

**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN**  
Facultad de Ingeniería  
Departamento de Ingeniería Metalúrgica

**Profesor Patrocinante:**  
René Gómez Puigpinos

# **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS**



**Ignacio Andrés Monte Parra**

Informe de Memoria de Título  
para optar al Título de

Ingeniero Civil de Minas

Abril 2020

## Agradecimientos

En primer lugar, agradezco a las personas que se involucraron directamente en el desarrollo de esta investigación, en particular al profesor René Gómez por la oportunidad de realizar mi memoria de título bajo su tutoría y por su orientación durante el progreso de esta. Además, agradecer la buena voluntad y ayuda desinteresada de Francisco y Matías en el trabajo en terreno, lo que me permitió superar muchos contratiempos, y a Edgardo por la ayuda prestada en el uso de equipos en el trabajo de laboratorio.

Agradezco a mi familia por el apoyo incondicional durante mi etapa universitaria, en especial a mis padres, por la preocupación de brindarme todo lo necesario y confiar en mis capacidades, no hubiese sido posible llegar hasta aquí sin su ayuda, este logro es de ustedes.

A mis amistades por los buenos momentos compartidos durante estos años; tanto aquellas que perduran desde el liceo como aquellas que conocí a lo largo de estos últimos años. Mención especial a *LPP*, a pesar que últimamente aparezco menos en las juntas los lazos siguen ahí, y a *Dale 3.0*, mis amigos más cercanos de la universidad, faltan palabras para describir el aprecio que les tengo. También gracias a todos los cabros de Tajo Abierto por los buenos momentos y a los que conocí durante mis años en el Centro de Estudiantes, en especial a aquellos con los que más compartí: Carla, Claudia, Galo y Roca, mis mejores deseos para ustedes.

Y a cualquiera que haya olvidado nombrar, toda mi gratitud a quienes hasta ahora han formado parte de mi crecimiento personal; familiares, amigos, conocidos, docentes y funcionarios. Gracias totales.

## Resumen

En la presente investigación se analizan dos casos de taludes de roca situados en la provincia de Concepción, los cuales presentan distintas condiciones de estabilidad entre sí; el Talud A permanece estable, mientras el Talud B presenta un colapso de material en forma de cuña. El objetivo del estudio es replicar las condiciones reales de ambos taludes a través de un modelo numérico, interpretando resultados y comparándolos con las características observadas en terreno con el fin de determinar la causa del desprendimiento en el Talud B. Para esto, se utiliza un método de modelamiento continuo, lo que favorece el estudio de deformaciones de materiales, siendo el Método de Elementos Finitos la opción disponible que mejor se ajusta al estudio.

En primer lugar, se realizan mediciones de ambos casos mediante trabajo en terreno a través de instrumentación topográfica, los resultados indican una altura máxima de 24 metros e inclinación promedio de  $54^\circ$  para el Talud A y una altura máxima de 9 metros e inclinación promedio de  $55^\circ$  para el Talud B. Por otro lado, se realiza una caracterización del macizo rocoso, donde el modelo conceptual para ambos taludes indica condiciones de baja competencia, con condiciones de superficie de calidad media a buena y una estructura con alta presencia de bloques; se definen tres y dos sets de discontinuidades para el Talud A y B respectivamente. Entre las características de roca principales comunes para ambos casos se destaca una densidad de  $2640 \text{ kg/m}^3$  con una porosidad de 11,7%, UCS de 15 MPa y módulo de deformación de macizo rocoso menores a 500 MPa.

Los resultados de las simulaciones indican una condición de estabilidad para ambos casos, con un factor de seguridad similar que varía de 1,3 a 1,6. Sin embargo, a través de un análisis de deformación se detectan diferencias en la geometría, localización y tamaño de una eventual superficie de falla de cada caso, lo cual se complementa a través de un análisis cinemático de discontinuidades, detectando un posible colapso por cuña en el Talud A y una combinación de cuña y volcamiento para el Talud B.

