volcamiento

Las fallas por volcamiento se originan en la posibilidad de los bloques de roca de rotar como cuerpo

Al tratarse de un evento muy probable pero de impacto económico reducido, la industria minera asumió una filosofía de control en vez de prevención [160]. Los taludes artificiales de las excavaciones constan de bancos cuyo ancho es diseñado para la contención del derrame de rocas y captura de bloques en caída sin comprometer la seguridad del personal ni equipos.

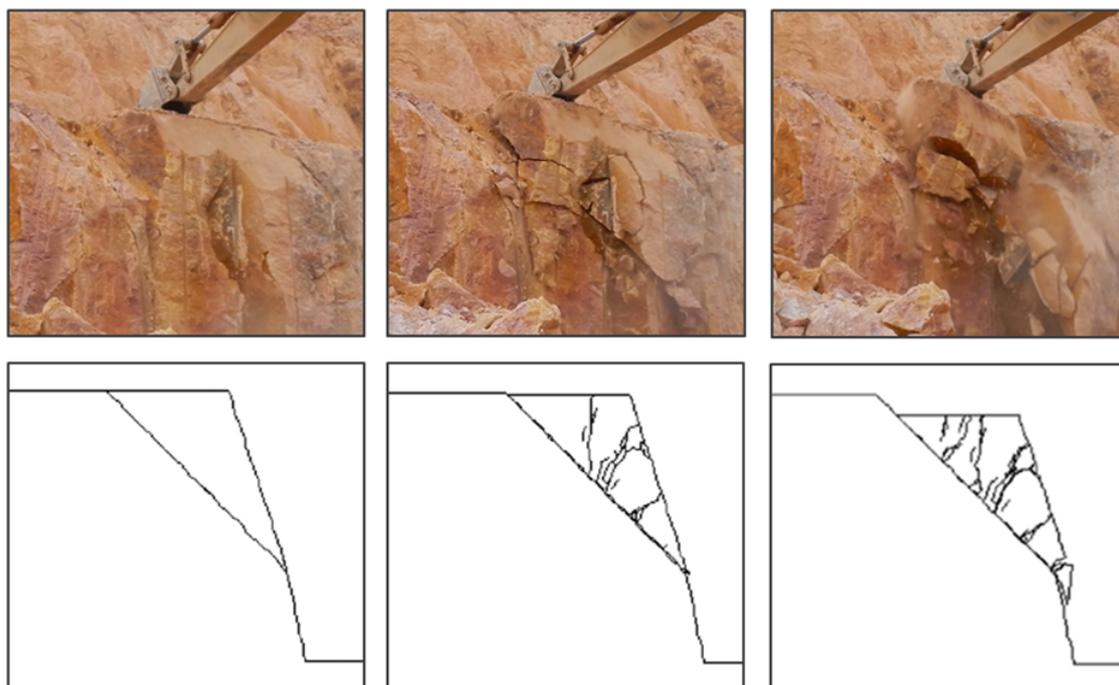


Figura 5.2.2: Comparativa entre el fracturamiento de una cuña de falla por deslizamiento forzada en el rajo LMc66 (sup), y modelación de falla plana con el software ELFEN (inf). [178]

rígido hacia la excavación sin requerir formar una superficie de deslizamiento. La Figura 5.2.3 muestra en forma esquemática y con un ensayo físico este fenómeno, donde la presencia de sets estructurales buzando en forma subvertical contraria al rajo genera columnas de roca que pueden movilizarse. El estudio de estabilidad se puede ejecutar en forma analítica por medio del planteo de equilibrio de bloques rígidos [202].

Una variante mas compleja del mismo modo de falla es el caso de volcamiento por flexión ilustrado en la Figura 5.2.4. En este caso las columnas de roca son lo suficiente esbeltas como para fallar a tracción como placa en voladizo, dando lugar recién entonces a los bloques del caso anterior. El trabajo de Adhikary et al [2] contiene un desarrollo analítico para la obtención del coeficiente de seguridad, acompañado de ensayos en modelos físicos.

5.2.3. Fallas de rotación-traslación

Las fallas rotacionales son similares a las observadas en taludes de suelo, con la salvedad que la geometría de la superficie movilizada es influenciada por la dirección de los sets estructurales, y puede quedar condicionada en caso de haber alguna estructura mayor buzando hacia el rajo. Los casos mas comunes están asociados a roca de calidad muy pobre o a macizos de roca dura fuertemente diaclasados [202]. En ambos casos prima el comportamiento como material homogéneo, y de ahí la

similitud.

La Figura 5.2.5 muestra el esquema propuesto por Hoek y Bray [27] para diferenciar los fenómenos que provocan la movilización del macizo, sobre la que se agregó una división en tres zonas para hacer hincapié en el diferente estado tensional que sufre el material: tracción y corte desconfinado en la corona, compresión triaxial en el núcleo y compresión uniaxial y corte en la base.

La falla en el pie fue estudiada, entre otros, por Huallanca [105]. Se destaca que el avance de la excavación pone a los puntos del borde del talud en condición mas crítica en el momento en que estos coinciden con el fondo de la excavación, por lo que el análisis de un macizo puede variar su resultado en un modelo por etapas si este permite computar el daño inducido en el macizo en su momento de tensión pico. De esto último se desprende que en caso de tener una excavación en roca estratificada que mejore su calidad geotécnica con la profundidad, el mecanismo de falla mas crítico no tiene por qué coincidir la excavación final del talud.

5.2.4. Modos complejos de falla

La excavación de los rajos mineros puede intersectar dominios geológicos asociables a fenómenos de falla diferentes, que en conjunto funcionan de forma única y compleja. Esta característica fue tomada por Goodman [69], quien publicó en el 2000

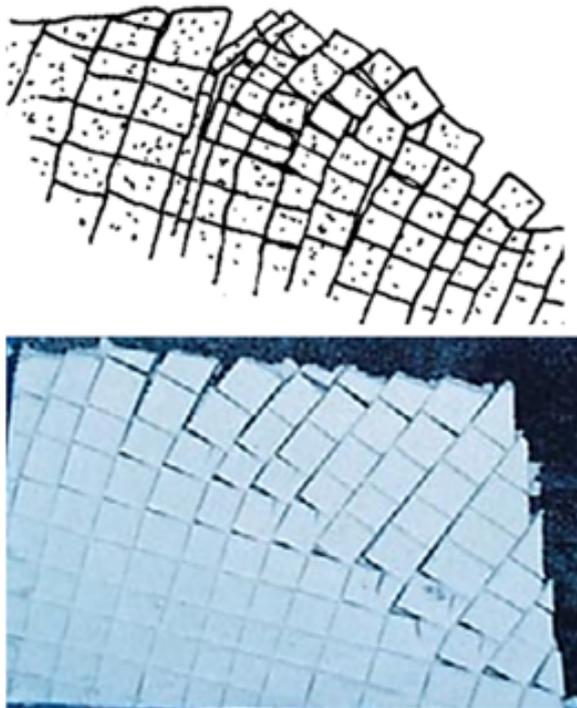


Figura 5.2.3: Falla tipo volcamiento por bloque. Sup: esquema conceptual [27]. Inf: modelo físico [70].

un catálogo de combinaciones con ejemplos reales, advirtiendo el peligro de encasillar el fenómeno en los casos típicos de falla descritos en las secciones anteriores (u otros específicos, como el pandeo y el *slumping*). De los trabajos de Eberhardt [55] y Stead et al [178] se destaca la capacidad de efectuar retro-análisis de eventos de gran escala, y de Goricki y Goodman [70], la validación física de algunos de estos fenómenos. En la bibliografía no pudo encontrarse a la fecha una metodología analítica para su estudio, tratándose por lo común de enfoques numéricos con estructuras explícitas.

5.3. Criterios de aceptabilidad

5.3.1. Principio básico

La aceptabilidad de construcciones destinadas a resistir esfuerzos responde al objetivo de garantizar, con un nivel de certeza razonable, su funcionalidad durante toda su vida útil. En el caso de los rajos mineros esta funcionalidad consiste en permitir la extracción progresiva del recurso, por lo que resulta en la necesidad de tener geometrías globales estables durante el plazo de explotación (diseño global e inter-rampa), y un control aceptable de desprendimientos locales (diseño banco-berma).

La determinación del valor de certeza de un diseño

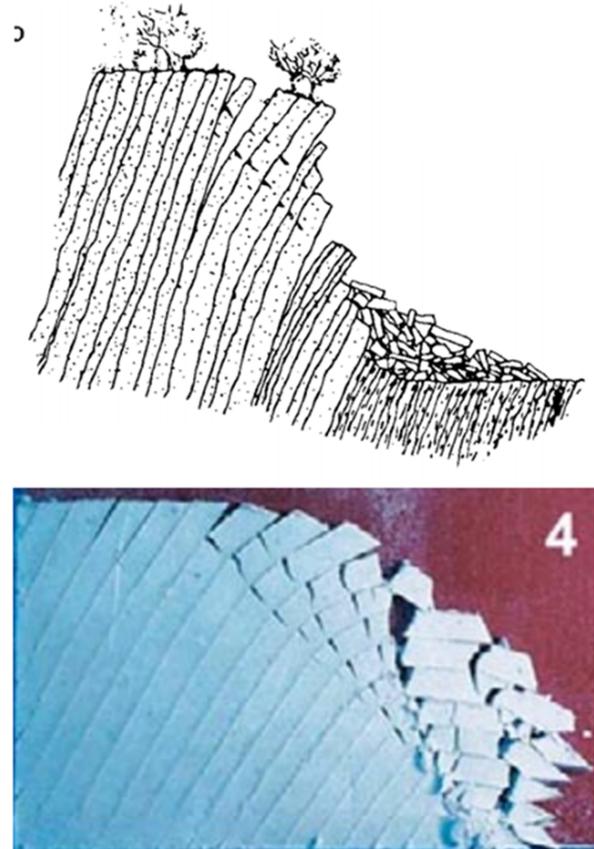


Figura 5.2.4: Falla tipo volcamiento por flexión. Sup: esquema conceptual [27]. Inf: modelo físico [70].

exige el análisis de los factores aleatorios involucrados en la verificación (definición de parámetros, simplificaciones, ...). La industria encaró este último problema desde tres enfoques, resumidos en la Figura 5.3.1.

La asignación de un valor de certeza aceptable requiere el cómputo de las consecuencias de la falla, superando el alcance de la geotecnia. Para taludes en roca se utiliza el criterio de Factor de Seguridad (FoS) y Probabilidad de falla (PoF), donde el factor de seguridad surge de la experiencia recopilada en la bibliografía [27], y la probabilidad de falla se elige también de trabajos previos, o se encara un análisis de riesgo específico para cada proyecto [179]. La Tabla 5.3.1 muestra valores típicos de la guía de referencia de Read y Stacey [160].

5.3.2. Factor de seguridad

En los métodos analíticos clásicos de la geotecnia, las variables que identifican la acción y la reacción varían según el problema a resolver. Para el caso de estabilidad de taludes, en los métodos más utilizados el factor de seguridad queda definido respecto a la resistencia al corte del terreno por medio de la siguiente ecuación [52]:

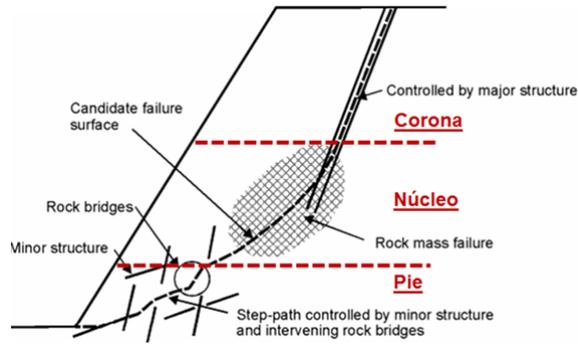


Figura 5.2.5: Diferenciación del mecanismo de falla asociado a distintas alturas de la superficie movilizada. ([Modificado de [27]).

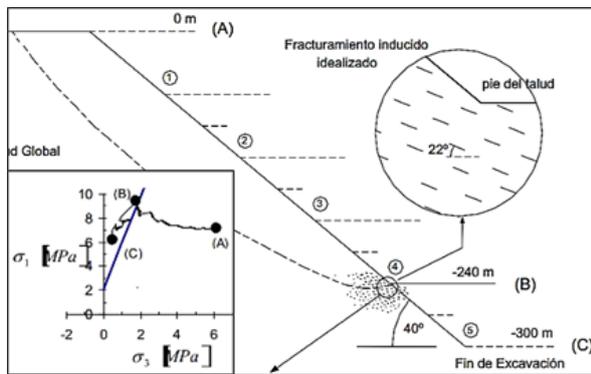


Figura 5.2.6: Estado de tensiones en el punto 4 (falla estudiada) para los niveles de excavación A, B y C de un rajo idealizado.

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (5.3.1)$$

donde s es la resistencia al corte disponible y τ la mínima resistencia al corte con la que se siguen cumpliendo las ecuaciones de equilibrio, o sea, que dejan al talud en equilibrio límite.

En geomecánica computacional, el coeficiente de seguridad se define como el factor de minoración de la resistencia al corte que produce la pérdida de convergencia de un modelo numérico. Matemáticamente, que un modelo falle quiere decir que resulta imposible cumplir con las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y admisibilidad plástica [209], y tanto en los modelos numéricos como en las pruebas de laboratorio con materiales homogéneos, la falla de los taludes se caracteriza por la formación de una banda de deformación deviatorica [135].

La ejecución más común de este método está asociada a la minoración de los factores de cohesión y fricción del modelo de Mohr-Coulumb, aunque algunos programas de elementos finitos de uso comercial (ej: Plaxis [28] y Phase2 [165]) incorporan también la aplicación del método al criterio de falla de Hoek Brown desarrollado por Hammah et al [76, 77]. A continuación se presenta un resumen del

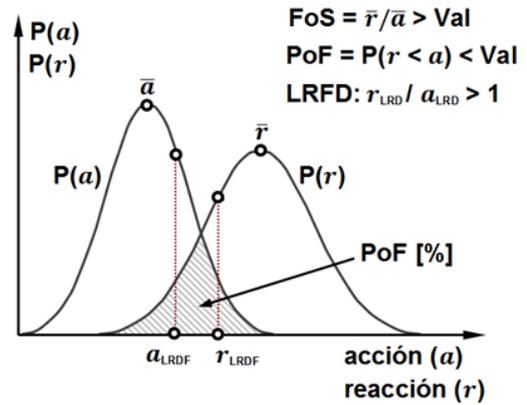


Figura 5.3.1: Criterios de aceptabilidad para obras de ingeniería.

Escala	Consecuencias	Fos (min)	PoF (max)
Berma	Baja-alta	1.10	25-50 %
Interrampa	Baja	1.15-1.20	25 %
	Media	1.20	20 %
	Alta	1.20-1.30	10 %
Global	Baja	1.20-1.30	15-20 %
	Media	1.30	5-10 %
	Alta	1.30-1.35	<5 %

Tabla 5.3.1: Valores típicos para los criterios de aceptabilidad [160].

método para Mohr Coulumb basado en la descripción de Sfriso [176].

1. Se toma un factor de reducción $SRF_{i=1} = 1,0$ (valor inicial del factor de minoración)
2. Se minoran la resistencia a $c^* = c/SRF_i$ y $\tan(\phi^*) = \tan(\phi)/SRF_i$
3. Se verifican las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y admisibilidad plástica de todo el modelo con los parámetros reducidos c^* y ϕ que, en la primera iteración, son iguales a c y ϕ
4. Se chequea la convergencia del modelo
 - a) Si el modelo converge, Se elige un SRF_{i+1} mayor al anterior
 - b) Si el modelo no converge Se elige un valor de SRF_{i+1} intermedio entre SRF_i y el utilizado en una etapa anterior
5. Se repiten los pasos 2 – 4 hasta que se obtiene una diferencia entre el SRF convergido y no convergido aceptable. El convergido es informado como el FS numérico del problema

La ejecución de este procedimiento entrega un factor de seguridad que puede interpretarse como la

resistencia al corte en exceso del material en relación a la mínima que lo dejaría en equilibrio límite. Sfriso [176] publicó un trabajo conceptual comparando la diferencia entre la definición numérica de factor de seguridad y la analítica aplicada en diversos problemas de la geotecnia. Para el caso de estabilidad de taludes, sus resultados muestran valores comparables, habiendo diferencia considerable en problemas donde el factor de seguridad analítico se aplica sobre una carga, como la capacidad de fundaciones. Diederichs et al [44] presentó una comparativa entre resultados por equilibrio límite y modelación numérica concluyendo que el método es una alternativa válida para problemas donde la falla está dominada por el deslizamiento.

5.3.3. Probabilidad de falla

El análisis de probabilidad de falla parte de asignar una probabilidad de ocurrencia a todos los factores que intervienen en el cálculo de estabilidad del talud. Tomando esa distribución de probabilidad (de tantas dimensiones como variables independientes) se aplica algún criterio para asociarle un FS, transformándose en una función $P(\text{FS})$ llamada *función de respuesta* como la ilustrada en la Figura 5.3.2. Con esa función, la probabilidad de que los parámetros tomen valores que den un FS menor a 1.0 es el valor que se identifica como PoF.

Salvo métodos analíticos con ecuación cerrada, no es posible transformar la función de probabilidad general en la función de probabilidad de falla. Para aplicar este método se desarrollaron criterios basados en obtener el FS para combinaciones puntuales con una probabilidad de ocurrencia dada. La aplicación general es el método de Montecarlo, donde se ejecutan miles de pruebas para aproximar la función buscada con la contrapartida del alto costo computacional, siendo a la fecha inaplicable para modelación numérica [81]. Para superar esto, se desarrollaron sistemas donde se identifica el impacto individual de cada variable, como el de *superficie de respuesta* [38].

5.4. Métodos de cálculo

5.4.1. Método del equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite (MEL) son una familia de procedimientos donde se definen superficies de falla y se estima el factor de seguridad asociado a cada una de ellas, como la relación entre las acciones actuantes y aquellas que llevarían esa geometría a perder su condición estática. Este enfoque comenzó con el trabajo de Fellenius de 1921, y en 1955 se presentó el criterio simplificado de Bishop que aún se emplea. En 1965 se publicó el trabajo

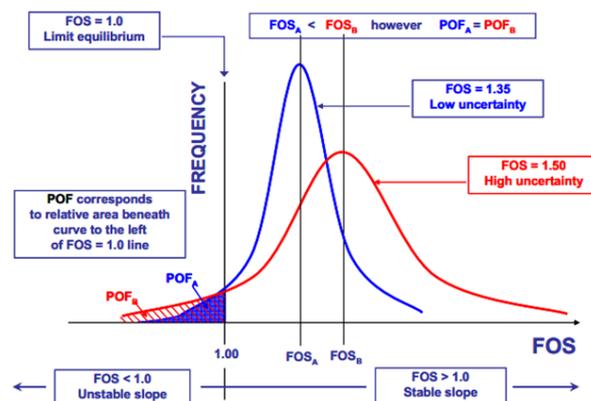


Figura 5.3.2: Definición de probabilidad de falla y su relación con el FoS y el grado de incertidumbre [179].

de Morgensen-Prince [140], que sigue siendo a la fecha el criterio más elaborado de uso común por la industria.

La característica común de estos métodos es que para resolver el problema de equilibrio, todos plantean dovelas como cuerpo rígido dentro de la superficie que encierra la curva de falla. La diferencia que tienen es respecto a como resuelven la interacción entre estas dovelas, qué condiciones de equilibrio buscan cumplir, y cuanta libertad hay para elegir la superficie de falla. El libro de Duncan “Soil Strength and Slope Stability” [52] es bibliografía de referencia en lo que respecta a estos criterios.

Como problema inherente al método se tiene que:

- Las superficies a probar dependen del software y no del problema físico real.
- Incertidumbre respecto al FS mínimo dado el teorema cinemático.
- No hay cómputo de desplazamientos: imposibilita análisis directo con estructuras que tomen carga en forma pasiva.
- No hay cómputo de deformaciones: solo modelos sencillos, y hay problemas al resolver situaciones que responden a comportamiento no drenado [120].
- La interacción entre dovelas propuesta por cada autor no tiene correlato físico, y afecta el FS en diferencias que pueden acercarse al 15 % [122, 51].
- Al utilizar dovelas, el error en el cálculo de las tensiones sobre la línea de falla crece con la inclinación del talud [122].

Por fuera de estas limitaciones, su aplicación es rutinaria en la industria dada la experiencia acumulada, la simplicidad teórica, la facilidad de uso ofrecida por el software moderno y la buena correlación

para problemas con material que pueda asumirse como homogéneo.

5.4.2. Método de los elementos finitos

El método de los elementos finitos es una técnica numérica utilizada para la resolución de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, siendo su aplicación en macizos rocosos un subproducto de los desarrollos impulsados dentro de la mecánica del continuo para otras ramas de la ciencia, en particular de la geotecnia. El procedimiento consiste en discretizar el dominio en subregiones (elementos) para los que se proponen familias de funciones interpoladoras a ajustar (método variacional), que son simples (ej: polinomios) y definidas por el valor de la variable en puntos específicos del elemento (nodos). La solución obtenida es una aproximación donde se tienen valores en estos nodos junto a la posibilidad de utilizarlos para chequear, funciones de interpolación mediante, el valor de la variable en el interior de los elementos.

La generalidad del método permite resolver geometrías complejas, problemas dinámicos y condiciones acopladas (hidráulica-térmica-mecánica). Dentro de la mencionada mecánica del continuo, permite definir la relación tensión-deformaciones mediante ecuaciones constitutivas que pueden identificar rigidez no lineal, criterios de plastificación, dirección de flujo plástico, endurecimiento, etc.

En el marco de la mecánica de rocas, y comparando con el MEL, las características a favor del MEF son [73]

- Eliminación de las suposiciones a priori respecto a la superficie de falla.
- Elimina el problema de definir la interacción entre dovelas.
- Capacidad para modelar fallas progresivas y comportamientos complejos.
- Cálculo de desplazamientos y deformaciones. Interacción con anclajes.

Entre las limitaciones para la implementación de la modelación numérica en remplazo a métodos de equilibrio límite se citan [73, 208]:

- La interpretación de los resultados requiere cierto entendimiento del comportamiento físico esperado.
- La teoría que subyace es compleja en términos matemáticos.
- Se requiere un modelador con experiencia para ejecutar análisis confiables.

- Algunos parámetros de entrada no se miden regularmente, o se dispone de muy poca información.
- El costo numérico de cada cálculo limita el análisis probabilístico.

Además de exigir mas número de parámetros geomecánicos, el método de los elementos finitos requiere definir dimensión del modelo, condiciones de borde y mallado, siendo estos factores ajenos al problema físico. A continuación se recopila el efecto de algunos de estos factores en los resultados.

Dimensión de la malla y condiciones de borde La solución del problema matemático descrito requiere la definición de condiciones de borde, que en los modelos geotécnicos se resume a definir restricciones de desplazamiento al perímetro de la geometría propuesta para el problema. El fijar el desplazamiento a puntos de la malla trae el compromiso con su tamaño para que no se condicione el resultado de la modelación.

La guía de Read y Stacey [160] propone las distancias de la Figura 5.4.1 respecto a la excavación del talud. Se destaca que la referencia a la distancia del borde derecho se propone solo condicionada al ancho, siendo muy reducida en caso de tratarse de taludes empinados.

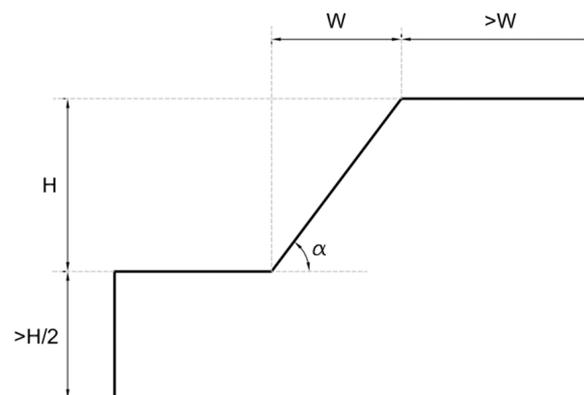


Figura 5.4.1: Distancia mínima recomendada para la modelación por elementos finitos de taludes en roca en la guía de Read y Stacey (Modificado de [160]).

Efecto de la rigidez La rigidez del material condiciona en forma directa la deformación que mostrará el macizo frente a la excavación. En caso de existir una estructura en contacto o elementos de anclaje pasivo, este parámetro definirá cuanta carga es transmitida a ellos. La academia analizó su efecto en diversa bibliografía [76, 73, 160]: en taludes modelados como elástoplásticos lineales, la incidencia en FS de cambios aún del orden de magnitud en el parámetro E no es relevante.

Efecto de la dilatación En el trabajo de Hammah et al [76] y Griffin [73] se analiza el efecto del coeficiente de dilatación tomando la superficie potencial como asociativa al modelo de Mohr-Coulomb. Se reportaron variaciones del FS menores al 10 %, habiéndose relacionado esto al bajo confinamiento del macizo en la zona de falla en relación con la resistencia a la compresión uniaxial. Esto es resultado de la tendencia a formarse fallas que si bien son globales, son de poca profundidad.

5.5. Análisis anisótropo

5.5.1. Preliminar: análisis como macizo homogéneo

El enfoque tradicional de la industria para el estudio de los taludes en roca es asumir que el macizo se comporta como material homogéneo e isotrópico. Desde esa hipótesis, se resuelve planteando un comportamiento elastoplástico perfecto, tomando como criterio de falla el de Mohr Coulomb o Hoek y Brown según lo desarrollado en el Capítulo 4. De la bibliografía se destaca el trabajo de Hammah et al [78] publicado en el 2005, donde se toman 24 publicaciones académicas previas y se comparan sus análisis de estabilidad por el MEL con lo obtenible por el MEF. La variación de resultados nunca supera el 10 %, mostrando que ambos criterios dan valores similares para macizos tomados como homogéneos, y que la diferencia entre los diversos métodos de equilibrio límite es despreciable para los taludes en roca.

Esta comparativa puede tomarse como explicación de la preponderancia de los métodos de equilibrio límite en los trabajos fuera de la academia. La simplicidad de los criterios de caracterización de macizos rocosos no justifica avanzar con herramientas numéricas más sofisticadas.

5.5.2. Equilibrio límite con propiedades direccionales

Al tratar los modelos de juntas discontinuas y el efecto de la persistencia en el Capítulo 4, se hizo mención del planteo de Jennings [115] y Cordin-Jamil [40] como formas para determinar una resistencia al corte equivalente ponderando el efecto de las estructuras alineadas. Aprovechando que los métodos de equilibrio límite calculan directamente la resistencia τ sobre la superficie de falla propuesta, se puede asignar en ciertas direcciones un comportamiento distinto para computar esta diferencia, haciendo que la función con la que se obtiene la resistencia cambie con el buzamiento del punto de la curva.

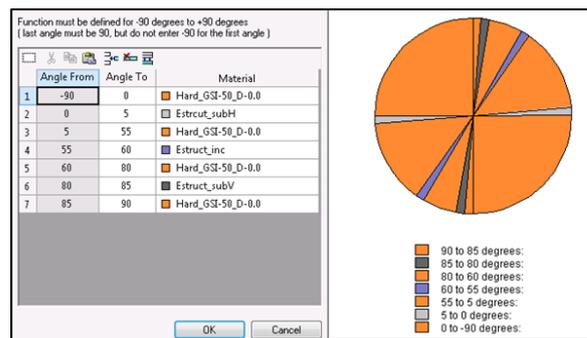
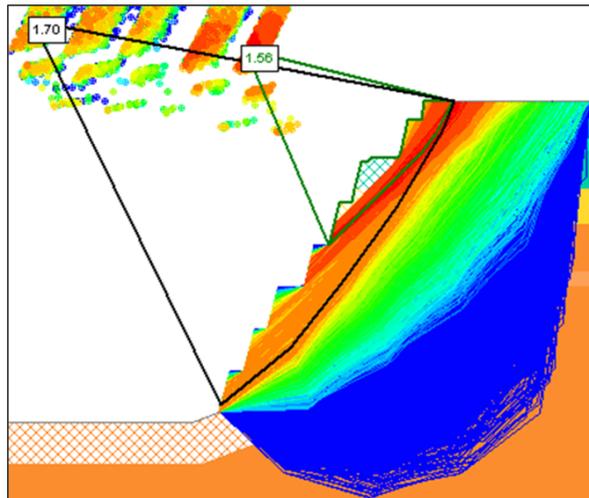


Figura 5.5.1: Ejemplo de definición de material con propiedades diferenciadas por dirección. Software Slide de Rocscience [164].

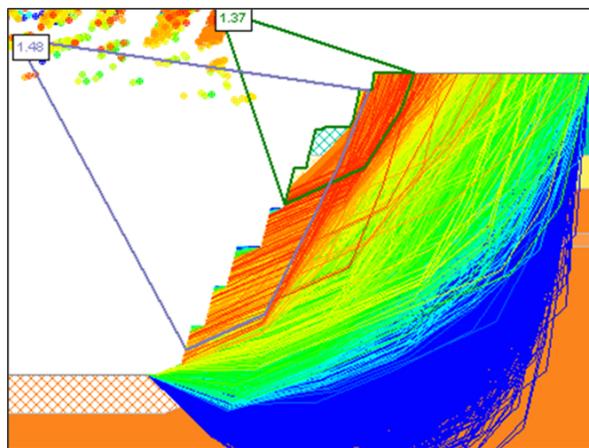
Esta metodología, ilustrada en la Figura 5.5.4 y publicada en la guía de Read y Stacey [160] está implementada en el software Slide [164], tal como muestra la Figura 5.5.1. Asignando un material como *Generalized Anisotropic* se puede definir el criterio de falla y parámetros materiales para cualquier dirección. Como resultado, en el caso de definirse direcciones de mayor debilidad, se obtienen curvas de falla de menor FS cuya geometría responde a este condicionante (Figura 5.5.2). Se destaca que dentro de esos ángulos definidos, la superficie de falla puede cambiar su dirección (respetando las propiedades asignadas) por lo que si el ángulo es demasiado grande se pierde el quiebre en la superficie de la curva que identifica la direccionalidad, tendiendo a un comportamiento homogéneo equivalente.

5.5.3. Elementos finitos con estructuras explícitas

Aunque el método de los elementos finitos modela el material como un continuo, hay elementos especiales que permiten representar en forma explícita la existencia de discontinuidades, junto a los fenómenos de contacto y despegue asociados [65, 61]. El limitante histórico a este enfoque era la dificultad de construir los modelos y el costo computacional [116], por lo que el desarrollo de una interfase para generación automática de sets estructurales impulsó la aparición de trabajos comparativos para mostrar la validez del método. De estos, se destaca el de Hammat et al, quien lo planteó como recurso [79], comparando modelos con estructuras persistentes contra la misma modelación en el programa de elementos discontinuos UDEC [42], obteniendo diferencias del FS entre 0.05-0.10 y mecanismos de falla similares. Una comparativa similar es publicada por Rocscience en el manual de validación numérica del Phase2 [166]. Estos resultados se articulan con el trabajo de Riahi et al [162] publicado en el 2010, donde se efectúa una comparación ma-



(a) Equilibrio límite en macizo definido como material isotrópico.

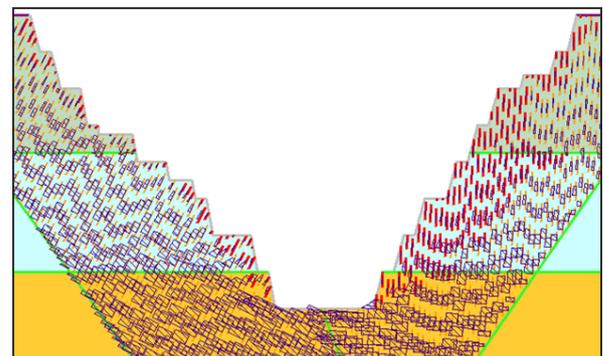


(b) Equilibrio límite en macizo definido con propiedades direccionales.

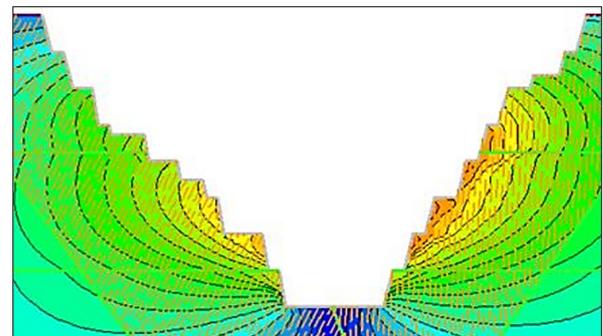
Figura 5.5.2: Análisis por el método del equilibrio con materiales isotrópicos y direccionados. Software Slide, rajo LMcb6, Cerro Vanguardia.

temática de ambos métodos, demostrando que si el contacto entre elementos discontinuos no es con indentación de vértices, el planteo algebraico termina siendo el mismo.

La Figura 5.5.3 muestra como ejemplo una modelación preliminar efectuada para el rajo ODcb7, Cerro Vanguardia, teniendo por un lado la plastificación y tensión normal de las estructuras explícitas tras aplicar el método de SSR, y por otro lado la deformación horizontal correspondiente a la etapa última de excavación. Se observa como la dirección de las estructuras respecto a la cara del rajo condicionan tanto el comportamiento mecánico como el mecanismo de falla.



(a) Juntas explícitas plastificadas y tensión normal tras aplicación del método SSR.



(b) Deformación horizontal en etapa última de excavación.

Figura 5.5.3: Diferencia en el comportamiento del talud según la dirección de las estructuras explícitas respecto a la cara expuesta. Rajo ODcb7, Cerro Vanguardia.

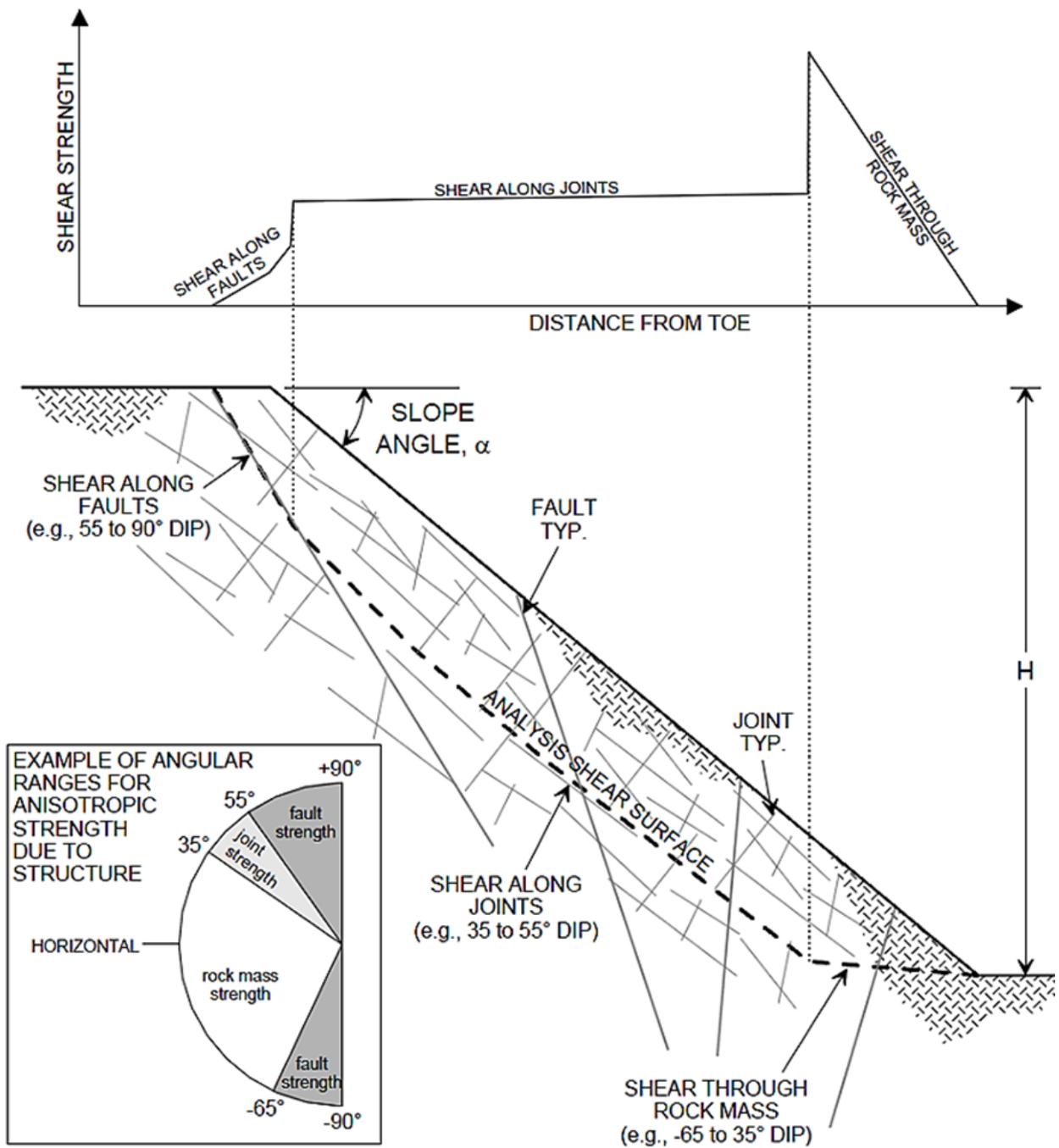


Figura 5.5.4: Efecto de la definición de resistencias direccionales en la superficie de falla de un talud de roca. [160]

Capítulo 6

Aplicación: estabilidad de un rajo minero en Cerro Vanguardia

6.1. Caracterización del rajo Osvaldo Diez Cutback 7

En este capítulo se aplicaron los conceptos analizados en los capítulos 2 a 5 en un rajo minero real que se encuentra a la fecha en operación.

6.1.1. Información general

El Proyecto Cerro Vanguardia está ubicado a 120 km al noroeste de Puerto San Julián, provincia de Santa Cruz, y a 650km de la ciudad de Comodoro Rivadavia, Chubut. La mina está emplazada en la estepa patagónica, planicie ubicada entre 200 a 250 msnm, con variación térmica media desde 13°C en verano a 3°C en invierno.

El Apéndice C proporciona un resumen geológico-geotécnico del proyecto. Se trata de un depósito epitermal de baja sulfuración, formado por venas mineralizadas con oro y plata, alojadas en ignimbritas riolíticas de alta sílice de edad jurásica. El ancho de las venas alcanza un máximo de 10m con una dimensión media de 3.5m y buzamiento subvertical entre 60° a 90° en dirección NE.

De todas las vetas, la explotación del rajo Osvaldo Diez Cutback 7 [ODcb7] es uno de los rajos más importantes de Cerro Vanguardia [62], proyectándose una excavación de 130-150m de profundidad para luego continuar la extracción con minería subterránea. A continuación se exponen los parámetros geométricos utilizados para el diseño de las secciones teóricas del rajo [62, 63].

- Altura de berma: 20m
- Ángulo de berma: 78°
- Bermas entre rampas: 3-4
- Ángulo inter-rampa: 66-68°
- Ángulo global: 54-58°

6.1.2. Sección de diseño

Del del análisis del material provisto por CVSA se propone el corte de la Figura 6.1.1 como geometría representativa del Dominio 1 del rajo ODcb7 para su verificación numérica [62]. La banda de debilidad se asume de espesor constante y se asocia el afloramiento superficial al este del rajo. Se le asigna una matriz tipo Soft como criterio conservador.

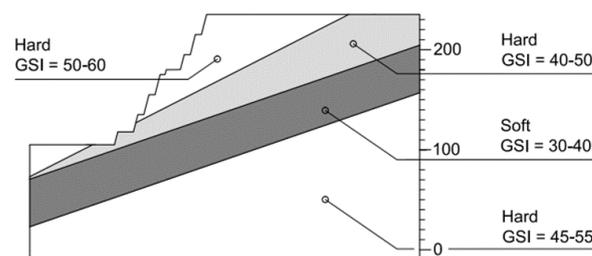


Figura 6.1.1: Corte del dominio 1 propuesto para las verificaciones numéricas. (Modificado de [62])

6.1.3. Sets estructurales

La Figura 6.1.2 muestra la selección de sets estructurales teniendo en cuenta los antecedentes del proyecto. La Figura 6.1.3 detalla la caracterización estadística de los sets, habiéndose encontrado buena correlación con la distribución lognormal para los sets con mayor número de muestras, en concordancia con la bibliografía [106]. La dirección del sondaje orientado impide obtener detalle de las características de las estructuras que buzan al rajo, por lo que no se tiene mayor descripción del set J3.

6.2. Análisis como material isótropo

El análisis del talud asumiendo un macizo homogéneo responde al procedimiento mas utilizado por la industria [160], por lo que se efectúa con el objeto

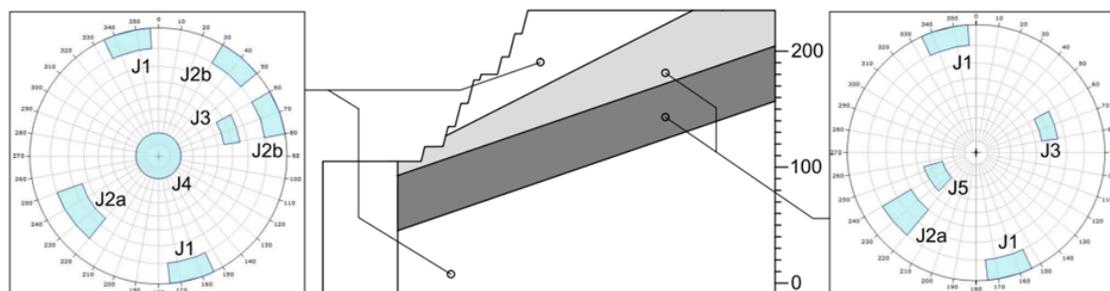


Figura 6.1.2: Definición de sets estructurales para la sección de diseño.

Set	Dip	Separación			Extensión
	Media [°]	Media [m]	s_{LN} []	N° [-]	Rango [m]
J1	80-90	0.4-1.0			2.5-10
J2a	70-80	0.35	1.45	104	2.0-10
J2b	80-90	0.55	1.84	26	2.0-10
J3	55-65	0.5-2.0			5.0-20
J4	0-20	0.40	1.54	45	0.2-1.0
J5	30-45	0.40	1.60	22	2.0-10

Figura 6.1.3: Caracterización de los sets estructurales..

de tener un marco comparativo para los enfoques anisótropos.

6.2.1. Metodología general

Para el análisis por equilibrio límite se utilizó el software Slide de Rocscience [164] y el modelo de Morgenstern-Prince [140]. Se definió la curva de falla como una poligonal y se ejecutaron 20.000 iteraciones para minimizar el FS. Sobre la curva de menor valor se activó la optimización específica, consistiendo en 50 iteraciones extra por nodo de la curva crítica buscando bajar más el valor. Esto último puede causar que la superficie resultante difiera en forma marcada del resto de las obtenidas y graficadas por el programa.