En conclusión, se obtienen resultados cercanos a las condiciones reales, recomendando un estudio particular para el Talud A y su riesgo de falla por cuña, considerando las limitaciones existentes en el presente estudio.

## Abstract

This research analyzes two slopes located at Concepción's Province with different stability conditions between them; the Slope A remains stable but Slope B has a wedge failure. The main goal of the research is to replicate the real conditions of both cases through numerical simulation models and interpret the results with a field conditions comparison in order to determine the cause of the failure in Slope B. For this purpose, continuum numerical methods are used for the advantages that offers to material deformation analysis, being the Finite Element Method the available option that best fits for the research.

In first place, physical measurements are done in field with topography instruments for both cases, measuring the height and inclination angles. The height of Slope A is 24 m with a mean inclination of  $54^\circ$ , while Slope B has 9 m height with a mean inclination of  $55^\circ$ . Furthermore, the rock mass is characterized for conceptual modeling for both slopes, where the results indicates low strength rock mass with fair surface conditions and very blocky to blocky structure; three and two structural joint sets are defined for Slope A and B, respectively. The rock properties, for both cases, are  $2640 \text{ kg/m}^3$  rock density, 11,7% porosity, uniaxial compressive strength of 15 MPa and a rock mass deformation modulus lower than 500 MPa.

Numerical simulation results show stable conditions for both cases, with a safety factor that varies from 1,3 to 1,6. However, the maximum shear strain analysis indicates differences in the geometry, the location and the size of the potential sliding surface. Moreover, a kinematic analysis of joint sets indicates wedge failure for Slope A and a wedge and toppling failure for Slope B.

In conclusion, the results obtained from numerical models are close to the real conditions. However, a particular study to evaluate the wedge failure risk is recommended for Slope A.

## Contenido

<b>Capítulo 1. Introducción .....</b>	<b>1</b>
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Alcances y limitaciones .....	2
1.4 Metodología general .....	3
1.5 Contenido de la memoria .....	4
<b>Capítulo 2. Antecedentes y revisión bibliográfica.....</b>	<b>5</b>
2.1 Caracterización de macizo rocoso .....	5
2.1.1 Roca intacta.....	5
2.1.2 Discontinuidades .....	6
2.2 Resistencia al corte .....	8
2.2.1 Criterio de Mohr-Coulomb.....	8
2.2.2 Criterio generalizado de Hoek & Brown.....	10
2.2.3 Criterio de falla de Barton-Bandis .....	11
2.3 Diseño de taludes.....	13
2.3.1 Análisis de falla plana.....	14
2.3.2 Análisis de falla por cuña .....	15
2.3.3 Análisis de falla por volcamiento .....	16
2.4 Análisis de esfuerzos mediante modelamiento numérico.....	18
2.4.1 Método de Elementos Finitos (FEM).....	19
2.4.2 Rock and Soil <sup>2D</sup> (RS <sup>2</sup> ) .....	22
2.4.3 Shear Strength Reduction Method (SSR) .....	22
<b>Capítulo 3. Metodología experimental.....</b>	<b>25</b>
3.1 Definición de zona de estudio .....	25
3.2 Identificación y modelamiento de casos de estudio.....	27
3.3 Propiedades de matriz rocosa .....	30
3.3.1 Densidad de roca.....	31
3.3.2 Resistencia a la compresión uniaxial .....	33
3.3.3 Criterio de resistencia .....	35