Para el análisis por elementos finitos se modelaron los taludes en el software Phase2 de Rocscience con elementos isoparamétricos triangulares de seis nodos, tomando al macizo como un material elasto-plástico perfecto cuya función de fluencia está definida por el criterio de Hoek-Brown. El factor de seguridad se obtuvo con la aplicación del método de SSR adaptado a ese criterio de falla, según lo expuesto en el capítulo anterior. Esto fue efectuado en forma automática por el programa. Todos los modelos fueron definidos en etapas, excavándose el rajo de a una berma por vez. El factor de seguridad se computó en la etapa correspondiente a la

geometría final del talud.

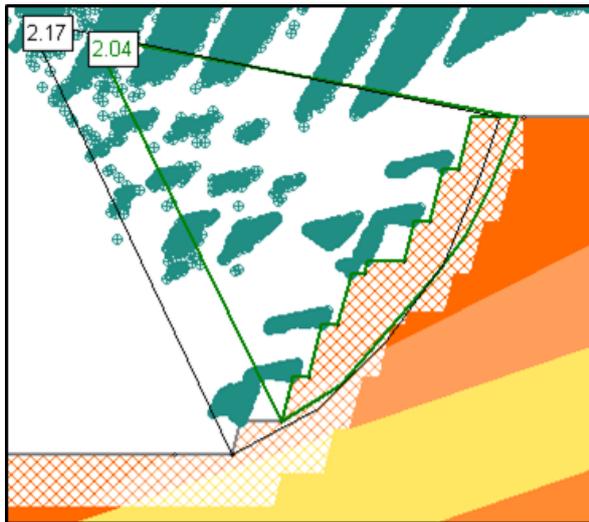
Para el grueso de los modelos se corrieron como mínimo dos casos: uno donde los parámetros materiales se definieron con sus valores medios, y otro donde se asumió una resistencia a la compresión uniaxial con un 95 % de posibilidades de ser superada, y el valor de GSI menor dentro del rango de ± 5 sugerido por la bibliografía de referencia [94].

6.2.2. Equilibrio límite

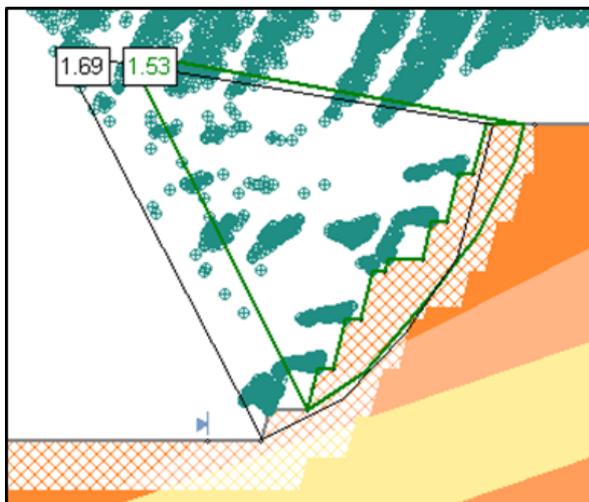
La 6.2.1 muestra las curvas de falla obtenidas con el programa Slide. La presencia de más de una curva de falla por modelo se debe a la diferencia entre el coeficiente de seguridad exigido para la condición global contra la inter-rampa.

6.2.3. Elementos finitos

La modelación por elementos finitos se ejecutó sobre la malla de la Figura 6.2.2, siendo la Figura 6.2.3 y Figura 6.2.4 los resultados obtenidos por el método de SSR.



(a) Curvas de falla para macizo con valores medios



(b) Curvas de falla para el macizo con valores mínimos

Figura 6.2.1: Curvas de falla por MEL para el Dominio 1.

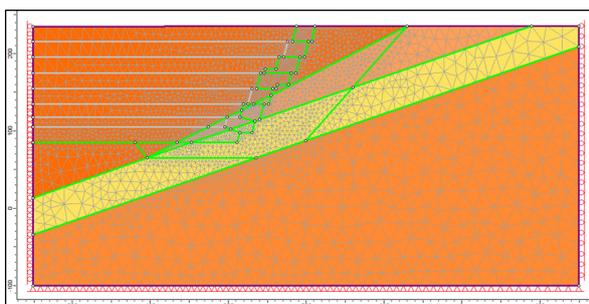


Figura 6.2.2: Malla de elementos finitos para modelación isótropa del dominio 1.

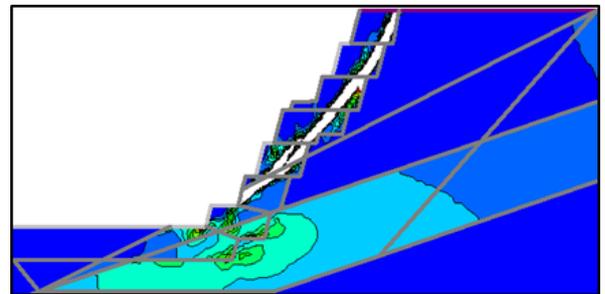


Figura 6.2.3: Traza de la falla (deformación deviatorica) tras la implementación del SSR. Parámetros con valores medios. $FS = 1.67$

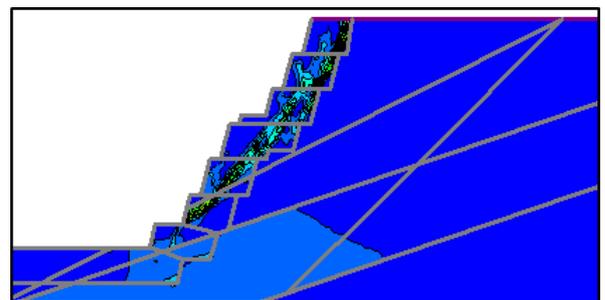


Figura 6.2.4: Traza de la falla (deformación deviatorica) tras la implementación del SSR. Parámetros con valores mínimos. $FS = 1.13$

6.3. Equilibrio límite con propiedades direccionales

6.3.1. Dirección afectada por cada set

Para sistemas de varios sets estructurales, la limitación a 5° de esta apertura permite identificar el efecto de la direccionalidad sin terminar comportándose como material homogéneo. Para chequear la sensibilidad de esta elección, se probó en todos los casos el impacto de girar $\pm 5^\circ$ todos los sets representados.

6.3.2. Análisis desde la probabilidad de falla

La asignación de c y ϕ a las estructuras se definió partiendo del criterio de Cording y Jamil [40], pero en vez de tomar los valores medios de separación, extensión y resistencia a la tracción, se planteó una simulación de Montecarlo para obtener una estimación estadística de estos factores:

Dadas las funciones de probabilidad de los parámetros materiales, y una longitud donde se desarrolla la falla se sigue la siguiente iteración:

- Se genera un valor de extensión.
- Se chequea que la suma de todas las extensiones generadas antes junto a la nueva no superen el máximo planteado
- Si no se supera, se genera un valor de separación y resistencia a la tracción.
- Se determina la resistencia de ese puente de roca en particular por el criterio de Cordin y Jamil.
- Se repite la secuencia hasta superar la extensión máxima.
- Una vez superada, se promedia la resistencia total por la extensión recorrida, y se obtiene un c equivalente.

La dificultad de este tipo de análisis no está solo en la limitación del criterio de Cordin y Jamil, sino en la necesidad de computar la variación espacial de los parámetros estocásticos [74, 4]. Se pueden interpretar dos extremos:

- Variabilidad nula: todos los puntos del macizo comparten un único valor, haciendo que la incertidumbre esté solo en la determinación del mismo.
- Variabilidad máxima: Todos los puntos (a la escala del problema) muestran valores particulares independientes del contorno.

En el caso de la variabilidad nula, por ejemplo en la resistencia de la matriz de roca, se debería obtener un valor único a aplicar en todos los pasos de la iteración; mientras que con variabilidad máxima no solo debería seleccionarse un valor nuevo para cada puente de roca, sino que el mismo puente estaría definido por múltiples puntos que terminarían dando un valor convergente a la media de la variable. El trabajo de Griffiths [74] ilustra el impacto de esto si se utiliza el criterio de probabilidad de falla: si el factor de seguridad para ese valor medio fuese mayor que uno, la probabilidad disminuiría cuanto mas grande fuera la variabilidad espacial, llegando al extremo de volverse nula.

En este trabajo se asumieron las funciones de distribución de probabilidad de la Figura 6.3.1. La relación entre el problema de la variabilidad y la distancia donde quiere computarse queda patente en la Figura 6.3.2 y Figura 6.3.3. A mayor longitud, es mayor el número de puentes de roca requeridos, por lo que si se elige un valor único de parámetros para cada puente de roca, la resistencia resultante tenderá cada vez mas al valor promedio.

J3-01	Sep. [m]	Extens. [m]	sig_t [kPa]
Distribución	uniforme	uniforme	uniforme
Media	0.00	0.00	0
Desvío	0.00	0.00	0
Min	0.50	5.00	2877
Max	2.00	20.00	5343
J2b-01	Sep. [m]	Extens. [m]	sig_t [kPa]
Distribución	lognormal	uniforme	uniforme
Media	0.55	0.00	0
Desvío	1.84	0.00	0
Min	0.05	2.00	2877
Max	5.00	10.00	5343

Figura 6.3.1: Caracterización estadística de los parámetros materiales para los dos sets estructurales relevantes al rajo.

6.3.3. Análisis

Para la sección en estudio se obtuvieron los valores de FS de la Figura 6.3.4 pudiendo observarse en la Figura 6.3.5 como la geometría de la curva de falla queda condicionada por la dirección de los sets estructurales. El efecto de la direccionalidad se mostró mas marcado cuanto menor es la cohesión, y se debe tener en cuenta que para valores suficientemente grandes, este parámetro puede superar la resistencia original por Hoek-Brown, dando coeficientes de seguridad superiores al caso del macizo homogéneo.

En el análisis de PoF se debe relacionar la probabilidad de ocurrencia de esas cohesiones equivalentes

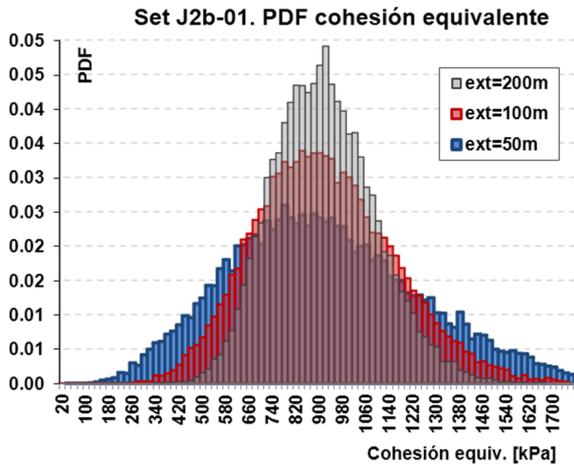


Figura 6.3.2: Variación de la cohesión equivalente para el set definido como J2b. Simulación de Montecarlo en tramos de 50, 100 y 200m.

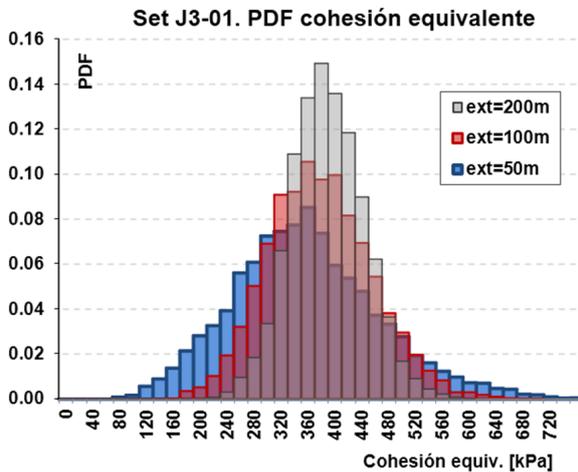


Figura 6.3.3: Variación de la cohesión equivalente para el set definido como J3. Simulación de Montecarlo en tramos de 50, 100 y 200m.

contra el factor de seguridad asociadas a ellas. La Figura 6.3.6 y 6.3.7 muestran la superposición de la CFD de la Figura 6.3.3 con los valores de FS obtenidos antes para las direcciones mas desfavorables. Para este caso, los valores de FS resultantes fueron todos mayores que 1 por lo que se hubieran requerido corridas con menor cohesión, de ocurrencia despreciable para la caracterización efectuada. Como procedimiento, se baja desde el punto donde el valor de FS es 1 hasta interceptar la curva de CDF, y de ahí tomar de la ordenada de la izquierda la probabilidad de falla.

De este último análisis se desprende el impacto de la extensión donde se computa el puente de roca: la probabilidad de obtener cierto factor de seguridad llega a multiplicarse en función de la extensión tomada para el análisis, un factor no contemplado en la bibliografía estudiada.

Dominio 1		$\phi = 31^\circ$			
Caso	Dirección	Cohesión [kPa]			
A	0-5 / 55-60 / 80-85	1.21	1.47	1.74	1.74
B	5-10 / 60-65 / 85-90	1.56	1.66	1.71	1.80

Figura 6.3.4: Factores de seguridad para el Dominio 1.

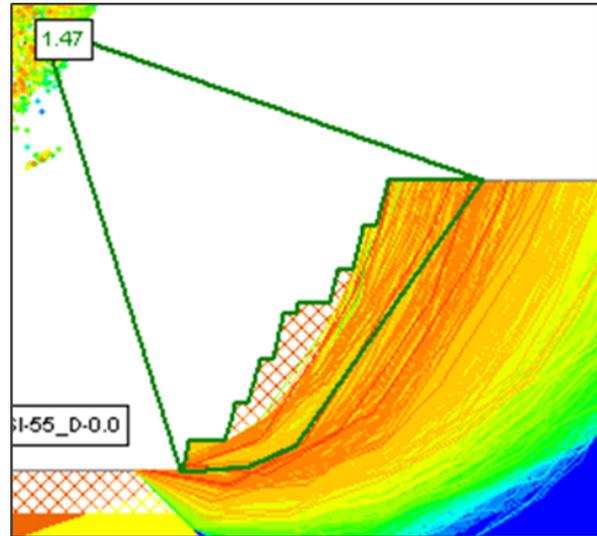


Figura 6.3.5: Superficie de falla para el Dominio 1, set A con cohesión equivalente de 200kPa.

6.4. Modelación numérica con estructuras explícitas

6.4.1. Metodología

Para la modelación por elementos finitos con estructuras explícitas se utilizó el software Phase2 de Rocscience [165], que permite definir en forma estocástica los parámetros geométricos principales de las estructuras geológicas. Durante la confección de los modelos se fueron detectando condiciones inherentes al método que pueden condicionar la viabilidad de su aplicación si no se aplican medidas correctivas:

- La separación de las estructuras puede ser menor a la centésima parte de la altura del rajo, requiriendo mallados en extremo densos.
- Los sets estructurales pueden ser cuasi- paralelos entre ellos o con el contorno, creando elementos de calidad pobre [209, 170].
- Se pueden formar pequeñas cuñas en las caras expuestas, que terminan fallando en forma previa a la inestabilidad global, deteniendo la modelación.
- Las estructuras no persistentes puede exigir elementos de tamaño arbitrariamente peque-

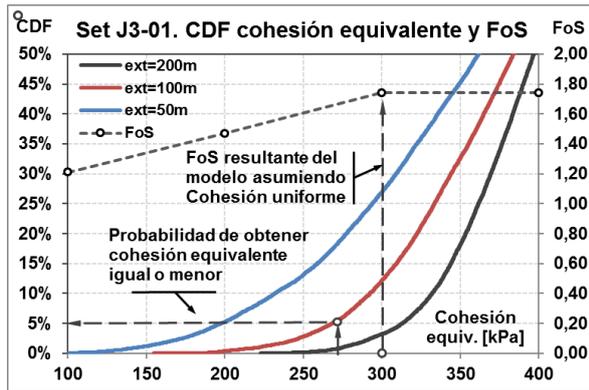


Figura 6.3.6: Construcción de curvas de FoS y probabilidad de ocurrencia en función de la cohesión equivalente.

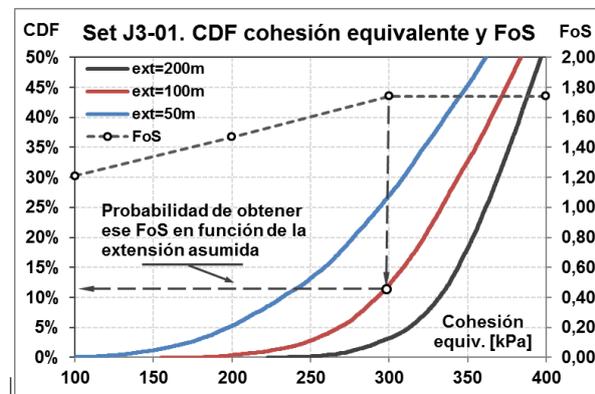


Figura 6.3.7: Determinación de la probabilidad de ocurrencia de cierto FoS en función de la extensión asumida.

ños en función de cuan cerca terminan de otras discontinuidades.

- Permitir un único elemento entre estructuras paralelas dificulta la interpretación del resultado y sobre-estima el factor de seguridad del modelo.

Por otro lado, la incorporación de estructuras explícitas disminuye la resistencia y rigidez del conjunto. Cuando se caracteriza al material con el criterio de Hoek-Brown se incorpora este efecto a través del valor de GSI o RMR, por lo que aplicar directamente las estructuras sería duplicar su acción. La solución trivial al problema es explicitar la totalidad de las estructuras del macizo y definir al cuerpo del material con las propiedades de la roca intacta, lo que exacerba los problemas antes expuestos. El enfoque utilizado en este trabajo consistió en descartar de la caracterización del macizo a los sets explicitados, que en términos prácticos significa tomar un valor de GSI mayor, o definir el RMR con otro set.

Parte de las medidas tomadas en este trabajo fue-

ron posibles gracias a las mejoras del software de Rocscience en lo que respecta a mallado automático y corrección de geometrías, y al desarrollo del kernel de 64 bits que libera de restricciones al tamaño de la malla. Como respuesta a los problemas detectados, se tomaron las siguientes medidas:

- Se eliminaron los bancos de la geometría para evitar la aparición de fallas locales, quedando definido el talud por sus características inter-rampa
- Las estructuras explícitas fueron limitadas únicamente a la zona donde se esperaba que se produzca la falla del talud
- Se ajustó la densidad de los elementos para que queden como mínimo dos o tres de separación entre cada estructura
- Se planteó un offset de dos metros respecto al borde para evitar la formación de cuñas.
- Se utilizó el corrector del Phase2 y una revisión manual posterior para eliminar problemas de geometrías subparalelas o intersecciones demasiado cortas.

6.4.2. Modelo 1

La Figura 6.4.1 muestra el modelo utilizado, mientras que la Figura 6.4.2 da cuenta de la densidad alcanzada en la zona de las estructuras explícitas. Este primer modelo fue definido con estructuras de 10m de extensión, 1m de separación y persistencia del 50% de la extensión (0.5). El material se definió con el criterio de Hoek-Brown, asumiendo valores de GSI 10 puntos por encima del valor medio reportado.

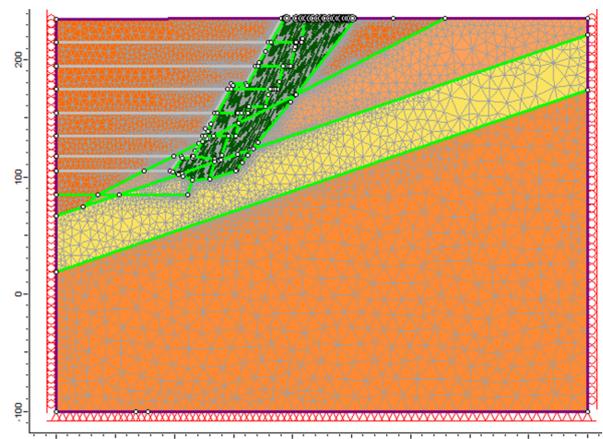
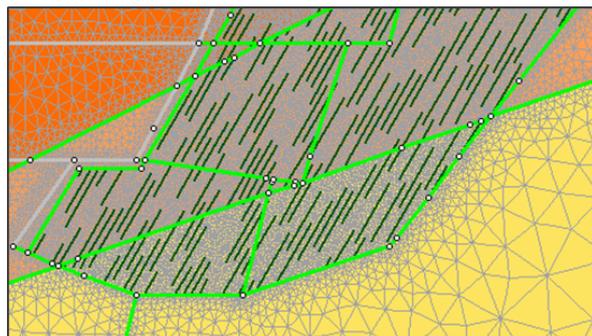
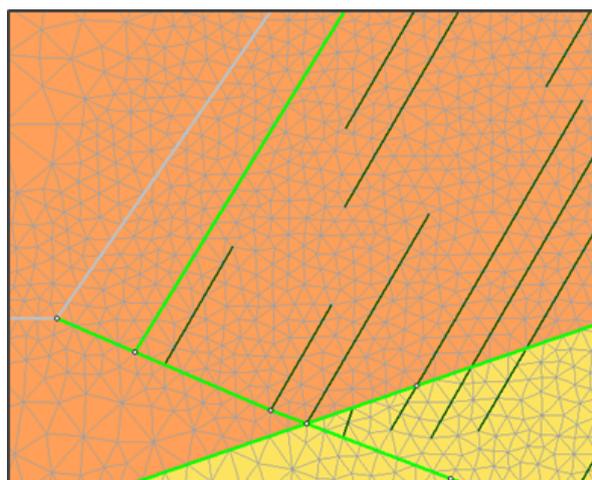


Figura 6.4.1: Modelo en elementos finitos con estructuras explícitas. Dominio 1.

La Figura 6.4.3 muestra la salida obtenida usando el método SSR. En la imagen de la derecha se observan los desplazamientos totales, donde se aprecia



(a) Detalle de la malla de elementos finitos al pié del talud.



(b) Detalle de la disposición de elementos entre las discontinuidades explícitas

Figura 6.4.2: Detalle de la densidad de mallado implementada para la modelación con estructuras explícitas del rajo ODcb7 - Dominio 1.

en forma clara la superficie de falla. Las imágenes a la izquierda son un detalle de la deformación deviatorica resultante. Se destacan los siguientes fenómenos:

- Tercio superior: puentes de roca entre estructuras paralelas, en concordancia con Cordin y Jamil [40]
- Tercio medio: puentes de roca entre estructuras contiguas, en concordancia con Jennings [115]
- Tercio inferior: Falla a través del macizo.

El coeficiente de seguridad obtenido fue de 1.64, muy similar al resultante con el modelo homogéneo.

6.4.3. Modelo 2

El módulo 2 se construyó con la geometría y definición de estructuras explícitas que el modelo 1 teniéndose como único cambio el aumento de la persistencia al 75%. La Figura 6.4.5 muestra las

deformaciones totales resultantes, donde se mantiene el la falla a través de los puentes de roca. El coeficiente de seguridad obtenido fue de 1.48.

6.4.4. Modelo 3

Para el modelo 3 se incorporó un segundo set estructural, definido con extensiones entre 1-3m, espacio entre estructuras colineales de 1-3m y separación de 1m. La Figura 6.4.6 da cuenta de la configuración propuesta. Las pequeñas variaciones en la dirección de las estructuras son efecto de la corrección automática del software frente a discontinuidades que terminan demasiado cerca de otras sin llegar a interceptarlas.

Teniendo en cuenta el resultado del modelo 1, se bajó la densidad del mallado en la franja de macizo tipo Soft, de todas formas se generaron elementos de 10cm de longitud máxima para lograr mallar algunas cruces no corregidos, por lo que se entiende el impacto de este factor en taludes que tienen entre 100 a 1000m de altura.

Las deformaciones observadas en el modelo 3 muestran en el tercio superior el mismo fenómeno de Cordin y Jamil, solo que parte de los puentes de roca son reemplazados por la intersección con el nuevo set expuesto. El factor de seguridad disminuyó a 1.35 aún con la mayoración de 10 puntos en GSI. Esto destaca la necesidad de definir un criterio sistemático para la caracterización del macizo una vez explicitadas las estructuras.

6.5. Resultados

Para el análisis isótropo, la modelación por elementos finitos reportó en forma sistemática factores de seguridad inferiores a los obtenidos por equilibrio límite. El contraste de este resultado con la bibliografía estudiada, donde se obtienen resultados similares para ambos métodos, se explica en la verticalidad de estos rajos en comparación con los taludes de los trabajos de mecánica de suelos: la simplificación de plantear dovelas para determinar las solicitaciones verticales sobre la superficie de falla sobrestima el confinamiento real en el interior del macizo.

En el análisis anisótropo por equilibrio límite, tomando los valores geométricos promedio en Cordin-Jamil, se llegó a un FS de 1.75 cayendo dentro del intervalo obtenido con el macizo homogéneo. También se destaca que los valores de cohesión equivalente que dan un FS menor al mínimo del homogéneo resultaron de una probabilidad de ocurrencia muy reducida.

En el análisis anisótropo por elementos finitos se obtuvieron valores comparables pero menores a los

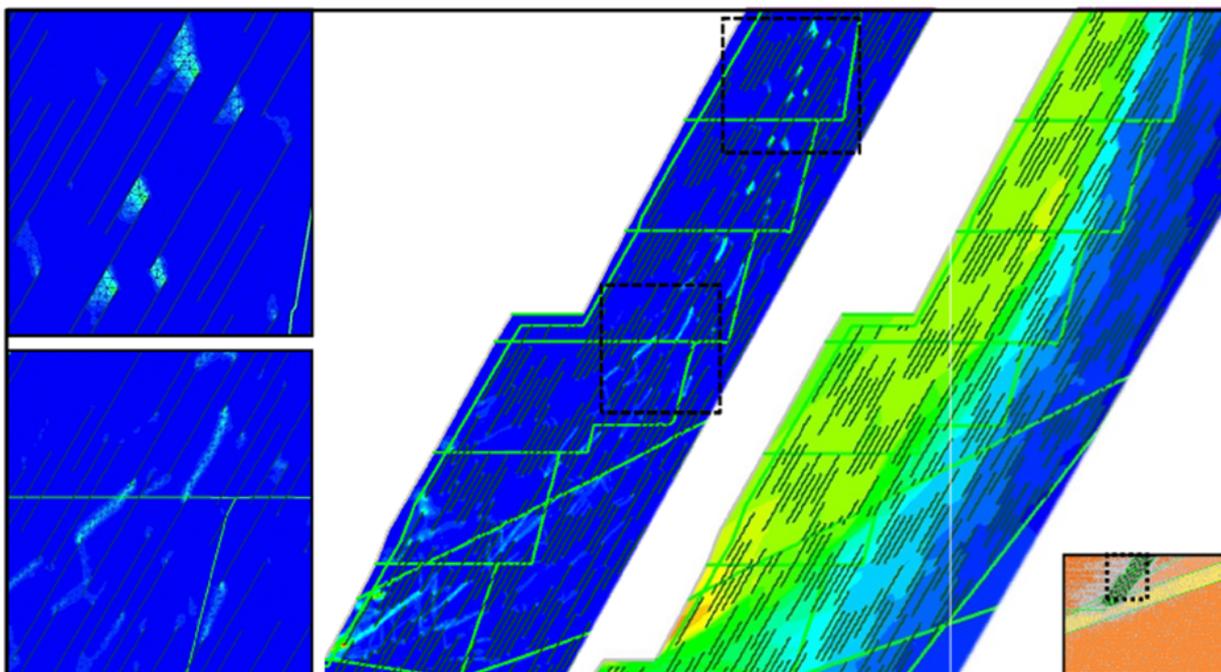


Figura 6.4.3: Modelación por elementos finitos con estructuras explícitas. Deformación deviatorica (izq) y desplazamiento (der) para el modelo 1.

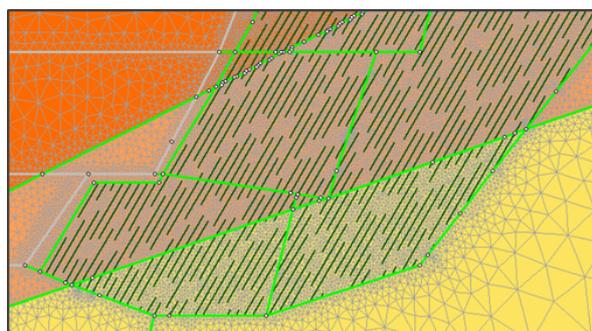


Figura 6.4.4: Detalle de la malla de elementos finitos al pié del talud. Modelo 2.

del resto de los métodos. Se asume esto como muestra de la efectividad de las medidas tomadas, aunque se destaca la necesidad de un criterio para definir la resistencia del material resultante una vez explicitados los sets.

En general, los métodos anisótropos dieron resultados de un orden similar al de los isotrópicos, pero se destacan por su capacidad de procesar caracterizaciones aleatorias de las condiciones del macizo: El ajuste por GSI trabaja con un margen fijado (por lo común de ± 5 puntos), surgido de la experiencia del usuario y las recomendaciones de referentes [94].

Además de los resultados numéricos, se destacan los siguientes puntos:

- Para equilibrio límite, el cálculo de la resis-

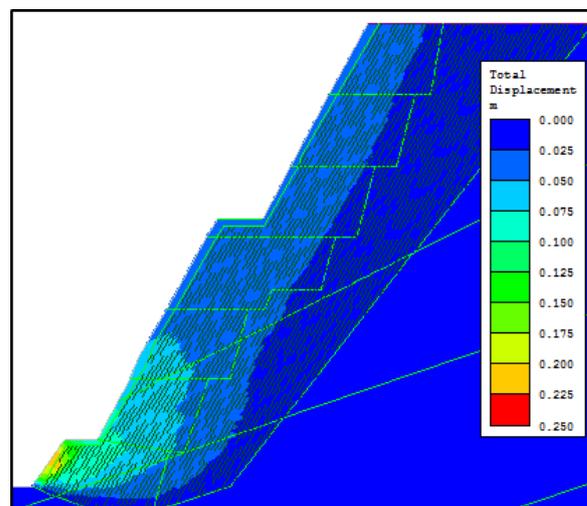
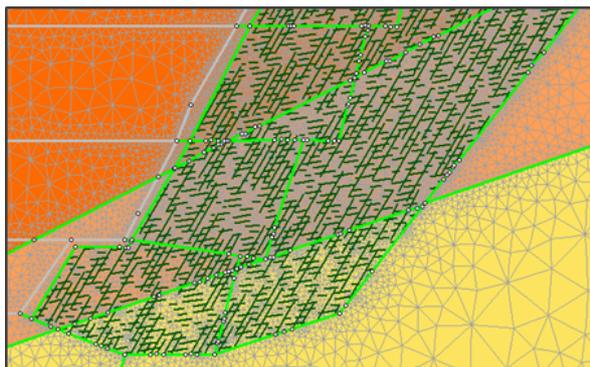


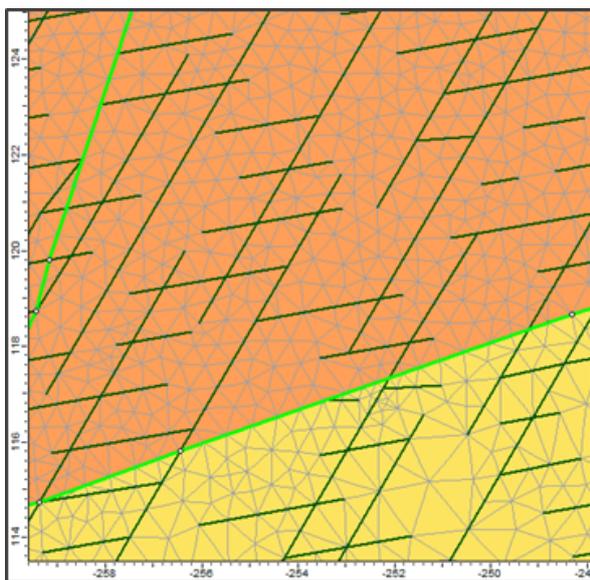
Figura 6.4.5: Deformaciones totales. Modelo 2.

cia equivalente mediante la simulación punto a punto del puente de roca de Cordin-Jamil dio resultados comparables, y permitió determinar la probabilidad de falla desde la definición estocástica de las propiedades del macizo en forma separada.

- La forma de falla obtenida con estructuras explícitas verifica la hipótesis asumida para los puentes de roca en equilibrio límite.
- El análisis del efecto de la extensión da una pauta del efecto de la altura del rajo en el



(a) Detalle de la malla de elementos finitos al pié del talud. Modelo 3.



(b) Detalle de la disposición de elementos entre las discontinuidades explícitas.

Figura 6.4.6: Detalle de la densidad de mallado implementada para la modelación con estructuras explícitas del rajo ODcb7 - Dominio 1. Modelo 3.

cálculo de la probabilidad de falla. Basándose en lo observado en los modelos de elementos finitos con estructuras explícitas, se propone un valor de extensión igual a un tercio de la altura del talud a la hora de efectuar simulaciones que identifiquen la resistencia equivalente por puente de roca.

- La limitación a 5° de la dirección con propiedades resultantes del set estructural permitió forzar esa dirección en la superficie de falla resultante. En el caso de la presencia de varios sets estructurales de resistencia similar, esto se transforma en mandatorio a fin de distinguir el modelo de uno con propiedades homogéneas equivalentes, dando una superficie curva y sin quiebres.
- Las medidas tomadas para generar modelos

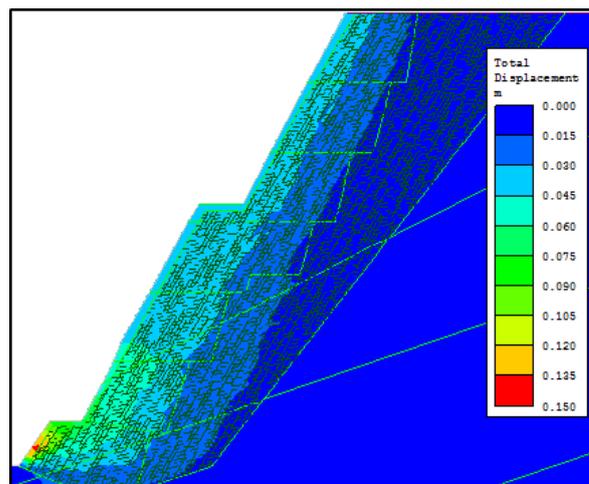


Figura 6.4.7: Deformaciones totales. Modelo 3.

numéricos con estructuras explícitas permitieron superar las limitaciones detectadas, ofreciendo resultados comparables a aquellos de los métodos clásicos.

Capítulo 7

Conclusiones y consideraciones finales

En este trabajo se estudió el problema del comportamiento de los macizos rocosos partiendo desde los conceptos básicos que diferencian su análisis del resto de los materiales de la ingeniería; terminando con la aplicación de métodos de cálculo novedosos para la industria en el contexto del proyecto minero Cerro Vanguardia de Santa Cruz, Argentina. Su desarrollo puede dividirse en dos partes

7.1. Mecánica de rocas

La primera parte de este trabajo profundiza en los avances de los últimos 40 años en la mecánica de rocas: los trabajos clásicos que siguen haciendo al cuerpo de la profesión junto a sus controversias, los nuevos avances en el entendimiento de los macizos rocosos, el problema de los taludes en roca y los métodos de análisis utilizados por la industria.

Del capítulo 2 se desprende que la matriz de roca es el elemento del macizo rocoso con el comportamiento más conocido, y el único con abundante acervo bibliográfico de referencia. Para el nivel de confinamiento desarrollado en los rajos mineros, y salvo rocas de alta porosidad y sedimentarias con cementación pobre, su relación tensión-deformación puede asumirse como elástica-lineal hasta la mitad de su resistencia pico. Luego de esto la microfisuración comienza a disminuir la rigidez del material en forma marcada, hasta que el proceso se vuelve irreversible, terminando en falla frágil.

Del análisis de las discontinuidades del capítulo 3 surge que su comportamiento mecánico es equivalente al de las arenas: tanto la rigidez como la resistencia aumentan con el confinamiento, se deforma hasta llegar al estado crítico, y la diferencia entre la resistencia pico y la residual en estado crítico disminuye (junto a la dilatancia) cuanto mas carga normal tenga la estructura. La principal diferencia es la aparición de la relación entre la amplitud de la rugosidad y la extensión de la discontinuidad como un factor que minora esta fricción adicional por encima de la existente entre caras de roca pulida.

En el capítulo 4 se presentaron diversos trabajos de la academia que buscaron emular el comporta-

miento mecánico de los macizos rocosos. En estos se muestra como las estructuras geológicas son el factor mas relevante, otorgando un caracter no-lineal y anisótropo al material. Por otro lado los desarrollos de aplicación por la industria apuntan a asumir un material elastoplástico lineal isótropo, estando el esfuerzo en mejorar el ajuste de los parámetros materiales en función de caracterizaciones geomecánicas.

7.2. Análisis de estabilidad de rajos mineros

La segunda parte toma el contexto del proyecto Cerro Vanguardia para comparar la aplicación de los métodos clásicos de análisis de estabilidad de la industria y las nuevas posibilidades brindadas por el avance de la capacidad de cálculo y evolución del software especializado

Para el análisis de estabilidad se tomó el rajo mas importante del proyecto, y sobre uno de sus taludes se aplicó el método de equilibrio límite y elementos finitos asumiendo material isótropo y anisótropo. Los cálculos con material isótropo se efectuaron a fin de tener un criterio comparativo, y se ejecutaron siguiendo los lineamientos y ajustes de la guía de Read y Stacey [160].

Para el análisis anisótropo por equilibrio límite, se implementó la definición de resistencias dependientes de la dirección del software Slide, ajustándose los parámetros de Mohr-Coulumb a una interpretación estocástica del criterio de Cording-Jamil. Para el análisis anisótropo por el método de los elementos finitos se utilizó la capacidad de definir sets estructurales como elementos de interfase incluida en el software Phase2. Ambas metodologías apuntan a definir el comportamiento del macizo a través de la caracterización objetiva del sistema estructural en vez de depender de la interpretación de los criterios clásicos de caracterización de macizos rocosos

7.3. Caminos de investigación futura

La demanda por parte de la industria de estudios de estabilidad vinculables a modelos de riesgo exige correrse del factor de seguridad clásico, requiriéndose definir con precisión el impacto de las suposiciones en métodos de cálculo y estimación de propiedades materiales. Mientras que parte de la academia pugna por perfeccionar los criterios clásicos de caracterización de macizos, otra parte apunta a utilizar caracterizaciones objetivas del material y a romper el condicionamiento de los modelos homogéneos. Dentro de ese segundo grupo se destaca al trabajo con el método de equilibrio límite direccional y el método de los elementos finitos con estructuras explícitas por tratarse de soluciones de sencilla aplicación a través del software considerado estándar por la industria.

Se destacan los siguientes puntos de acción como continuación de este trabajo:

- La aceptación por la industria requiere acumular casos de aplicación, por lo que la prioridad es emular el trabajo de Hammah [78] y resolver con estos métodos casos ya analizados por la academia.
- Dada la extensa aplicación por la industria del método de equilibrio límite con dovelas, se justifica estudiar el límite donde estos ofrecen el mismo resultado que la modelación por elementos finitos, en particular, el efecto de la pendiente del talud y la altura del mismo.
- La superficie de falla de la totalidad de los métodos probados cayó dentro de la zona con propiedades minoradas por el factor de daño. Dado el impacto de este parámetro, su uso como estándar en la industria y la escasa bibliografía encontrada al respecto, se abren tres caminos: cuantificar el costo económico del factor a través del rediseño de casos reales modificando su efecto, recopilar casos reales de análisis proyección de ondas por tronadura, y avanzar en el entendimiento del daño por desconfinamiento.
- Si bien la aplicación del criterio de Cordin-Jamil fue verificada por el modelo numérico en el tramo superior de las curvas de falla, su planteo analítico para el estudio de la PoF por equilibrio límite requiere el análisis de la variabilidad del macizo en el contexto de su profundidad para ser consistente y comparable. No se cuentan con procedimientos establecidos para su aplicación rutinaria en servicios a la industria, y la bibliografía académica al respecto dentro de la mecánica de rocas resultó escasa. El camino a seguir apunta a interpretar

los ensayos rutinarios con el objetivo de cuantificar el factor de variabilidad, apoyándose en las herramientas y métodos de la geoestadística dada la familiar con estos de la industria minera.

- La implementación de estructuras explícitas exige definir las propiedades del material de tal forma de no superponer el efecto de estas con la minoración implícita de los criterios de caracterización de macizos rocosos. Es necesario estudiar el impacto de modificar los parámetros de entrada para estos criterios en función de qué sets se representan para dar coherencia con la experiencia acumulada a modelos donde no se puedan explicitar la totalidad de las estructuras.