3.3.4	Módulos elásticos.....	38
3.4	Propiedades de discontinuidades .....	43
3.4.1	Criterio de resistencia .....	43
3.4.2	Sets de discontinuidades .....	48
3.4.3	Espaciamiento de discontinuidades .....	50
3.4.4	Persistencia de discontinuidades .....	51
3.4.5	Rigidez .....	52
3.5	Razón de esfuerzos verticales y horizontales.....	53
3.6	Discretización .....	54
3.7	Condiciones de borde.....	54
<b>Capítulo 4.</b>	<b>Análisis de resultados .....</b>	<b>56</b>
4.1	Factor de seguridad.....	56
4.2	Strength Factor.....	58
4.3	Deformación por corte .....	60
4.4	Esfuerzos principales .....	61
4.5	Análisis cinemático de discontinuidades .....	62
4.5.1	Análisis de falla plana.....	62
4.5.2	Análisis de falla por cuña .....	63
4.5.3	Análisis de falla por volcamiento .....	65
<b>Capítulo 5.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>67</b>
5.1	Conclusiones .....	67
5.2	Recomendaciones .....	68
<b>Capítulo 6.</b>	<b>Referencias .....</b>	<b>70</b>
<b>Capítulo 7.</b>	<b>Anexos .....</b>	<b>75</b>
<b>Anexo A.</b>	Recopilación de datos provenientes de estudios anteriores.....	75
<b>Anexo B.</b>	Registro de discontinuidades medidas en terreno.....	76
<b>Anexo C.</b>	Simulaciones preliminares en definición de geometría óptima.....	78
<b>Anexo D.</b>	Strength Factor para cada perfil en ambos casos de estudio .....	83
<b>Anexo E.</b>	Deformación y modo de falla para cada perfil .....	96

## Índice de Figuras

<b>Figura 1.1:</b> Metodología utilizada en el estudio. ....	3
<b>Figura 2.1:</b> Curva esfuerzo-deformación y principales parámetros mecánicos [2]. ....	6
<b>Figura 2.2:</b> Principales tipos de discontinuidades según tamaño [3]. ....	6
<b>Figura 2.3:</b> Envolvente bi-lineal de Patton [8]. ....	9
<b>Figura 2.4:</b> Perfiles de rugosidad de discontinuidades y factor JRC asociado [15]. ...	12
<b>Figura 2.5:</b> Factor JCS en función del peso unitario y dureza de Schmidt [16]. ....	12
<b>Figura 2.6:</b> Método de equilibrio límite. (a) Criterio de falla. (b) Descomposición de fuerzas. [17] .....	14
<b>Figura 2.7:</b> Condiciones de deslizamiento para falla plana [18]. ....	15
<b>Figura 2.8:</b> Condiciones de deslizamiento para falla por cuña. Modificado de [17] ...	16
<b>Figura 2.9:</b> Modos de falla por volcamiento. (a) Por flexión. (b) De bloques. [19] ...	17
<b>Figura 2.10:</b> Condiciones de deslizamiento para falla por volcamiento [18]. ....	17
<b>Figura 2.11:</b> Deformaciones en un elemento finito [26]. ....	20
<b>Figura 2.12:</b> Comunicación de elementos mediante nodos comunes [22]. ....	21
<b>Figura 2.13:</b> Shear Strength Reduction Method. ....	23
<b>Figura 2.14:</b> Interpretación de Strength Reduction Factor (SRF) [30]. ....	24
<b>Figura 3.1:</b> Localización área de estudio. ....	26
<b>Figura 3.2:</b> Casos de estudio. (a) Talud A estable. (b) Talud B inestable. ....	27
<b>Figura 3.3:</b> Medición de taludes en terreno. ....	28
<b>Figura 3.4:</b> Vistas isométricas de perfiles Caso A. ....	30
<b>Figura 3.5:</b> Vistas isométricas de perfiles Caso B. ....	30
<b>Figura 3.6:</b> Muestras para ensayo de compresión uniaxial. ....	33
<b>Figura 3.7:</b> Ensayos válidos resultantes del ensayo de carga puntual. ....	34
<b>Figura 3.8:</b> Geological Strength Index para Talud A [39]. ....	36
<b>Figura 3.9:</b> Geological Strength Index para Talud B [39]. ....	37
<b>Figura 3.10:</b> Curvas esfuerzo-deformación obtenidas en laboratorio. ....	40
<b>Figura 3.11:</b> Clasificación de macizos según UCS y módulo de Young [42]. ....	41
<b>Figura 3.12:</b> Equipo de corte MATEST SHEARLAB S276 utilizado. ....	43
<b>Figura 3.13:</b> Criterio de Mohr-Coulomb obtenido mediante ensayo de corte directo. ....	45
<b>Figura 3.14:</b> Datos de terreno para JRC. (a) Caso A. (b) Caso B. [15] .....	46
<b>Figura 3.15:</b> Envolvente de Barton-Bandis obtenida y ajuste a Mohr-Coulomb. ....	47