Bibliografía

- [1] Adamson, W.R., Muñoz, V., and Sarapura, G. (2011). Application of Technology for Final Wall Damage Control at Cerro Vanguardia, Argentina. *Explo Conference 2011*. Melbourne .
- [2] Adhikary, D. P., Dyskin, A. V., Jewell, R. J., & Stewart, D. P. (1997). A study of the mechanism of flexural toppling failure of rock slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 30(2), 75-93.
- [3] Agharazi, A., Tannant, D. D., & Derek Martin, C. (2012). Characterizing rock mass deformation mechanisms during plate load tests at the Bakhtiary dam project. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 49, 1-11.
- [4] Allan, F. C., Yacoub, T. E., & Curran, J. H. (2012, January). On Using Spatial Methods for Heterogeneous Slope Stability Analysis. In *46th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association.
- [5] Amadei, B. y Stephansson, O. (1997). *Rock stress and its measurement*. Ed Chapman & Hall.
- [6] Bandis, S. (1980). Experimental studies of scale effects on shear strength, and deformation of rock joints (Doctoral dissertation, University of Leeds).
- [7] Bandis, S., Lumsden, A. C., & Barton, N. R. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 18, No. 1, pp. 1-21). Pergamon.
- [8] Bandis, S. C., Lumsden, A. C., & Barton, N. R. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 20, No. 6, pp. 249-268). Pergamon.
- [9] Barton, N. (1971). model study of the behaviour of steep excavated rock slopes. London: University of London; PhD Thesis.
- [10] Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering geology*, 7(4), 287-332.
- [11] Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics and Rock Engineering* (Springer) 6 (4): 189–236.
- [12] Barton, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. *International Journal of rock mechanics and mining sciences & Geomechanics abstracts* (Vol. 13, No. 9, pp. 255-279). Pergamon.
- [13] Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, 10(1-2), 1-54.
- [14] Barton, N., & Bandis, S. (1982). Effects of block size on the shear behavior of jointed rock. In *The 23rd US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- [15] Barton, N., Bandis, S., & Bakhtar, K. (1985). Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 22, No. 3, pp. 121-140). Pergamon.
- [16] Barton, N., & Bandis, S. (1991). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *Publikasjon-Norges Geotekniske Institutt*, 182, 1-8.
- [17] Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* Vol. 39/2:185-216.
- [18] Barton, N. (2013). Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(4), 249-261.
- [19] Barton, N. (2014). Shear strenght of rock, rock joints and rock masses - Problems and some solutions. *Rock Enginnering and Rock*

- Mechanics: Structures in and on Rock Masses - Alejano, Perucho, Olalla & Jimenez (Eds). Copyright 2013 Taylor & Francis Group, London.
- [20] Bear, J. (1972). Dynamics of fluids in porous media. American Elsevier, New York.
- [21] Bieniawski, Z. T. (1967). Mechanism of brittle fracture of rock: part I—theory of the fracture process. In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 4, No. 4, pp. 395-406). Pergamon.
- [22] Bieniawski, Z.T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. Exploration for rock engineering, proc. of the symp., (ed. Z.T. Bieniawski) 1, 97-106. Cape Town, Balkema.
- [23] Bieniawski, Z. T. & Orr, C. M. (1976). Rapid site appraisal for dam foundations by the geomechanics classification. Proc. 12th Congr. Large Dams, ICOLD, Ciudad de México.
- [24] Bieniawski, Z. T. (1978). Determining rock mass deformability: experience from case histories. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 15, No. 5, pp. 237-247). Pergamon.
- [25] Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons, New York.1-77).
- [26] Bowden, F. & Tabor, D. (1950). The Friction and Lubrication of Solids. Clarendon Press, Oxford.
- [27] Bray, J. W., & Hoek, E. (1981). Rock slope engineering. Taylor & Francis.
- [28] Brinkgreve R (2002) Plaxis users manual. Balkema, Rotterdam.
- [29] Brown, S. R., & Scholz, C. H. (1985). Broad bandwidth study of the topography of natural rock surfaces. Journal of Geophysical Research: Solid Earth (1978–2012), 90(B14), 12575-12582.
- [30] Budi, G., Rao, K. U. M., & Deb, D. (2014). Laboratory modelling of rock joints under shear and constant normal loading. International Journal of Research in Engineering and Technology, Vol 3, Issue 04, pp 190-200.
- [31] Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y., & Minami, M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 41(1), 3-19.
- [32] Cai, M., & Kaiser, P. (2006). Visualization of rock mass classification systems. Geotechnical & Geological Engineering, 24(4), 1089-1102.
- [33] Kim, B. H., Cai, M., Kaiser, P. K., & Yang, H. S. (2007). Estimation of block sizes for rock masses with non-persistent joints. Rock mechanics and rock engineering, 40(2), 169-192.
- [34] Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., & Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 44(2), 247-265.
- [35] Cai, M. "Rock mass characterization and rock property variability considerations for tunnel and cavern design." Rock mechanics and rock engineering 44.4 (2011): 379-399.
- [36] Carter, T. G., Diederichs, M. S., & Carvalho, J. L. (2008). Application of modified Hoek-Brown transition relationships for assessing strength and post yield behaviour at both ends of the rock competence scale. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, 108(6), 325-338.
- [37] Chen, X., Liao, Z. H., & Peng, X. (2013). Cracking process of rock mass models under uniaxial compression. Journal of Central South University, 20, 1661-1678.
- [38] Chiwaye, H. T., & Stacey, T. R. (2010). A comparison of limit equilibrium and numerical modelling approaches to risk analysis for open pit mining. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, 110(10), 571.
- [39] Colio Gutiérrez, M. (2013). Shear resistance for concrete dams: Laboratory tests.
- [40] Cording, E. & Jamil, M. (1997). Slide geometrics on rock slopes and walls. Fourth South American congress on rock mechanics. Santiago. vol 3, pp. 199-221.
- [41] Cundall, P.(1971) A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems. Proc. Int. Symp. on Rock Fracture. Nancy, France, Paper 11–8.
- [42] Cundall, P. A. (1980). UDEC-A Generalised Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock (No. PCAR-1-80). CUNDALL (PETER) ASSOCIATES VIRGINIA WATER (ENGLAND).

- [43] Diederichs, M.S., Carvalho, J.L. and Carter, T.G. (2007) A modified approach for prediction of strength and post yield behaviour for high GSI rock masses in strong, brittle ground, 1st CanadaU.S. Rock Mech. Symposium, pp. 249257.
- [44] Diederichs, M. S., Lato, M., Hammah, R., & Quinn, P. (2007, May). Shear strength reduction approach for slope stability analyses. In Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium (pp. 319-327)..
- [45] De Giusto, J.M., Di Persia, C.A. y Pezzi, E. (1980). "Nesocratón del Deseado". Turner, J.C.M. (ed.) Geología Regional Argentina, Academia Nacional de Ciencias, 2: 1389-1430, Córdoba.
- [46] Deere, D.U. (1964). Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock Mech Eng Geol 1(1):17-22
- [47] Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., & Cording, E. J. (1967). Design of surface and near-surface construction in rock. 8th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association.
- [48] Deere, D.U. & Deere, D. W. (1988). The Rock Quality Designation (RQD) index in practice. Rock classification systems for engineering Purposes, ASTM STP 984, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- [49] Dempers, G. D., Seymour, C. R. y Harris, M. B. (2010). Optimising Geotechnical Logging to Accurately Represent the Geotechnical Environment. Second Australasian Ground Control in Mining Conference, Sydney.
- [50] Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Non-linear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(5), 1629-1653.
- [51] Duncan, J. M. (1996). State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical engineering, 122(7), 577-596.
- [52] Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (2005). Soil strength and slope stability. Ed. John and Wiley & Sons Inc. ISBN 0471691631.
- [53] Eberhardt, E., Stead, D., Stimpson, B., & Read, R. S. (1998). Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock. Canadian Geotechnical Journal, 35(2), 222-233.
- [54] Eberhardt, E., Stimpson, B., & Stead, D. (1999). Effects of grain size on the initiation and propagation thresholds of stress-induced brittle fractures. Rock Mechanics and Rock Engineering, 32(2), 81-99.
- [55] Eberhardt, E., Stead, D., & Coggan, J. S. (2004). Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes—the 1991 Randa rockslide. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 41(1), 69-87.
- [56] Edelbro, C., Sjöberg, J., & Nordlund, E. (2006). A quantitative comparison of strength criteria for hard rock masses. Tunneling and underground space technology, 22(1), 57-68.
- [57] Einstein, H. H., Veneziano, D., Baecher, G., & O'reilly, K. J. (1983). The effect of discontinuity persistence on rock slope stability. In International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts (Vol. 20, No. 5, pp. 227-236). Pergamon.
- [58] Evans, B., Fredrich, J. T., & Wong, T. F. (1990). The brittle-ductile transition in rocks: Recent experimental and theoretical progress. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, Vol. 319, No. 1549 (Sep. 16, 1986), pp. 337-374
- [59] Feng, Q., Sjögren, P., Stephansson, O., & Jing, L. (2001). Measuring fracture orientation at exposed rock faces by using a non-reflector total station. Engineering Geology, 59(1), 133-146.
- [60] Galera, J.M., Alvarez, Z. & Bieniawski, T. (2005). Evaluation of the deformation modulus of rock masses: comparison of pressure meter and dilatometer tests with RMR prediction.
- [61] Gaboussi, J., E.L. Wilson, J. Isenberg. (1974). Finite elements for rock joints and interfaces. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. A.S.C.E., 99, 833-848.
- [62] Garcia Mendive. I., Abad, A., Sfriso, A. O. (2015). Geomechanical analysis of open pits at Cerro Vanguardia. The Southern African Institute of Mining and Metallurgy. Slope Stability 2015.
- [63] Garcia Mendive, I., Rellan, G., Sterin, U., Sfriso, A. O. (2016). Cerro Vanguardia open pit mining: Database management for stability analyses. EUROCK 2016 - The 2016

- ISRM International Symposium - Rock Mechanics & Rock Engineering: From Past to the Future, Ürgüp-Nevşehir, Turkey (accepted paper).
- [64] Gercek, H. (2007). Poisson's ratio values for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1), 1-13.
- [65] Goodman, R.E., R.L. Taylor, T.L. Brekke. (1968). A model for mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. 94, 637-659.
- [66] Goodman, R.E. (1970). The deformability of joints. Determination of the in situ modulus of deformation of rocks. Symposium en Denver, Colorado, ASTM, Special Technical Publication, No. 477, pp 174-196
- [67] Goodman, R. E. (1989). Introduction to rock mechanics. John Wiley & Sons. New York.
- [68] Goodman, R. (1993). Engineering geology. John Wiley & Sons. New York.
- [69] Goodman, R.E., & DS Kieffer. (2000). Behavior of Rock in Slopes. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126: 675.
- [70] Goricki, A., & Goodman, R. E. (2003). Failure modes of rock slopes demonstrated with base friction and simple numerical models. *Felsbau*, 21(2), 25-30.
- [71] Ghazvinian, A. H., Azinfar, M. J., & Vaneghi, R. G. (2012). Importance of tensile strength on the shear behavior of discontinuities. *Rock mechanics and rock engineering*, 45(3), 349-359.
- [72] Grasselli, G. (2006). Shear Strength of Rock Joints based on Quantified Surface Description. *Rick Mech. Rock Engng* 39 (4), 295-314. DOI 10.1007/s00603-006-0100-0.
- [73] Griffiths, D. V., & Lane, P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49(3), 387-403.
- [74] Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2004). Probabilistic slope stability analysis by finite elements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(5), 507-518.
- [75] Gu, X. F., Seidel, J. P., & Haberfield, C. M. (2003). Direct shear test of sandstone-concrete joints. *International Journal of Geomechanics*, 3(1), 21-33.
- [76] Hammah, R. E., Curran, J. H., Yacoub, T. E., & Corkum, B. (2004). Stability analysis of rock slopes using the finite element method. In *Proceedings of the ISRM regional symposium EUROCK*.
- [77] Hammah, R. E., Yacoub, T. E., Corkum, B. C., & Curran, J. H. (2005). The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion. red, 2, 1. Retrieved from <http://www.roscience.com/assets/files/uploads/7705.pdf>.
- [78] Hammah, R. (2005). A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation. In *Proceedings of the 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences-GeoSask 2005*.
- [79] Hammah, R. E., Yacoub, T., Corkum, B., Wibowo, F., Curran, J. H. (2007). Analysis of blocky rock slopes with finite element shear strength reduction analysis, *Proceeding the 1st Canadian-US rock mechanics symposium, Vancouver, Canada*.
- [80] Hammah, R. E., Yacoub, T., Corkum, B., & Curran, J. H. (2008). The practical modelling of discontinuous rock masses with finite element analysis. In *The 42nd US Rock Mechanics Symposium (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- [81] Hammah, R. E., Yacoub, T. E., & Curran, J. H. (2009). Probabilistic slope analysis with the finite element method. In *43rd US Rock Mechanics Symposium & 4th US-Canada Rock Mechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association.
- [82] Hammah, R. E., Yacoub, T., & Curran, J. H. (2009). Variation of failure mechanisms of slopes in jointed rock masses with changing scale. In *Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium* (pp. 1-8).
- [83] Haque, A., & Indrarata, B. (2000). Shear behaviour of rock joints. CRC Press.
- [84] Harrison, J. P. y Hudson, J. A. (2000). Engineering rock mechanics-an introduction to the principles. Elsevier.
- [85] Hashemi, M., Moghaddas, S., & Ajalloeian, R. (2010). Application of rock mass characterization for determining the mechanical properties of rock mass: A comparative study. *Rock mechanics and rock engineering*, 43(3), 305-320.

- [86] Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D. and Müller, B. (2008). The World Stress Map database release. doi:10.1594/GFZ.WSM.Rel2008, 2008.
- [87] Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D. & Müller, B. (2010). Global crustal stress pattern based on the World Stress Map database release 2008, *Tectonophysics*, 462, doi:10.1016/j.tecto.2009.1007.1023.
- [88] Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 106(ASCE 15715).
- [89] Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Geotechnique*, 33(3), 187-223.
- [90] Brown, E. & Hoek, E. (1988). Discussion of "Determination of the Shear Failure Envelope in Rock Masses" by Roberto Ucar (March, 1986, Vol. 112, No. 3). *J. Geotech. Engrg.*, 114(3), 371-373.
- [91] Hoek, E. & Brown, E.T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion-a 1988 update. 15th Canadian Rock Mech. Symp (pp. 31-38). Toronto, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.
- [92] Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. CRC Press.
- [93] Hoek, E. y Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186.
- [94] Hoek, Evert. "Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 35.1 (1998): 63-68.
- [95] Marinos, P., & Hoek, E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proc. GeoEng2000 Conference*, Melbourne (pp. 1422-1442).
- [96] Hoek, E. (2000). Practical rock engineering. From Rocscience. http://www.rocscience.com/hoek/pdf/Practical_Rock_Engineering.pdf.. Chequeado el 11-05-2014.
- [97] Hoek, E., & Karzulovic, A. (2000). Rock mass properties for surface mines. *Slope Stability in Surface Mining*, WA Hustrulid, MK McCarter and DJA van Zyl, Eds, Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), Littleton, CO, 59-70.
- [98] Marinos, P., & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2), 85-92.
- [99] Hoek, E. (2001). Rock mass properties for underground mines. *Underground mining methods: engineering fundamentals and international case studies*. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration (SME), Littleton, Colorado.
- [100] Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, 267-273.
- [101] Hoek, E. & Diederichs, M.S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 203-215
- [102] Hoek, E., & Marinos, P. (2007). A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. *Soils and rocks*, 2, 1-8.
- [103] Hoek, E. (2012). Blast damage factor D. Technical note for Rocscience by Evert Hoek, 2 February 2012. Retrieved from <https://www.rocscience.com/library/rocnews/winter2012/Blast-Damage-Factor-D-Hoek.pdf>
- [104] Hoek, E., Carter, T. G., Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco, USA.
- [105] Huallanca, R. E. Z. (2004). Mecanismos de ruptura em taludes altos de mineração a céu aberto (Doctoral dissertation, Universidade de São Paulo).
- [106] Hudson J.A. y Priest S.D. (1983). Discontinuity frequency in rock masses. *Int. J. Rock Mec. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol 20, No 2, pp. 73-89, 1983.
- [107] Indraratna, B., Haque, A., & Aziz, N. (1998). Laboratory modelling of shear behaviour of soft joints under constant normal stiffness conditions. *Geotechnical & Geological Engineering*, 16(1), 17-44.
- [108] Indraratna, B., Welideniya, H. S., & Brown, E. T. (2005). A shear strength model for idealised infilled joints under constant normal stiffness. *Geotechnique*, 55(3), 215-226.

- [109] International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1975). Commission on Terminology, Symbols and Graphic Representation.
- [110] International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1978). Suggested methods for determining In Situ deformability of rock.
- [111] International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15,319-368.
- [112] International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1979). Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties and Swelling and Slake-durability Index Properties. Pergamon.
- [113] Jaeger, J. C. (1969). Behavior of closely jointed rock. In *The 11th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- [114] Jaeger, J. C., Cook, N. G., & Zimmerman, R. (2009). *Fundamentals of rock mechanics*. John Wiley & Sons.
- [115] Jennings, J. E. (1970). A mathematical theory for the calculation of the stability of open cast mines. *Proc. Symp on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines*. pp. 87-102, Johannesburg.
- [116] 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 & Mining Sciences*, vol. 40, pp. 283-353.
- [117] Johnston, I. W. & Lam, T. S. K. (1989). Shear behavior of regular triangular concrete/rock joints. *Analysis Journal of geotechnical engineering*, 115: 711-727.
- [118] Joseph, T. G., & Barron, K. (2003). The post-failure characteristics of rock. *CIM bulletin*, 96(1070), 66-74.
- [119] Khani, A., Baghbanan, A., Hashemolhosseini, H. (2013). Numerical investigation of the effect of fracture intensity on deformability and REV of fractured rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (Vol. 63, pp 104-112).
- [120] Khabbaz, H., Fatahi, B., & Nucifora, C. (2012). Finite element methods against limit equilibrium approaches for slope stability analysis. Retrieved from <https://opus.lib.uts.edu.au/research/bitstream/handle/10453/19297/20110046890K.pdf>
- [121] Kodikara, J. K., & Johnston, I. W. (1994). Shear behaviour of irregular triangular rock-concrete joints. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts* (Vol. 31, No. 4, pp. 313-322). Pergamon.
- [122] Krahn, J. (2003). The 2001 RM Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 643-660.
- [123] Kwon, T.H., Baak, S.H., & Cho, G.C. (2004). Shear behaviour of idealized rock joints-microscale analysis. In *Tunnelling and Underground Space Technology. Underground Space For Sustainable Urban Development. Proceedings Of The 30th Itacon World Tunnel Congress Singapore, 22-27 May 2004* (Vol. 19, No. 4-5).
- [124] Ladanyi, B., & Archambault, G. (1969). Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. *11th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- [125] Laubscher, D.H. (1990). "A geomechanics classification system for rating of rock mass in mine design". *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy* 90 (10): 257-273.
- [126] Laubscher, D. H., & Jakubec, J. (2001). The MRMR rock mass classification for jointed rock masses. *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*, WA Hustrulid and RL Bullock (eds) Society of Mining Metallurgy and Exploration, SMME, 475-481.
- [127] Lee, Y. H., Carr, J. R., Barr, D. J., & Haas, C. J. (1990). The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles. In *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts* (Vol. 27, No. 6, pp. 453-464). Pergamon.
- [128] Lesta, P y Ferello, R. (1972). "Región Extranadina de Chubut y norte de Santa Cruz". *Geología Regional Argentina* (ed. A.F. Leanza). Academia Nacional de Ciencias 601-653, Córdoba.
- [129] Lockner, D. A., Byerlee, J. D., Kuksenko, V., Ponomarev, A., & Sidorin, A. (1992). Observations of quasistatic fault growth from

- acoustic emissions. *International Geophysics*, 51, 3-31.
- [130] Mandelbrot, B. B. (1983). *The fractal geometry of nature* (Vol. 173). Macmillan.
- [131] Mandl, G. (2005). *Rock joints*. Berlin: Springer.
- [132] Marinos, P., & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2), 85-92.
- [133] Martin, C. D. (1993). The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings (Doctoral dissertation, University of Manitoba).
- [134] Martin, C. D. (1997). Seventeenth Canadian geotechnical colloquium: the effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 698-725.
- [135] Matsui, T. y San, K. (1992). Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. *Soils and foundations*, 32(1), 59-70.
- [136] McLaskey, G. & Glaser, S.D. (2009). Nano-seismic Measurement of the Localized Initiation of Sliding Friction, Proc. Batsheva de Rothschild Seminar on Shear Physics and the Mezzo-Scale in Earthquake and Landslide Mechanics, Ein Gedi, Israel.
- [137] Mendive, I., Abad, A., Sfriso, A. O., Georg, E. (2015). Geomechanical analysis of open pits at Cerro Vanguardia.
- [138] Mogi, K. (1965). Deformation and Fracture of Rocks under Confining Pressure (2): Elasticity and Plasticity of Some Rocks. *Bulletin of the earthquake research institute*. vol 43, pp- 349-379.
- [139] Mogi, K. (1966). Pressure Dependence of Rock Strength and Transition from Brittle Fracture to Ductile Flow. *Bulletin of the earthquake research institute*. vol 44, pp- 215-232
- [140] Morgenstern, N. R. y Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, Londres, 15(1), pp 79-93.
- [141] Natau, O. P., Frohlich, B. O., & Mutschler, T. O. (1983). Recent Developments Of The Large Scale Triaxial Test. In 5th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics.
- [142] Natau, O. (1990). Recent developments of the large-scale triaxial test. Proc. 7th. Congr. of ISRM, Melbourne, pp. 1557-1560.
- [143] Natau, O., Buhler, M., Keller, S., & Mutschler, T. (1995). Large Scale Triaxial Tests In Combination With a FEM Analysis For the Determination of the Properties of a Transversal Isotropic Rock Mass. In 8th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics.
- [144] Negi R. (2012). Shear and dilation behavior of rock-joints. M.Sc. Thesis at Department of Civil and Environmental Engineering at Delhi Technological University, Delhi.
- [145] [96]Nemat-Nasser, S., & Hori, M. (1999). *Micromechanics: overall properties of heterogeneous materials*. Amsterdam: Elsevier.
- [146] Ramírez, P. & Alejano, L., R. (2004). *Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes*. Editorial Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas y Energía, Universidad Politécnica de Madrid. ISBN 9788496398177.
- [147] Okada, T. et al. (2006). Development of in-situ triaxial test for rock masses. *Int. J. of the JCRM*, Vol 2(1), pp 7-12.
- [148] Okada, T. (2008). Development of in-situ triaxial test for discontinuous rock mass. Central Research Institute of Electric Power Industry Annual research reports, Japan, Edición 2008, pp 118-119. Retrieved from <http://criepi.denken.or.jp/en/publications/annual/2008/056.pdf>
- [149] Palmström, A. (1995). RMI - a rock mass characterization system for rock engineering purposes. *Ohd thesis*, Oslo University, Norway.
- [150] Palmström, A., & Singh, R. (2001). The deformation modulus of rock masses—comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2), 115-131.
- [151] Pankhurst, R.J., Caminos, R. y Rapela, C.W. (1993). "Problemas geocronológicos de los granitoides gondwánicos de Nahuel Niyeu, Macizo Norpatagónico." XII Congreso Geológico Argentino y II Congreso de Exploración de Hidrocarburos, IV: 99-104.
- [152] Paterson, M. S. (1958). Experimental deformation and faulting in Wombeyan marble. *Geological Society of America Bulletin*, 69(4), 465-476.