<b>Figura 3.16:</b> Sets de discontinuidades para Caso A. ....	49
<b>Figura 3.17:</b> Sets de discontinuidades para Caso B. ....	49
<b>Figura 3.18:</b> Definición de persistencia. ....	51
<b>Figura 3.19:</b> Medidas y condiciones de borde. (a) Talud A. (b) Talud B. ....	55
<b>Figura 4.1:</b> Factores de seguridad Talud A. ....	57
<b>Figura 4.2:</b> Factores de seguridad Talud B. ....	58
<b>Figura 4.3:</b> Strength Factor perfil A3. ....	59
<b>Figura 4.4:</b> Strength Factor perfil B4. ....	60
<b>Figura 4.5:</b> Deformación y modo de falla. (a) Perfil A3. (b) Perfil B4. ....	61
<b>Figura 4.6:</b> Análisis de falla plana por talud. (a) Talud A. (b) Talud B. ....	63
<b>Figura 4.7:</b> Análisis de falla por cuña. (a) Talud A. (b) Talud B. ....	64
<b>Figura 4.8:</b> Análisis específico para falla por cuña en Talud B. ....	65
<b>Figura 4.9:</b> Análisis de falla por volcamiento flexural. (a) Talud A. (b) Talud B. ....	66
<b>Figura 7.1:</b> Interpretación de medidas en estudio preliminar de geometría. ....	78
<b>Figura 7.2:</b> Resultados Sigma 3 para Caso I. ....	79
<b>Figura 7.3:</b> Resultados Sigma 3 para Caso II. ....	80
<b>Figura 7.4:</b> Resultados Sigma 3 para Caso III. ....	81
<b>Figura 7.5:</b> Resultados Sigma 3 para Caso IV. ....	82
<b>Figura 7.6:</b> Strength Factor perfil A1. ....	84
<b>Figura 7.7:</b> Strength Factor perfil A2. ....	85
<b>Figura 7.8:</b> Strength Factor perfil A3. ....	86
<b>Figura 7.9:</b> Strength Factor perfil A4. ....	87
<b>Figura 7.10:</b> Strength Factor perfil A5. ....	88
<b>Figura 7.11:</b> Strength Factor perfil B1. ....	89
<b>Figura 7.12:</b> Strength Factor perfil B2. ....	90
<b>Figura 7.13:</b> Strength Factor perfil B3. ....	91
<b>Figura 7.14:</b> Strength Factor perfil B4. ....	92
<b>Figura 7.15:</b> Strength Factor perfil B5. ....	93
<b>Figura 7.16:</b> Strength Factor perfil B6. ....	94
<b>Figura 7.17:</b> Strength Factor perfil B7. ....	95
<b>Figura 7.18:</b> Deformación máxima por perfil. Talud A. ....	96
<b>Figura 7.19:</b> Deformación máxima por perfil. Talud B. ....	97