- [153] Patton, F. D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. 1st ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics.
- [154] Pinińska, J. (2008). Models of rock deformation under uniaxial compression conditions. *Geologija* (vol. 50, pp 108-115).
- [155] Prudencio, M., & Van Sint Jan, M. (2007). Strength and failure modes of rock mass models with non-persistent joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(6), 890-902.
- [156] Prudencio, M. & Hormazabal, E. (2012). Strength and failure modes of non persistent joints modes. An experimental, numerical and theoretical review. SRK Numerical Methods Workshop, Salta, Argentina.
- [157] Ramamurthy, T., & Arora, V. K. (1994, February). Strength predictions for jointed rocks in confined and unconfined states. In *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts* (Vol. 31, No. 1, pp. 9-22). Pergamon.
- [158] Ramamurthy, T. (2001). Shear strength response of some geological materials in triaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(5), 683-697.
- [159] Ramamurthy, T. (2004). A geo-engineering classification for rocks and rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(1), 89-101.
- [160] Read, J. & Stacey, P. (2009). *Guidelines for open pit slope design*. Netherlands. CRC Press/Balkema.
- [161] Reid, T. R., & Harrison, J. P. (2000). A semi-automated methodology for discontinuity trace detection in digital images of rock mass exposures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(7), 1073-1089.
- [162] Riahi, A., Hammah, E. R., & Curran, J. H. (2010, January). Limits of applicability of the finite element explicit joint model in the analysis of jointed rock problems. In 44th US Rock Mechanics Symposium and 5th US-Canada Rock Mechanics Symposium. American Rock Mechanics Association.
- [163] Riquelme, A. Abellán, A., Tomás, R., Jaboyedoff, M. (2014). A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds, *Computers & Geosciences*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cageo.2014.03.014>
- [164] Rocscience, Slide. <http://www.rocscience.com>, Toronto.
- [165] RocScience Inc (2011). Phase2 Finite Element Analysis for Excavations and Slopes version 8.0 Documentation. Retrieved from <http://www.rocscience.com/downloads/phase2/webhel p/phase2.htm>
- [166] RocScience Inc (2011). Phase2 2D elastoplastic finite element program for slope and excavation stability analyses. Joint Verification Manual. Retrieved from https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/pdf_files/verification/Phase2_Joint_Network_Verification.pdf
- [167] Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski Classification to slopes. *Proc. Int. Symp. Rock Mechanics, Excav. Min. Civ. works, ISRM*. Ciudad de México.
- [168] Santi, P. M., Holschen, J. E., & Stephenson, R. W. (2000). Improving elastic modulus measurements for rock based on geology. *Environmental & Engineering Geoscience*, 6(4), 333-346.
- [169] Schalamuk, I.B., de Barrio, R.E., Zubia, M., Genini, A. y Echeveste, H. (1999). "Provincia auroargentífera del Deseado, Santa Cruz". Zappettini, E. (ed.) *Recursos Minerales de la República Argentina, Instituto de Geología y Recursos Minerales, SEGEMAR, Anales 35* (2): 1177-1188, Buenos Aires.
- [170] Schewchuk, J. (2002). "What is a good lineal finite element? Interpolation, conditioning, anisotropy and quality measures". Department of electrical Engineering and computer Sciences. University of California at Berkeley.
- [171] Seidel, J. P., & Haberfield, C. M. (1995). Towards an understanding of joint roughness. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 28(2), 69-92.
- [172] Serafim, J. L., & Pereira, J. P. (1983). Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski. *Int. Symp. Engng. Geol. And Underground Construction* (pp. 33-44).
- [173] Shah. S. (1992). A study of the behaviour of jointed rock masses. Phd. Thesis. University of Toronto. Retrieved from <http://www.rocscience.com/assets/files/uploads/7712.pdf>
- [174] Sharma, P. K., & Singh, T. N. (2008). A correlation between P-wave velocity, impact strength index, slake durability index and

- uniaxial compressive strength. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67(1), 17-22.
- [175] Sfriso, A. O. (2008). *Caracterización Mecánica de Materiales Constituidos por partículas*. Tesis doctorado. Facultad Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, Argentina.
- [176] Sfriso, A. O. El coeficiente de seguridad en la geomecánica computacional. Retrieved from SRK Consulting Argentina S.A. web publications at <http://www.srk.com.ar/files/File/Chile%20PDFs/Coficiente%20de%20Seguridad%20en%20Geomecanica%20Computacional.pdf>. Last checked at 31-05-2015
- [177] Sjöberg, J. (1999). *Analysis of large scale rock slopes*. Doctoral thesis. Lulea University of Technology. ISSN 1402-1544 Retrieved from <http://epubl.luth.se/1402-1544/1999/01/LTU-DT-9901-SE.pdf>
- [178] Stead, D., Eberhardt, E. y Coggan, J.S. (2005). *Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques*. *Engineering Geology* 83 pp 217-235.
- [179] Steffen, O. K. H., Contreras, L. F., Terbrugge, P. J., & Venter, J. (2008). A risk evaluation approach for pit slope design. In 42nd US Rock Mechanics Symposium, ARMA (pp. 08-231).
- [180] Sharp, T.R. & Robertson, A.H.F. (2002). Petrography and provenance of volcanoclastic sands and sandstones recovered from the Woodlark rift basin and Trobriand forearc basin, Leg 180. *Proc. ODP, Sci. Results*, 180, 1-58 [Online]. Available from World Wide Web: <<http://www-odp.org>>
- [181] diseñadosSingh, M., Rao, K. S., & Ramamurthy, T. (2002). Strength and deformational behaviour of a jointed rock mass. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 35(1), 45-64.
- [182] - Stewart, S. W. (2007). *Rock mass strength and deformability of unweathered closely jointed New Zealand greywacke*. Phd. thesis. University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda. Obtenido el 25/8/2013 de http://ir.canterbury.ac.nz/bitstream/10092/1224/2/thesis_fulltext.pdf
- [183] Tani, K. (1999). Proposal of new in-situ test methods to investigate strength and deformation characteristics of rock masses. In *Proc. 2nd Int. Symp. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials* (Vol. 1, pp. 357-364).lar
- [184] Tani, K., Nozaki, T., Kaneko, S., Toyooka, Y. & Tachikawa, H. (2003). Down-hole triaxial test to measure average stress-strain relationship of rock mass, *Soils and Foundations*, Vol. 43, No. 5, 53-62.
- [185] Taheri, A., & Tani, K. (2008). Development of an apparatus for down-hole triaxial tests in a rock mass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45(5), 800-806.
- [186] Tarasov, B., & Potvin, Y. (2013). Universal criteria for rock brittleness estimation under triaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 59, 57-69.
- [187] Tatone B.S., Grasselli G. (2010). A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC. *Int J Rock Mech Mining Sci* (2010), doi:10.1016/j.ijrmms.2010.06.006
- [188] Tatone, B. S., & Grasselli, G. (2013). An investigation of discontinuity roughness scale dependency using high-resolution surface measurements. *Rock mechanics and rock engineering*, 46(4), 657-681.
- [189] Terzaghi R. (1965). Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, Vol 15, 1965, pp 287-304.
- [190] Thorpe, R. et al. (1980). Strength and permeability tests on ultra-large stripa granite core. Lawrence Berkeley National Laboratory. Retrieved from <http://escholarship.org/uc/item/828823g3>
- [191] Tiwari, R. P., & Rao, K. S. (2006). Deformability characteristics of a rock mass under true-triaxial stress compression. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(4), 1039-1063.
- [192] Tiwari, R. P., & Rao, K. S. (2006). Post failure behaviour of a rock mass under the influence of triaxial and true triaxial confinement. *Engineering Geology* vol. 84 (3-4) p. 112-129
- [193] Tsiambaos, G., & Sabatakakis, N. (2004). Considerations on strength of intact sedimentary rocks. *Engineering Geology*, 72(3), 261-273.
- [194] Itasca, U. D. E. C., and Universal Distinct Element Code. "Version 5.0." (2011).

- [195] Uliana, M., Biddle, K., Phelps, D. y Gust, D. (1985). "Significado del vulcanismo y extensión mesojurásicos en el extremo meridional de Sudamérica". *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 40:231-253.
- [196] Umili, G., Ferrero, A., & Einstein, H. H. (2013). A new method for automatic discontinuity traces sampling on rock mass 3D model. *Computers & Geosciences*, 51, 182-192.
- [197] Weiss, M., & Elmer, F. J. (1996). Dry friction in the Frenkel-Kontorova-Tomlinson model: Static properties. *Physical Review B*, 53(11), 7539.
- [198] Weiss, M. & Elmer, F.-J. (1997). Dry friction in the Frenkel-Kontorova-Tomlinson model: dynamical properties. *Zeitschrift Fur Physik B*. 104, 55-69
- [199] Weisstein, Eric W. Uniform Sum Distribution. From MathWorld—A Wolfram Web Resource. <http://mathworld.wolfram.com/UniformSumDistribution.html>.. Chequeado el 11-05-2014.
- [200] Weisstein, Eric W. "Central Limit Theorem." From MathWorld—A Wolfram Web Resource. <http://mathworld.wolfram.com/CentralLimitTheorem.html>
- [201] Wickham, G. E., Tiedemann, H. R., & Skinner, E. H. (1972). Support determinations based on geologic predictions. *N Am Rapid Excav & Tunnelling Conf Proc* (Vol. 1).
- [202] Wyllie, D. C., & Mah, C. (2004). *Rock slope engineering*. CRC Press. ISBN 0-203-57083-9.
- [203] Yang, Z. Y., Chen, J. M., & Huang, T. H. (1998). Effect of joint sets on the strength and deformation of rock mass models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(1), 75-84.
- [204] Yudhbir, Y., Lemanza, W., & Prinzl, F. (1983). An empirical failure criterion for rock masses. In 5th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics.
- [205] Zhang, L. (2005). *Engineering Properties of Rocks*. Elsevier Geo-Engineering Book Series, vol. 4, Elsevier, Amsterdam.
- [206] Zhang, L. (2010). Estimating the strength of jointed rock masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(4), 391-402.
- [207] Zang, A., Stephansson, O., Heidbach, O., & Janouschkowetz, S. (2012). World stress map database as a resource for rock mechanics and rock engineering. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(3), 625-646.
- [208] Zheng, H., Liu, D. F. and Li, C. G. (2008). "Technical note on the assessment of Failure in Slope Stability Analysis by the Finite Element Method", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 41 (4), 629-639.
- [209] Zienkiewicz, O. C. & Taylor, R. L. (1989). *The finite element method*, Vol. 1. London, New York: McGraw-Hill.-

Apéndice A

Definiciones

Corona. Parte superior de un talud o berma

Cuerpo rocoso. Término general para referirse a la roca sin distinción del volumen abarcado.

Desquinchado. Desprendimiento controlado de bloques de roca que se consideran potencialmente inestables. Por lo común, de la corona de las bermas tras la tronadura.

Diaclasa. Estructuras geológicas cuya aparición respeta un patrón en el macizo rocoso, sin presentar desplazamiento entre sus caras.

Espaciado. Distancia perpendicular entre diaclasas de una misma familia. Inversa de la frecuencia.

Estructuras geológicas. Superficies de discontinuidad de origen geológico que atraviesan y dividen la roca.

Fractura. Superficie de discontinuidad en la roca. Se usa por lo común como sinónimo de estructura geológica.

Frecuencia. Número de discontinuidades de una misma familia, contadas en una longitud estándar sobre la perpendicular a ellas. Inversa del espaciado.

Junta. Nombre genérico que hace referencia a las estructuras geológicas que cortan en forma sistemática un macizo rocoso.

Macizo rocoso. Conjunto de bloques de roca y estructuras geológicas; grandes cuerpos de roca.

Matriz de roca. Roca intacta que compone el macizo rocoso.

Persistencia. Sobre el plano definido por un set geológico, la proporción del mismo que está ocupada por la discontinuidad.

Puente de roca. Tramo de matriz de roca que debe romperse para permitir la interconexión de estructuras geológicas contiguas en la superficie de falla.

Roca. Agregado natural, coherente y multigranular de uno o mas minerales o mineraloides cuya asociación se debe a un mismo proceso geológico.

Roca intacta. Bloque de roca que generan las estructuras; elemento de roca que no presenta discontinuidades visibles o de importancia.

Apéndice B

Sistemas de clasificación de macizos rocosos

B.1. Rock Quality Designation (RQD)

El RQD, definido por Deere en 1963 [46], se define como el porcentaje de roca recuperada en un sondeo que tiene mas de 100mm de extensión longitudinal sin discontinuidades. Su cálculo debe hacerse sobre probetas de al menos 54.7mm (2.15 pulgadas).

$$RQD = \frac{\sum_{L_i > 10cm} L_i}{L_{total}}$$

La Figura B.1.1 muestra un ejemplo de calculo desarrollado por el propio autor del método.

B.2. Rock Mass Rating System (RMR)

En esta sección se muestran las tablas con las que se obtiene el valor del RMR_{89} del macizo rocoso. La referencia numérica especifica la versión del RMR pues Bieniawski modificó los valores en los años 1973, 1974, 1976, 1979 y 1989 [22, 25]. Se debe tener en cuenta que la caracterización debe ejecutarse sobre la familia estructural de peor condición.

El Cuadro B.2.5 no debe usarse para taludes en roca. Se toma un valor de 10 y se considera la presión neutra en el análisis de estabilidad [160].

Para el análisis de estabilidad y calibración de modelos numéricos, se recomienda descartar la corrección por inclinación de discontinuidades, debiendo incorporarse su efecto por separado en el calculo analítico o la calibración de modelos numéricos [160]. La fuente bibliográfica de esta corrección es, para túneles, el estudio de Wickham [201], para taludes el de Romana [167] y para fundaciones el de Bieniawski y Orr [23]. El criterio objetivo para su asignación en túneles se informa en el documento base del RMR-89 [25]

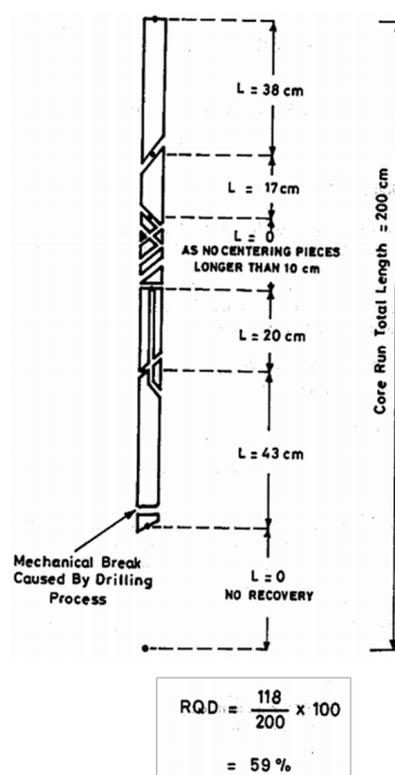


Figura B.1.1: Ejemplo de cálculo del RQD publicado por el autor del método. [48]

B.3. Joint Condition Rating (JCond)

A continuación se reproduce la Tabla E del manual de Bieniawski de 1989 [25] a partir de la que surge el parámetro $JCond_{89}$.

B.4. Volumen de bloque

El volumen medio de bloque que forma el diaclasado en el macizo rocoso es un parámetro de especial relevancia en la caracterización mecánica de los

Indice de ensayo carga puntual	UCT	Puntaje RMR
[MPa]	[MPa]	[-]
>10	>250	15
4-10	100-250	12
2-4	50-100	7
1-2	25-50	4
-	5-25	2
-	1-5	1
-	<1	0

Tabla B.2.1: Puntuación por resistencia a compresión simple de la matriz de roca. (Modificado de [25])

RQD	Puntaje RMR
[%]	[-]
90-100	20
75-90	17
50-75	13
25-50	8
<25	3

Tabla B.2.2: Puntuación por RQD

macizos rocosos. En forma genérica, y siguiendo el esquema de la Figura B.4.1, puede definirse como

$$Vb = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3 \cdot p_f} \quad (\text{B.4.1})$$

donde s_i identifica a la separación entre familias de diaclasas, γ_i el ángulo relativo entre ellas, y p_f es el parámetro de persistencia, donde

$$p_f = \sqrt[3]{k_1 k_2 k_3} \quad (\text{B.4.2})$$

$$k_i = l_i / L \quad (\text{B.4.3})$$

siendo l_i la longitud acumulada de una discontinuidad en la dirección de la familia, y L la longitud total muestreada.

Espaciado discontinuidades	Puntaje RMR
[m]	[-]
>2.0	20
0.6-2.0	15
0.2-0.6	10
0.06-0.2	8
<0.06	5

Tabla B.2.3: Puntuación por espaciado de discontinuidades. (Modificado de [25])

Estado discontinuidades	Puntaje RMR
[-]	[-]
Superficies muy rugosas No hay continuidad No hay apertura Roca no alterada	30
Superficie poco rugosas Apertura menor a 1mm Roca poco meteorizada	25
Superficie poco rugosas Apertura menor a 1mm Roca muy meteorizada	20
Superficie pulida o Relleno menor a 5mm o Separación 1-5mm Estructura continua	10
Relleno blando mayor a 5mm o Separación mayor a 5mm Estructura continua	0

Tabla B.2.4: Puntuación por estado de las discontinuidades. (Modificado de [25])

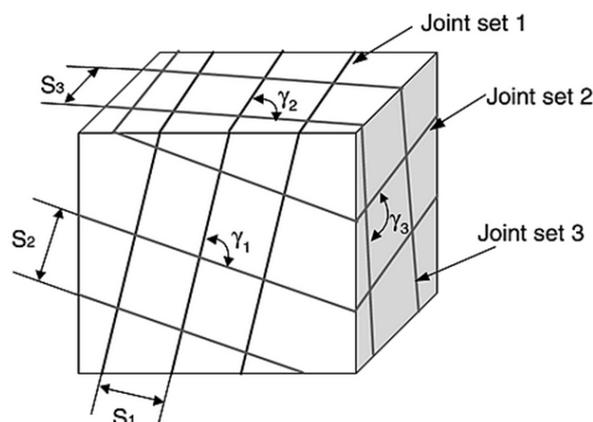


Figura B.4.1: Parámetros geométricos para el cálculo del volumen de bloque para juntas persistentes [CAI 2007]

Infiltración	P_a/σ_1	Condición general	Puntaje RMR
[L/min/10m]	[-]	[-]	[-]
0	0	seco	15
<10	<0.1	poco húm.	10
10-25	0.1-0.2	húmedo	7
25-125	0.2-0.5	mojado	4
>125	>0.5	flujo	0

P_a : presión de agua en discontinuidad
 σ_1 : tensión principal

Tabla B.2.5: Puntuación por flujo de agua. (Modificado de [25])

Orientación discontinuidades	Puntaje RMR		
	Túneles	Fundac.	Taludes
Muy favorable	0	0	0
Favorable	-2	-2	-5
Medio	-5	-7	-25
Desfavorable	-10	-15	-50
Muy desfavorable	-12	-25	-60

Tabla B.2.6: Ajuste por inclinación de las discontinuidades. (Modificado de [25])

Esta última corrección por persistencia es incorporada por Kim y Cai [31] y validada [32] basándose en la generación aleatoria de sistemas no persistentes, eliminación de las longitudes que no terminan en otra diaclasa, y posterior análisis del volumen de bloque restante.

B.5. Geological Strength Index (GSI)

B.5.1. Ábacos clásicos

La Figura B.5.1 y B.5.2 muestra los últimos ábacos de clasificación de según el criterio GSI.

B.5.2. Ajuste por volumen de bloque

La Figura B.5.3 muestra la adaptación del ábaco de GSI realizada por Cai y Kaiser [31] a fin de incorporar la relación de este parámetro con el volumen de bloque. Un trabajo posterior de Cai [32] ofrece una ecuación que aproxima esta relación.

$$GSI = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c + 0,9 \ln V_b}{1 + 0,0151 \ln J_c - 0,0253 \ln V_b} \quad (B.5.1)$$

B.6. Joint factor J_f

La calibración del Joint factor requiere estimar los valores de los parámetros n y r según el criterio utilizado en el análisis de Ramamurthy. El parámetro de inclinación n puede obtenerse del cuadro B.6.1. Para obtener el parámetro de resistencia de la discontinuidad r , se puede recurrir a la estimación de Ramamurthy del Cuadro B.6.2 si no se pueden utilizar métodos mas precisos (inclinómetro, criterio de Barton-Bandis) [181] y se tienen discontinuidades sin relleno.

B.7. Joint Condition Factor (J_c)

El parámetro J_c fue propuesto por Palmström en su tesis en 1995 [149] inspirado en la clasificación del Q de Barton [11]. Este parámetro se construye con cuatro valores que caracterizan la geometría y el estado de las discontinuidades del macizo, según la ecuación B.7.1

$$J_c = \frac{jL \cdot jR}{jA} = \frac{jL \cdot (js \cdot jw)}{jA} \quad (B.7.1)$$

donde jL es el factor de corrección por tamaño, jR es el factor de rugosidad, js es el factor de suavidad (asociado a la microrugosidad), jw es el factor de ondulación (macrorugosidad y trabazón de bloques), y jA es el factor de alteración.

Las Figuras B.7.1 y B.7.2 muestran el criterio propuesto para obtener los parámetros js y jw , utilizando para este último el valor $u = a/L$ donde a es la máxima amplitud medida y L es la long. de las juntas. La Figura B.7.3 condensa el cálculo de este parámetro en una única tabla, y la Figura B.7.4 presenta el cálculo del parámetro jA . El detalle de su obtención se desarrolla en el Apéndice 3 del trabajo de Palmström citado.