## Índice de Tablas

<b>Tabla 2.1:</b> Métodos de modelamiento comunes y sus siglas en inglés [23].	19
<b>Tabla 3.1:</b> Medidas principales tomadas en terreno.	29
<b>Tabla 3.2:</b> Parámetros y resultados de densidad de roca.	32
<b>Tabla 3.3:</b> Resultados de ensayos de compresión uniaxial obtenidos.	34
<b>Tabla 3.4:</b> Resultados ensayos de carga puntual válidos.	35
<b>Tabla 3.5:</b> Resumen resultados de resistencia a compresión uniaxial.	35
<b>Tabla 3.6:</b> Parámetros criterio de falla de Hoek & Brown para cada caso.	37
<b>Tabla 3.7:</b> Estimación coeficiente de Poisson mediante velocidades ultrasónicas.	38
<b>Tabla 3.8:</b> Deformación unitaria en ensayos de resistencia a compresión.	39
<b>Tabla 3.9:</b> Estimación módulo de deformación de macizo rocoso.	42
<b>Tabla 3.10:</b> Resultados ensayo de corte directo.	44
<b>Tabla 3.11:</b> Resultados de longitud y apertura de discontinuidades.	50
<b>Tabla 3.12:</b> Espaciamiento de discontinuidades para cada caso de estudio.	51
<b>Tabla 3.13:</b> Rigidez normal y de corte para cada talud.	53
<b>Tabla 3.14:</b> Comparación coeficientes de presión lateral.	53
<b>Tabla 3.15:</b> Casos posibles para dimensiones asumidas.	54
<b>Tabla 7.1:</b> Mediciones para Talud A provenientes de estudios anteriores.	75
<b>Tabla 7.2:</b> Registro mediciones de estructuras geológicas en terreno para Caso A.	76
<b>Tabla 7.3:</b> Registro mediciones de estructuras geológicas en terreno para Caso B.	77
<b>Tabla 7.4:</b> Medidas de cada caso propuesto.	78

## Nomenclatura

### Unidades básicas:

- m** : Metro.  
**kg** : Kilógramo.  
**s** : Segundos.

### Unidades derivadas y aceptadas

- °** : Grados sexagesimales.  
**°C** : Grados Celsius.  
**m<sup>2</sup>** : Metros cuadrados.  
**m<sup>3</sup>** : Metros cúbicos.  
**N** : Newton (1kg/ms<sup>2</sup>).  
**Pa** : Pascal (1N/m<sup>2</sup>).

### Mecánica de rocas

- Ø<sub>b</sub>** : Ángulo de fricción básico.  
**Ø<sub>r</sub>** : Ángulo de fricción residual.  
**σ<sub>1</sub>** : Esfuerzo principal mayor.  
**σ<sub>3</sub>** : Esfuerzo principal menor.  
**σ<sub>N</sub>** : Esfuerzo normal.  
**τ** : Esfuerzo de corte.  
**a** : Constante de macizo rocoso. Criterio generalizado de Hoek-Brown.  
**C<sub>o</sub>** : Cohesión de roca.  
**C<sub>i</sub>** : Cohesión aparente.  
**D** : Factor de perturbación. Criterio generalizado de Hoek-Brown.  
**ε** : Deformación axial.  
**E<sub>i</sub>** : Módulo de deformación de roca intacta.  
**E<sub>m</sub>** : Módulo de deformación de macizo rocoso.  
**ff/m** : Fracturas por metro.  
**GSI** : *Geological Strength Index*. Índice Geológico de Resistencia.  
**i** : Índice de aspereza.  
**I<sub>s 50</sub>** : Índice de resistencia a carga puntual.  
**JCS** : *Joint Wall Compressive Strength*. Resistencia a la compresión de discontinuidad.  
**JRC** : *Joint Roughness Coefficient*. Coeficiente de rugosidad de discontinuidad.  
**k** : Coeficiente de presión lateral.  
**k<sub>N</sub>** : Rigidez normal.  
**k<sub>S</sub>** : Rigidez de corte.  
**m<sub>i</sub>** : Constante de roca intacta. Criterio generalizado de Hoek-Brown.  
**m<sub>b</sub>** : Constante de macizo rocoso. Criterio generalizado de Hoek-Brown.



$\eta$	: Porosidad de roca.
$\rho_a$	: Densidad real.
$\rho_r$	: Densidad aparente.
$r$	: Índice de dureza de Schmidt en condición húmeda.
$R$	: Índice de dureza de Schmidt en condición seca.
<b>RQD</b>	: <i>Rock Quality Design</i> . Índice de Calidad de Roca.
$s$	: Constante de macizo rocoso. Criterio generalizado de Hoek-Brown.
<b>S</b>	: Espaciamiento de discontinuidades.
<b>UCS</b>	: <i>Uniaxial Compressive Strength</i> . Resistencia a la Compresión Uniaxial.
$\nu$	: Razón de Poisson.
$V_s$	: Velocidad de onda longitudinal.
$V_p$	: Velocidad de onda transversal.
$\Psi_i$	: Buzamiento línea de intersección de discontinuidades.
$\Psi_p$	: Manteo plano de deslizamiento.
$\Psi_s$	: Inclinación del talud.