Parámetro	Característica y puntaje JCond ₈₉				
Persistencia	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m
	6	4	2	1	0
Apertura	cerrado	<0.1mm	0.1-1mm	1-5mm	>5mm
	6	5	4	1	0
Rugosidad	alta	media	baja	suave	pulido
	6	4	2	1	0
Relleno	Relleno blanco			Relleno duro	
	Ausente	<5mm	>5mm	<5mm	>5mm
	6	4	2	2	0
Meteorización	Ausente	Baja	Media	Alta	Total
	6	5	3	1	0

Tabla B.3.1: Determinación del parámetro JCond₈₉ (Modificado de [25])

Ángulo entre diaclasas y tensión principal	n
[deg]	[-]
0	0.82
10	0.46
20	0.11
30	0.05
40	0.09
50	0.30
60	0.46
70	0.64
80	0.82
90	0.95

Tabla B.6.1: Ajuste del parámetro de inclinación para el cálculo de J_f . [158]

Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta	Joint strength parameter, r
[MPa]	[-]
2.5	0.30
5.0	0.45
15.0	0.60
25.0	0.70
45.0	0.80
65.0	0.90
100.0	1.00

Tabla B.6.2: Valores sugeridos para el parámetro de resistencia r requerido en el cálculo de J_f . [158]

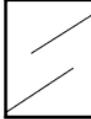
<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note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

Figura B.5.1: Criterio de clasificación GSI [100]

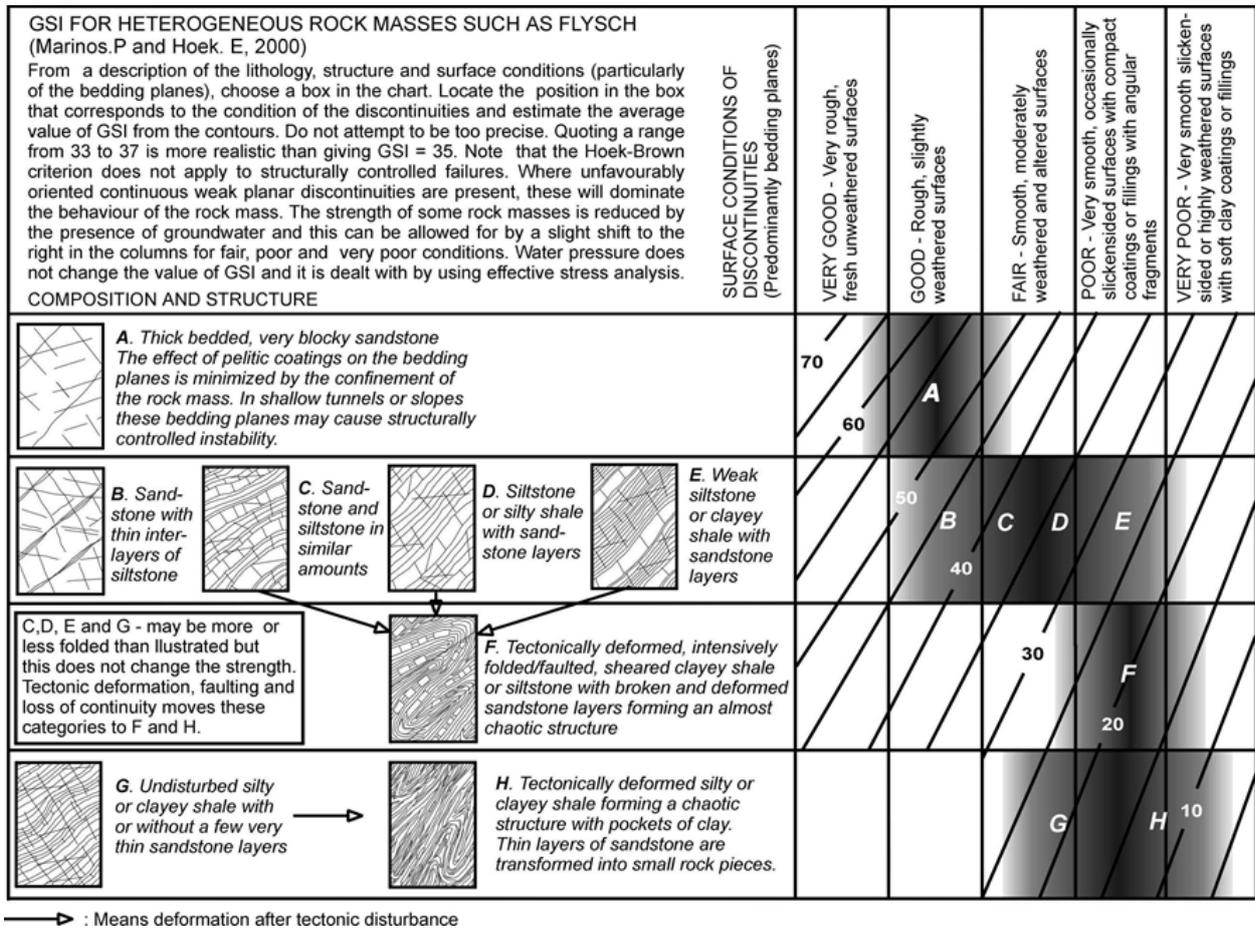


Figura B.5.2: Criterio de clasificación GSI para rocas heterogeneas [132]

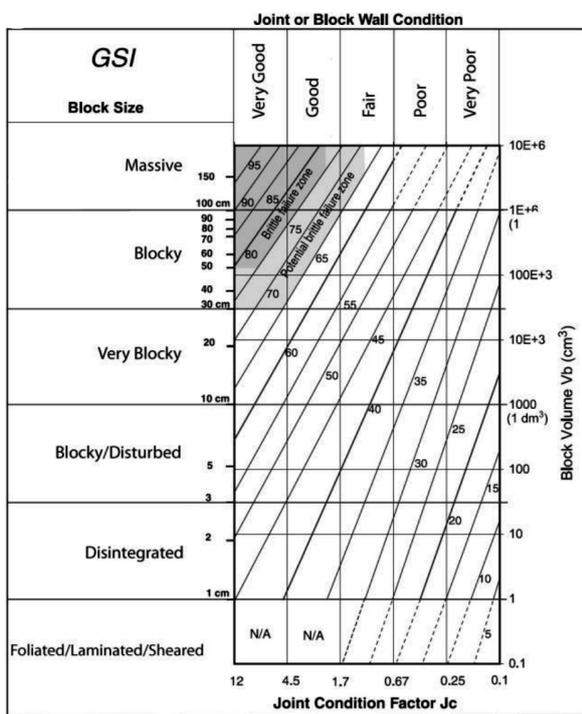


Figura B.5.3: Criterio de clasificación del GSI ajustado a tamaño de bloque y factor de condición de junta J_c . [31]

TERM	DESCRIPTION	factor j_s
Very rough	Near vertical steps and ridges occur with interlocking effect on the joint surface.	3
Rough	Some ridge and side-angle steps are evident; asperities are clearly visible; discontinuity surface feels very abrasive (like sandpaper grade approx. < 30)	2
Slightly rough	Asperities on the discontinuity surfaces are distinguishable and can be felt (like sandpaper grade approx. 30 - 300).	1.5
Smooth	Surface appear smooth and feels so to the touch (smoother than sand-1 paper grade approx. 300).	
Polished	Visual evidence of polishing exists, or very smooth surface as is often seen in coatings of chlorite and specially talc.	0.75
Slickensided	Polished and often striated surface that results from friction along a fault surface or other movement surface.	0.6 - 1.5

Figura B.7.1: Ajuste del parámetro j_s .

TERM	undulation (u)	waviness factor (j_w)
Interlocking (large scale)		3
Stepped		2.5
Large undulation	$u > 3 \%$	2
Small undulation	$u = 0.3 - 3 \%$	1.5
Planar	$u < 0.3 \%$	1

Figura B.7.2: Ajuste del parámetro j_w . [149]

smoothness ^{*)}	waviness ^{*)}				
	planar	slightly undulating	strongly undulating	stepped	interlocking (large scale)
very rough	3	4	6	7.5	9
rough	2	3	4	5	6
slightly rough	1.5	2	3	4	4.5
smooth	1	1.5	2	2.5	3
polished	0.75	1	1.5	2	2.5
slickensided ^{**)}	0.6 - 1.5	1 - 2	1.5 - 3	2 - 4	2.5 - 5
For <u>irregular joints</u> a rating of $j_R = 5$ is suggested					

^{*)} For filled joints in Table 4-6 $j_R = 1$

^{**)} For slickensided joints the J_r value depends on the presence and outlook of the striations the highest value is used for marked striations.

Figura B.7.3: Determinación directa del parámetro j_R . [149]

A. CONTACT BETWEEN THE TWO ROCK WALL SURFACES		
TERM	DESCRIPTION	jA
Clean joints		
-Healed or "welded" joints .	Softening, impermeable filling (quartz, epidote etc.)	0.75
-Fresh rock walls	No coating or filling on joint surface, except of staining	1
-Alteration of joint wall:		
1 grade more altered	The joint surface exhibits one class higher alteration than the rock	2
2 grades more altered	The joint surface shows two classes higher alteration than the rock	4
Coating or thin filling		
-Sand, silt, calcite etc.	Coating of friction materials without clay	3
-Clay, chlorite, talc etc.	Coating of softening and cohesive minerals	4

(a) Ajuste del factor de alteración *jA* para juntas en contacto. [149]

B. FILLED JOINTS WITH PARTLY OR NO CONTACT BETWEEN THE ROCK WALL SURFACES			
TYPE OF FILLING MATERIAL	DESCRIPTION	Partly wall contact thin fillings ($< 5 \text{ mm}^2$) jA	No wall contact thick filling or gouge jA
-Sand, silt, calcite etc.	Filling of friction materials without clay	4	8
-Compacted clay materials	"Hard" filling of softening and cohesive materials ..	6	10
-Soft clay materials	Medium to low over-consolidation of filling	8	12
-Swelling clay materials	Filling material exhibits clear swelling properties...	8 - 12	12 - 20

(b) Ajuste del factor de alteración *jA* para juntas desfasadas o separadas. [149]

Figura B.7.4: Ajuste del factor de alteración *jA*.

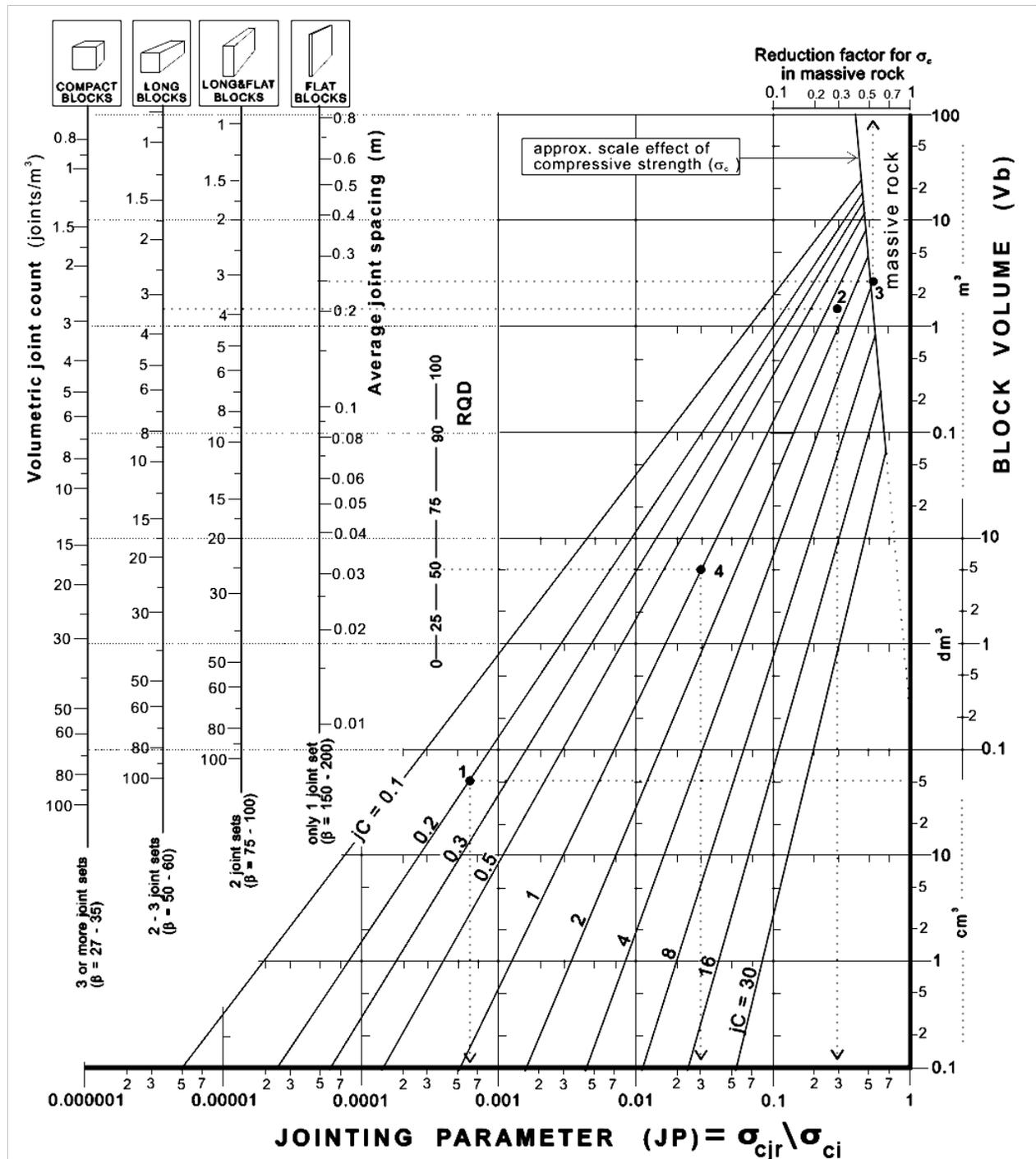


Figura B.7.5: Minoración de la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso en función del tamaño de bloque y la frecuencia de diaclasado. Relación entre Volumen y condición de diaclasas del criterio RMi [149].

Apéndice C

Antecedentes del proyecto Cerro Vanguardia

C.1. Geología de Cerro Vanguardia

C.1.1. Ambiente geológico

El depósito epitermal de oro y plata Cerro Vanguardia se halla emplazado geológicamente dentro de la región morfoestructural denominada macizo del Deseado [45], localizada en la porción central de la provincia de Santa Cruz. Comprende un área de unos 60.000 km² en la que el volcanismo jurásico, de tipo calcoalcalino y bi-modal, representa el episodio de mayor envergadura dentro de la historia geológica de la comarca. Esta actividad magmática se asocia a fenómenos extensionales vinculados al rifting que se originó con la apertura del océano Atlántico [195]. Esta tectónica persiste durante todo el Jurásico, generando inicialmente eventos epipiroclásticos de la Formación Roca Blanca, seguidos por la formación de un amplio campo volcánico de composición intermedia a básica correspondiente a la Formación Bajo Pobre. Este último está estrechamente relacionado a un complejo volcánico-piroclástico-sedimentario de naturaleza ácida a mesosilícica denominado Grupo Bahía Laura, con las Formaciones Chon Aike y La Matilde [128] o Complejo Chon Aike [151].

La geología correspondiente al área en el cual se emplazan los rajos del proyecto se encuentra en el marco de la formación Chon Aike, correspondiente a grandes efusiones volcánicas asociadas al periodo Jurásico. La estratigrafía consiste en una serie repetitiva de ignimbritas félsicas dividida en estratificada, granosa, brechosa (subdividida a su vez en brechosa base, brechosa y estratificada superior) y masiva lajosa (dividida en 7 subunidades) [63]. La génesis de deposición, fractura, desplazamiento y erosión configura diferencias en la configuración de la roca entre las caras de las fracturas.

C.1.2. Depósitos epitermales

Los depósitos epitermales son aquellos en los que la mineralización ocurrió dentro de 1 a 2 km de profundidad desde la superficie terrestre y se depositó a partir de fluidos hidrotermales calientes. Los depósitos epitermales se encuentran de preferencia en áreas de volcanismo activo alrededor de los márgenes activos de continentes o arcos de islas y los más importantes son los de metales preciosos (Au, Ag). La mineralización epitermal de metales preciosos puede formarse a partir de dos tipos de fluidos químicamente distintos. Los de “baja sulfuración” son reducidos y tienen un pH cercano a neutro y los fluidos de “alta sulfuración”, más oxidados y ácidos. Los sistemas epitermales de baja sulfuración ricos en Au suelen contener cantidades económicas de Ag y cantidades menores de Pb, Zn y Cu. Otros minerales asociados son cuarzo (incluyendo calcedonia), carbonato, pirita, esfalerita y galena. La mena se presenta principalmente en vetillas silíceas, en fisuras dendríticas irregulares, stockworks, pipas de brecha, relleno de vesículas y diseminado. Existe un predominio del relleno de espacios abiertos. Debido al alto grado de fracturamiento y actividad hidrotermal, la roca de caja suele ser ampliamente alterada. En las rocas félsicas tales como riolita o riolita, la alteración se caracteriza por la alteración de los minerales félsicos a sericita, reemplazo de minerales félsicos por sílice y la introducción de feldespatoides al sistema. Los minerales más comunes de alteración incluyen carbonatos y minerales de arcilla, caolín y especialmente montmorillonita. En el caso particular del yacimiento Cerro Vanguardia esta compuesta por diversas venas epitermales de baja sulfuración mineralizadas con oro y plata. Las mismas alojadas en ignimbritas riolíticas de alta sílice de edad jurásica. El ancho de las venas, alcanza un máximo de 10 metros con un ancho promedio de aproximadamente 3.5 metros e inclinaciones entre la vertical y 60° al NE. Se trata de 102 venas de 193.07 km de extensión, que se caracterizan por presentar texturas de relleno y reemplazo

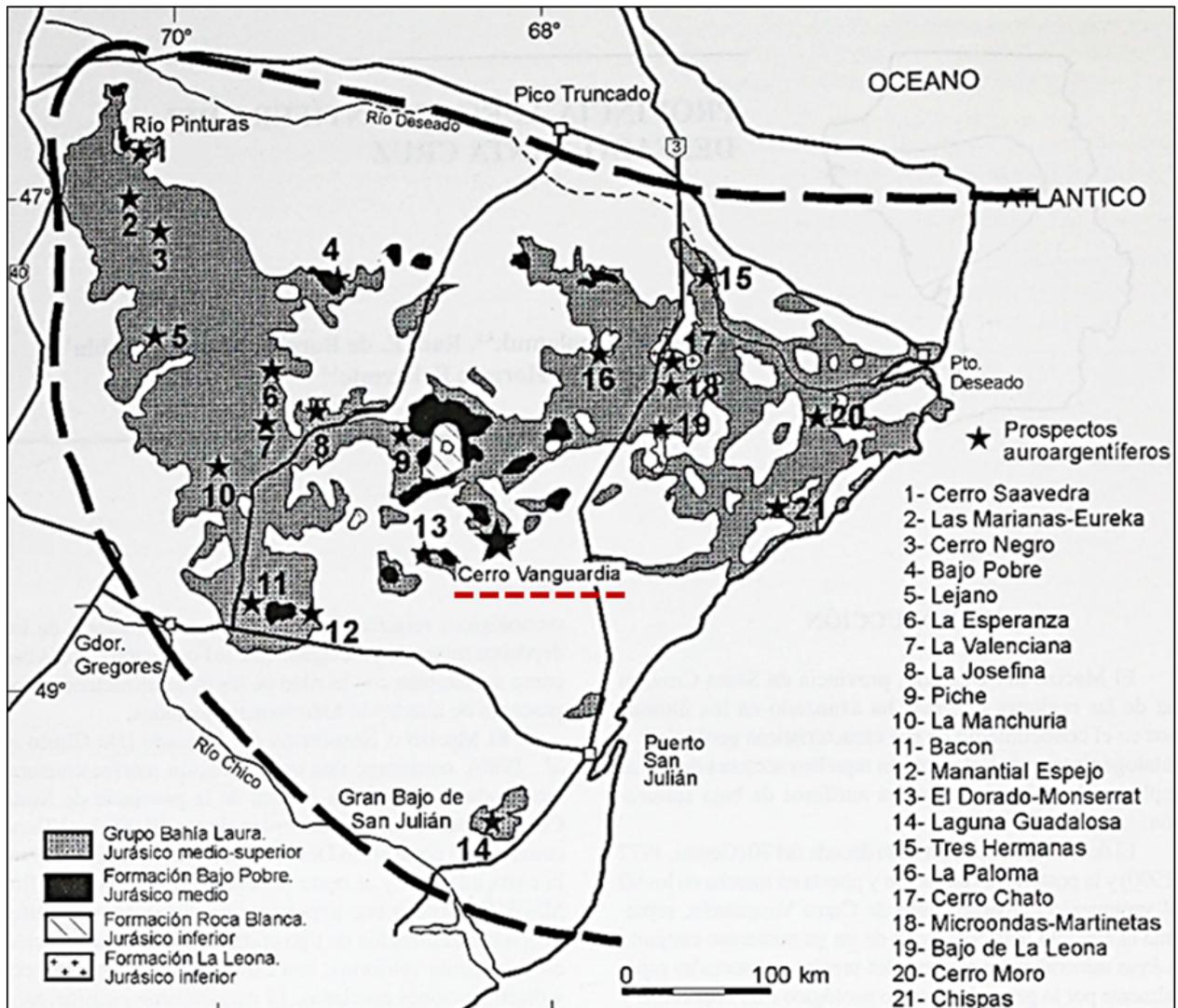


Figura C.1.1: Mapa geológico del Macizo del Deseado, con las unidades jurásicas y la distribución de los principales prospectos auroargentíferos [169].

[63].