### Siglas

<b>ASTM</b>	: <i>American Society for Testing and Materials</i> . Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.
<b>BEM</b>	: <i>Boundary Element Method</i> . Método de Elementos de Borde.
<b>DEM</b>	: <i>Discrete Element Method</i> . Método de Elementos Discretos.
<b>DFN</b>	: <i>Discrete Fracture Network</i> . Método de Redes Discretas de Fracturas.
<b>FS</b>	: Factor de seguridad
<b>FDM</b>	: <i>Finite Difference Method</i> . Método de Diferencias Finitas.
<b>FVM</b>	: <i>Finite Volume Method</i> . Método de Volúmenes Finitos.
<b>FEM</b>	: <i>Finite Element Method</i> . Método de Elementos Finitos.
<b>ISRM</b>	: <i>International Society of Rock Mechanics</i> . Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.
<b>MEL</b>	: Método del equilibrio límite.
<b>MR</b>	: <i>Modulus Ratio</i> . Razón de módulos.
<b>RS<sup>2</sup></b>	: <i>Rock and Soil</i> <sup>2D</sup> software.
<b>SSR</b>	: <i>Shear Strength Reduction</i> . Reducción de Resistencia al Corte.
<b>SRF</b>	: <i>Shear Reduction Factor</i> . Factor de Reducción de Resistencia al Corte.
<b>USCS</b>	: <i>Unified Soil Classification System</i> . Sistema de Clasificación Unificado.

## **Capítulo 1. Introducción**

### **1.1 Generalidades**

Se denomina talud a aquella excavación realizada en roca o suelo que consta de una pared con cierta inclinación y altura, la cual puede ser construida artificialmente o de manera natural. En minería superficial, durante el desarrollo y profundización de las operaciones suelen construirse de forma escalonada mediante unidades básicas llamadas bancos, diseño que optimiza la extracción de mineral y la seguridad de la estructura. Sin embargo, su presencia no corresponde exclusivamente a la industria minera, por el contrario, tienen un uso mundialmente generalizado en carreteras y caminos.

Al momento de diseñar un talud, se debe realizar un detallado análisis de estabilidad previo a su construcción y posteriormente un monitoreo periódico, con el fin de asegurar su permanencia en el tiempo o prever medidas de mitigación y disminución de posibles colapsos, los cuales generan impactos negativos considerables, donde destacan posibles pérdidas humanas y costos monetarios, dependiendo de las circunstancias y magnitud de estos.

Las distintas disciplinas que intervienen en el diseño, construcción, fortificación y monitoreo de estas obras han permitido una considerable cantidad de conocimiento y generación de herramientas que se mantienen en constante evolución. Sin embargo, pese a esto, aún existe incertidumbre frente a la naturaleza del comportamiento de los macizos rocosos debido principalmente a su variabilidad.

Los aspectos clave que se contemplan en el diseño de taludes incluyen el comportamiento mecánico del material que constituye a estos, su capacidad de carga y deformación, así como también las variables de carácter geológico que caracterizan el área donde se emplazan. Es por ello que en el presente estudio se busca estudiar la estabilidad de dos casos de estudio mediante modelamiento numérico, caracterizando el macizo rocoso de ambos casos a través de mediciones en terreno.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

La presente investigación tiene como objetivo principal estudiar la estabilidad de dos taludes de roca mediante el método de elementos finitos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Estudiar el marco geológico de la zona en que se encuentran los casos de estudio.
- Identificar las principales variables en el diseño de taludes, distinguiendo la influencia de los parámetros mecánicos en este.
- Identificar los posibles modos de falla en ambos casos y constatar el impacto de las estructuras geológicas en la estabilidad de un talud.
- Comprender las ventajas del uso de herramientas de modelamiento con elementos finitos con respecto al análisis de equilibrio límite.