C.1.3. Modelo estructural

La actividad ígnea intrusiva y subvolcánica, y la mineralización asociada con los depósitos epitermales están relacionados con fallas y zonas altamente fracturadas que forman vías para la intrusión y los fluidos minerales. Estas estructuras forman el esqueleto básico del modelo estructural de este tipo de depósitos y pueden tener el mayor impacto en los diseños de taludes.

Estratificación. Dentro del anticlinal de Cerro Vanguardia, la secuencia estratificada inclina (en promedio) unos 7° en dirección 146 SE [63]. Estas mediciones corresponden a fragmentos soldados de pumicitas (fiammes), estratificación sedimentaria y volcanoclástica.

Venas / venillas. La dirección principal determinada para las venas es 323/86, y para venillas 323/89. La orientación dominante para ambas es NW-SE.

Estructuras silicificadas Se presentan estructuras silicificadas importantes, con 100 a 1000 metros de longitud, con dirección principal 330°/85°. Estas estructuras silicificadas fueron consideradas como venas en los primeros modelos geotécnicos del sitio. -

Fracturas. El macizo está moderada a intensamente fracturado, con patrones claros de fracturamiento. En cada afloramiento se midieron el rumbo, inclinación, frecuencia y características de relleno mineral de las tres a seis familias de fracturas más importantes. A escala yacimiento, la dirección principal de fracturamiento resultó ser 328/87.

Las fracturas con densidad menores a 4 por metro, no tiene una marcada preferencia por una dirección particular. En cambio, las fracturas con densidades mayores a 5 por metro tienen una marcada dirección principal en 323/85, lo que las correlaciona directamente con los sistemas de venas y venillas.

Fallas. Las fallas acompañan y determinan la fracturación general del macizo. Son estructuras muy largas a estrechas que pueden apreciarse a escala mina en prácticamente todos los afloramientos. La dirección principal de las fallas es 324/83. El carácter de las fallas medidas es bastante variable, ya que van desde fallas individuales, superficies de fallas pulidas, hasta complejos de brechas que presentan silicificación, múltiples eventos de movimiento y reactivación post-mineral.

C.2. Estado de tensión original del macizo rocoso

El estado tensional in-situ está determinado por una serie de eventos complejos controlados por la gravedad y procesos geológicos activos en la corteza de la Tierra. Amadei y Stephansson [5] ofrecen una descripción completa de las tensiones in-situ en la corteza terrestre, los métodos de medición, seguimiento del estado tensional y su importancia en ingeniería de rocas, geología y geofísica. Se tiene una base de datos global y contemporánea de esfuerzos tectónicos de la corteza terrestre en el World Stress Map Project (actualizado al 2008) [86] donde se dispone de mapas regionales, incluyendo América, África, Asia, Australia y Europa, aunque prácticamente ausente para la región patagónica.

La Figura C.2.1 muestra la información de la base de datos mencionada volcada al mapa, junto a la uniformización estadística [87].

Los mismos fenómenos que condicionan la dirección de las tensiones de compresión le proveen a los macizos rocosos una tensión horizontal muy superior a la resultante por peso gravitatorio tal como sucede en suelos granulares. La Figura C.2.2 muestra el compilado publicado por Zang et al [207] donde se aprecia que en las profundidades del proyecto Cerro Vanguardia pueden darse valores de σ_x/σ_z entre 0.5 a 3.5, mientras que comparativamente, en suelos la cifra va de 0.35 a 0.65 de arcillas a enrocados. El trabajo de Zang mencionado profundiza en la caracterización de la relación de tensiones en función del tipo de manto geológico y el tipo de falla que genera el estado tensional.

En el caso de rajos a cielo abierto de moderada profundidad, el estado tensional in-situ es dominado por esfuerzos no confinantes sin tener mayor efecto en las verificaciones de estabilidad [160] dado

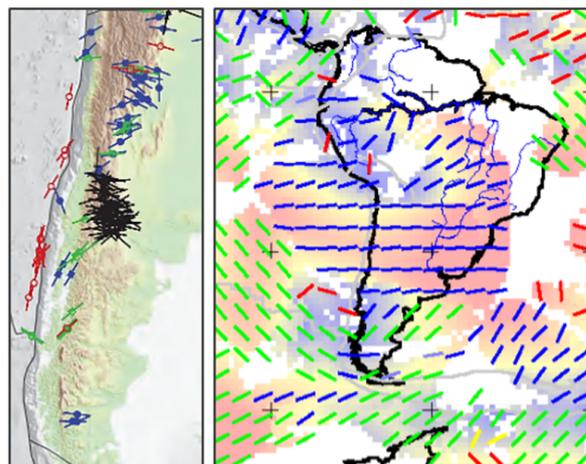


Figura C.2.1: Dirección y tipo de estado de tensión tectónica. Izq: Puntos del World Stress Map Database [86]. Der: Promedio estadístico sobre malla uniforme [87].

que las fallas de taludes son impulsadas principalmente por efecto de la gravedad. Por consiguiente, los efectos del estado tensional in-situ son de segunda importancia, comparados con los efectos de las estructuras por lo tanto no se consideran en la determinación de la estabilidad de los taludes, tomándose un valor estándar.

C.3. Método de tronadura

Del la publicación de Adamsom et al [1] respecto a la posible optimización del método de tronadura, se desprende la metodología empleada en la excavación de los taludes, cuya distribución típica de explosivos se resume en la Figura C.3.1. Como medidas de proyección de la pared final, la tronadura es realizada utilizando siempre con dos filas inclinadas de barrenos de ajuste de 92mm y una última fila de perforaciones de precorte. Los barrenos de ajuste están cargado con ANFO manteniendo cámara de aire.

C.4. Caracterización geotécnica de la roca intacta

C.4.1. Unidades geotécnicas básicas

Desde el punto de vista del diseño y verificación de taludes, lo relevante no es la mineralización ni caracterización geológica de la matriz de roca, sino su comportamiento mecánico. Al tratarse Cerro Vanguardia de un proyecto multi-rajo y dada la preponderancia de ignimbritas, CVSA adoptó la clasificación de la roca intacta según su grado y tipo de alteración, y la frecuencia de fracturamiento

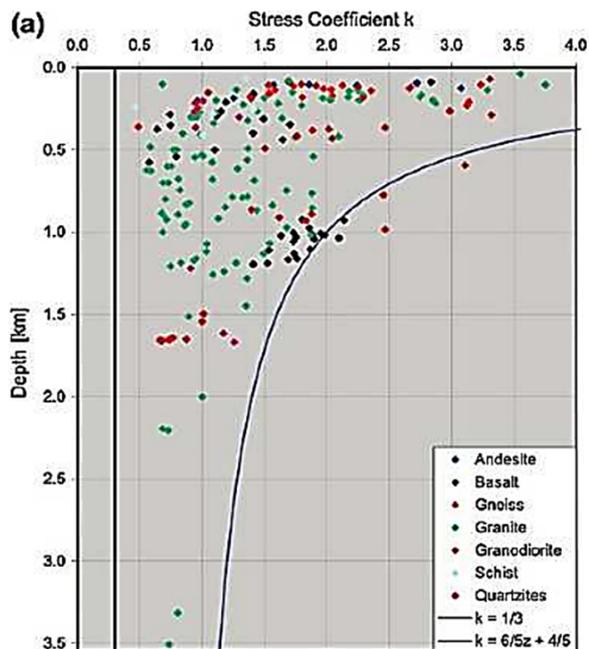


Figura C.2.2: Variación de la relación entre la tensión vertical y horizontal máxima para diferentes profundidades [207].

del macizo que forma. Entre estos dos atributos se buscó catalogar los resultados de ensayos de laboratorio a fin de definir tipos de roca de igual propiedad, basándose en determinaciones posibles de ejecutar en campo, denominándolas *unidades geotécnicas básicas* (UGB).

En estudios previos [63] se definieron dos dominios estructurales principales, uno relacionado con la unidad geotécnica denominada "Soft" y el otro relacionado con la unidad llamada "Hard", división basada en el grado de alteración argílica de la ignimbrita. Estas unidades principales fueron subdivididas de acuerdo con el grado de fracturamiento dada la observación de mayor resistencia de la roca intacta cuanto menos diaclasado esté el macizo, mostrándose en la Figura C.4.1 la clasificación adoptada por CVSA en el año 2002.

Modificación al criterio de clasificación original El criterio original utilizado por CVSA permite clasificar no solo por la roca intacta, sino también por el estado del macizo rocoso: es así que en la información entregada por la empresa se contó con clasificaciones de los taludes de rajes basándose en la Figura C.4.1, incluyendo también la división en tres frecuencias de fracturas para la roca tipo Soft. Esta división en siete categorías no tiene correlación directa con las propiedades geomecánicas de la roca intacta, dificultando la incorporación de las nuevas baterías de ensayos disponibles. De los resultados documentados se generó un ajuste del criterio de Hoek-Brown para roca intacta obteniéndose

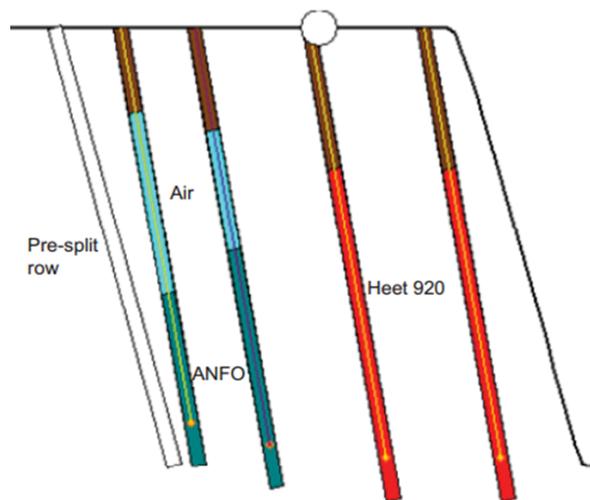


Figura C.3.1: Configuración típica de las cargas para explosiones contra paredes finales del rajo en ODb7 [1].

Geotechnical unit	Alteration	Fracture frequency
Soft Argillic	Argillic (intense)	—
Soft	Argillic (light)	—
Hard – Small blocks	Siliceous	Medium
Hard – Big blocks	Siliceous	Low
Hard – Massive	Siliceous	Very Low

Figura C.4.1: Definición de Unidades Geotécnicas Básicas implementada por CVSA en base al trabajo de Karzulovic et al del 2004 [63].

se propiedades muy similares para las muestras sin alteración argílica (tipo Hard) habiendo sido tomadas en zonas de pequeños o grandes bloques (Hard Small y Hard Big Blocks del criterio anterior). Este resultado es coherente con lo observado en la campaña del 2000 respecto a ensayos uniaxiales que dio origen al criterio, donde se aprecia la superposición en las dos UGB mencionadas. Se optó por mantener cuatro categorías para las ignimbritas: Soft argillica, Soft, Hard B/S (como unificación) y Hard Massive.

Se destaca la validación en terreno de la relación entre roca no argilizada y de muy bajo fracturamiento con propiedades mecánicas excepcionales (Hard Massive). También se identificó la diferencia en la respuesta mecánica frente a martillo geológico, de Schmitd y ante el trabajo con retroexcavadora de la roca de matriz con principios de alteración (Tipo Soft), aquella con alto grado de alteración (Soft Argilizada) y la roca competente (Hard). La aplicación de estas observaciones hechas por CVSA y Karzulovic en el 2001 y chequeadas en terreno por el autor en las muestras ensayadas cuenta con cierto grado de subjetividad, habiéndose tomado como

criterio base el tipo de alteración.

C.4.2. Parámetros geomecánicos

Criterio general Tomando de base los ensayos, se actualizan los parámetros geomecánicos de la roca intacta para las cuatro UGB definidas. El proceso involucró ubicar los nuevos sondeos dentro de las categorías propuestas y el descarte de muestras con valores anómalos y aquellas donde la falla se haya producido a través de estructuras preexistentes.

Además del cálculo del valor medio, se presentan una serie de indicadores estadísticos que permiten analizar fenómenos bajo la hipótesis de autocorrelación baja (la propiedad es independiente punto a punto en esta escala) y autocorrelación alta (en la escala de acción, el valor del parámetro puede asumirse como similar para todos los puntos dada su lenta variación espacial).

El análisis suponiendo autocorrelación alta tiende a asumir que para todo el macizo existe un valor único para sus parámetros mecánicos, donde la dispersión en los valores obtenidos es la incertidumbre de los métodos de determinación (la subjetividad, el error en los ensayos). Esto hace que el verdadero valor pueda ser cualquiera de los obtenidos, por lo que se vuelve relevante el rango de resultados mas que su media.

El análisis suponiendo autocorrelación baja asume que en definitiva se trabajará con la media de la muestra dado el teorema del límite central [200], estando la incertidumbre en desconocer cual es este valor medio real (variación con menor desvío que el del parámetro en sí). Teniendo esto en cuenta se informa:

- Coeficiente de Variación (CoV): Rango de variación relativa a la media donde caen el 90 % de los ensayos. Utilizado para el caso de autocorrelación alta.
- N° de individuos: Tamaño de la muestra.
- $SE_{\bar{v}ar}$: Error estándar de la media, definido como el cociente entre la desviación estándar corregida de la muestra y la raíz del número de individuos. Es utilizado para los análisis ante hipótesis de autocorrelación baja.
- $P(\bar{v}ar < 5\%)$: Valor medio con una esperanza del 95 % de ser superado.

Resistencia a la compresión uniaxial y parámetro m_i de Hoek-Brown El tratamiento de la resistencia a la compresión uniaxial se realizó siguiendo lo expuesto en la sección anterior, mientras que el m_i se obtuvo ajustando curvas con el software RocLab de Rocscience. El análisis probabilístico

del parámetro m_i no es directo dada su relación con el valor de σ_{ci} al definir entre ambos la curva de ajuste de los triaxiales. Teniendo en cuenta que su dispersión es baja para la mayoría de las rocas [35], se asignan valores de CoV entre el 10 % al 15 % , los que se encuentran dentro del rango de la bibliográfica antes citada.

UGB	σ_{ci} [kN/m ³]					m_i [-]	
	Media	Coef. var.	N° indiv.	$SE_{\bar{\sigma}_{ci}}$	$P(\bar{\sigma}_{ci} < x) = 5\%$	Media	Coef. var.
Soft Argilico	11.4	0.4	13	0.82	10.3	12.0	0.15
Soft	21.6	0.3	13	1.23	20.0	14.8	0.10
Hard B/S Blocks	41.1	0.3	23	1.31	38.6	15.6	0.15
Hard Massive	73.2	0.3	19	3.11	66.3	23.3	0.15

Figura C.4.2: Resistencia a la compresión uniaxial y parámetro m_i de Hoek- Brown de las UGB (Modificado de [62]).

Peso específico La Figura C.4.3 resume los parámetros estadísticos asociados. Se repite la superposición entre los grupos Hard Big y Small Blocks sin observarse una tendencia a distribución del tipo gaussiano salvo en la UGB Sorf Arg.

UG	Prom. $\bar{\gamma}$	Coef. var.	N° indiv.	$SE_{\bar{\gamma}}$	$P(\bar{\gamma} < x) = 5\%$
	[kN/m ³]	[-]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
Soft Argilico	21.0	0.05	44	0.13	21.3
Soft	21.9	0.05	52	0.16	22.2
Hard B/S Blocks	23.0	0.05	78	0.08	23.1
Hard Massive	23.8	0.05	65	0.12	24.0

Figura C.4.3: Peso específico de las UGB (Modificado de [62]).

Módulo de elasticidad Salvo para el tipo Hard Massive se contó con menos de 10 resultados por UGB, haciendo que la suposición de distribución aleatoria no tenga sustento. Se optó por procesar igual la información utilizando las correcciones para muestras base reducidas (asumiendo la distribución antes citada), obteniéndose variaciones de la media de casi un orden de magnitud para la Soft Argilica, y de valores entre el 50 % al 100 % para el resto.

En esas condiciones se toma el valor medio de estas muestras reducidas, y se remarca el impacto de esta incertidumbre en cualquier análisis estadístico de deformaciones, en especial en roca con alteración argilica.

UG	Prom. E	N° indiv.	$SE_{\bar{E}}$	$P(\bar{E} < x)$ =5%	$P(\bar{E} > x)$ =5%
	[GPa]	[-]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
Soft Argilico	5.0	4	2.3	1.3	8.8
Soft	15.8	5	2.1	12.4	19.2
Hard B/S Blocks	21.9	4	1.7	19.2	24.7
Hard Massive	22.5	10	3.2	17.2	27.8

Figura C.4.4: Módulo de elasticidad lineal de las UGB (Modificado de [62])

C.5. Rajo Osbaldo Diez Cut-back 7

A fin de posibilitar el análisis combinado de las diferentes fuentes de información, el rajo minero fue dividido en dominios que poseen condiciones similares desde el punto de vista geotécnico.

- El desplazamiento de estratos que acompaña las fallas principales (coincidentes con las vetas) puede dar condiciones geotécnicas diferentes entre las caras opuestas del rajo.
- Las vetas secundarias están asociadas a zonas de mayor alteración. La cara donde se encuentran puede requerir un tratamiento especial
- Las zonas donde se presenta roca argilizada cercana a la superficie sufre mayor meteorización, marcando aún mas la diferencia.
- Aún con diaclasado similar en toda su extensión, la dirección de buzamiento de la cada del rajo es la que determina cuan desfavorables pueden ser desde el punto de vista de la estabilidad.

Basándose en los antecedentes geotécnicos, el rajo fue dividido en 5 dominios geotécnicos según la Figura C.5.1. La fuente principal utilizada fueron los sondeos junto a la inspección visual para identificar las transiciones.

El Dominio 1, sobre el que se desarrolla este trabajo, se caracteriza como un macizo competente, diaclasado en bloques según familias regulares, con estructuras que muestran alteración moderada en forma de manchones oscuros, y muy alta rugosidad al tacto. En su mitad norte, se observan diaclasas persistentes buzando contra el talud, dejando expuestos planos de roca sin fisuras de más de 20m de extensión. Más al sur no se observan estructuras expuestas de iguales dimensiones, pero se mantiene la presencia de familias de diaclasas de gran extensión, con una configuración cúbica marcada.

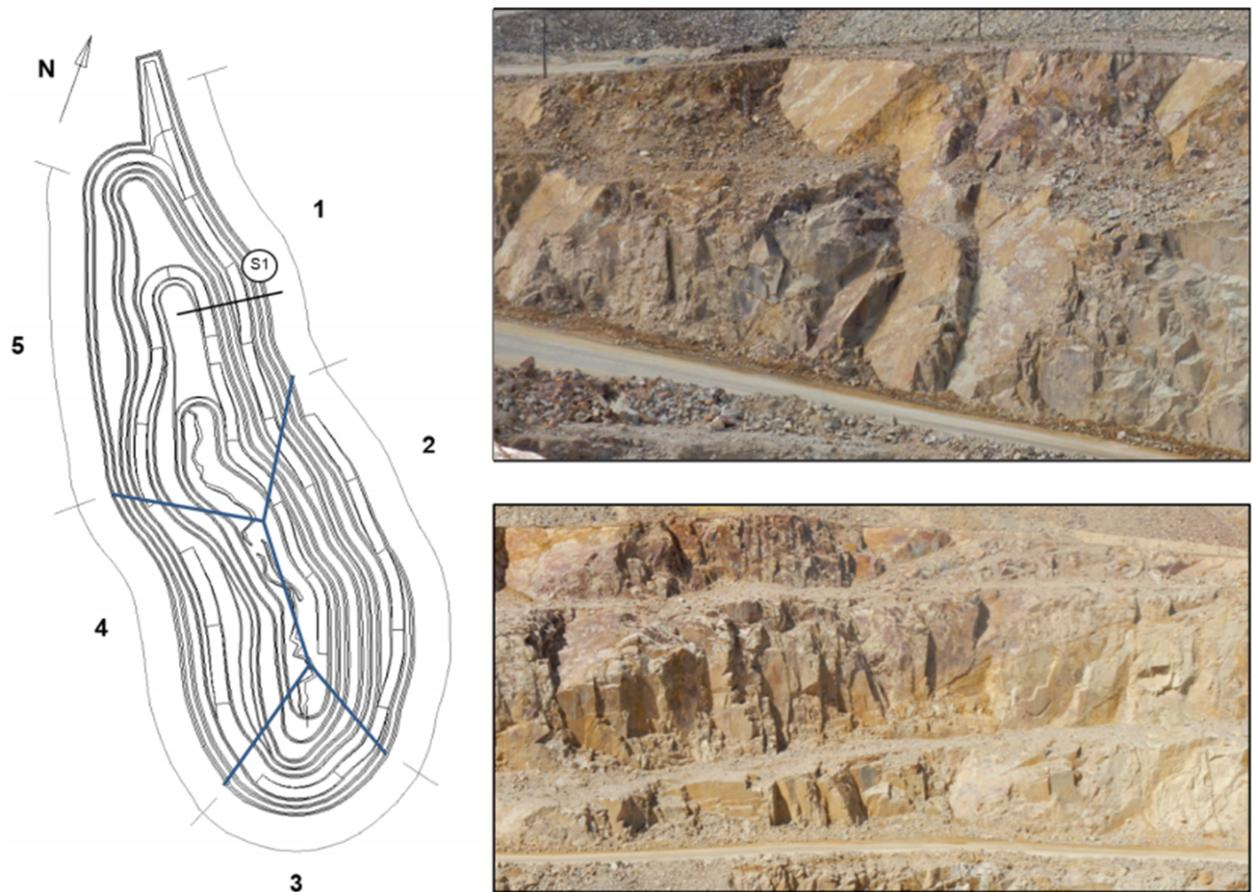


Figura C.5.1: División del rajo ODb7 en dominios geotécnicos. Fotografías del Dominio 1. [62]