## 1.3 Alcances y limitaciones

La presente investigación apunta a establecer un estudio inicial que recopile las características básicas de dos casos de estudio, por lo que bajo esta premisa se deben precisar ciertos alcances y limitaciones:

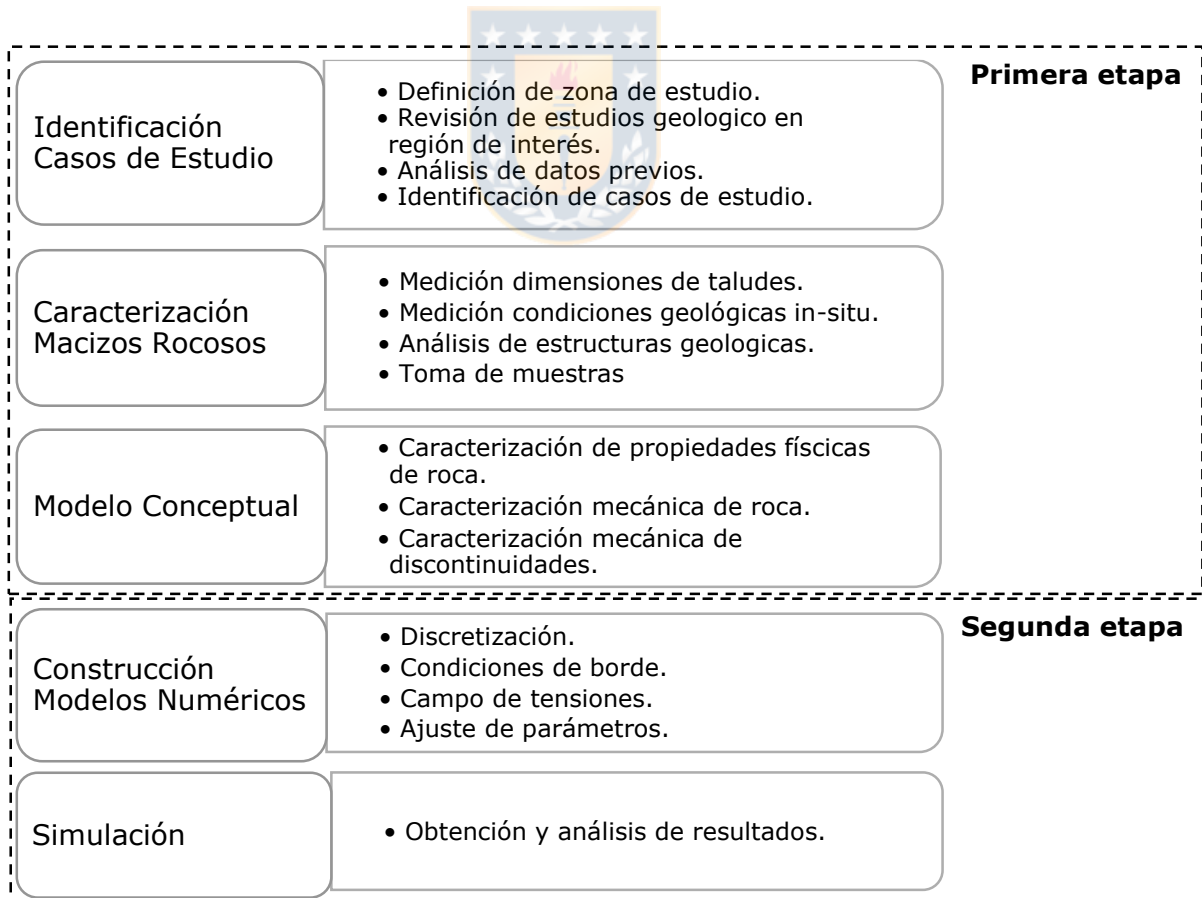
- Se decide trabajar con modelos bidimensionales para simplificar las mediciones en terreno y los tiempos de cálculo y estimación.
- Se excluye dentro de los parámetros a medir la presencia de agua subterránea debido a la inaccesibilidad o inexistencia de información y la imposibilidad técnica de hacer un levantamiento de esta *in-situ*.
- Los parámetros de caracterización de macizo rocos que se obtienen en laboratorio, entre los que se encuentran la resistencia a compresión uniaxial, cohesión de roca, densidad de roca y ángulo de fricción interna, se asumen como válidos y correctos. Del mismo modo, este alcance se extiende a aquellos que se estiman teóricamente, lo que incluye los módulos elásticos y propiedades de discontinuidades, como espaciamiento y rigidez, así como para aquellos asumidos

en la elaboración de los modelos numéricos, donde destaca la cantidad de elementos, el tipo de malla a utilizar y la cantidad máxima de iteraciones.

- Por razones de tiempo, se omite la realización de análisis de sensibilidad a los parámetros mencionados previamente, debido a la limitación impuesta por el método de los elementos finitos a utilizar y sus tiempos de cómputo.

## 1.4 Metodología general

La investigación se divide en dos etapas principales, cada una con sus actividades específicas. La primera etapa involucra un estudio previo de los casos de estudio a analizar, su caracterización y modelamiento conceptual. La segunda etapa contempla la construcción e implementación de modelos de simulación numérica y su respectivo análisis de resultados. El detalle de etapas y actividades se muestra en la Figura 1.1.



**Figura 1.1:** Metodología utilizada en el estudio.

## 1.5 Contenido de la memoria

A modo de resumen, se presentan los principales contenidos por capítulo de la memoria, describiendo el tema que abarca cada uno.

**Capítulo 1:** se presentan los lineamientos generales que justifican el trabajo desarrollado, contextualizando el tema y presentando sus objetivos principales y específicos. Además, se presenta la metodología utilizada en el estudio y los alcances de este.

**Capítulo 2:** incluye los antecedentes bibliográficos principales que sustentan el trabajo. Se presenta una descripción del concepto de macizo rocoso y los criterios de falla principales para estimar la resistencia de estos. Además, se describe la metodología de diseño de taludes históricamente utilizada y aceptada por el ámbito de la ingeniería. Por último, se revisan los conceptos asociados al modelamiento numérico en las ciencias de la ingeniería y mecánica de rocas, introduciendo el soporte lógico a utilizar en el estudio y su técnica de estimación.

**Capítulo 3:** se detalla la metodología experimental empleada, abarcando los resultados obtenidos en la primera parte de la metodología descrita en la Figura 1.1, desde la identificación del área de estudio y casos a investigar junto a su caracterización, además del primer punto de la segunda etapa, que involucra condiciones de los modelos de simulación.

**Capítulo 4:** se muestran los resultados obtenidos a partir de los modelos de simulación numérica, incluyendo un análisis de estos que permitan explicarlos. Además, se presentan análisis complementarios a lo obtenido directamente de los modelos numéricos.

**Capítulo 5:** se concluye la investigación, presentando una discusión de los resultados obtenidos y las respectivas conclusiones. Por último, se entrega un listado de recomendaciones que buscan perfeccionar los resultados entregados.

## Capítulo 2. Antecedentes y revisión bibliográfica

### 2.1 Caracterización de macizo rocoso

El término macizo rocoso hace referencia a la relación entre la matriz rocosa y las discontinuidades u otras estructuras geológicas presentes en esta. Su estudio a través de la geomecánica es fundamental al momento de investigar estabilidad de excavaciones en labores realizadas en roca, tanto en el área de ingeniería en minas como en ingeniería civil, debido a la influencia de sus propiedades mecánicas en la alteración de condiciones de equilibrio natural.

La correcta obtención e interpretación de información geotécnica que permita la caracterización y clasificación del macizo es esencial para el diseño minero, ocupando un rol importante en el dimensionamiento de labores y diseño de refuerzos [1].

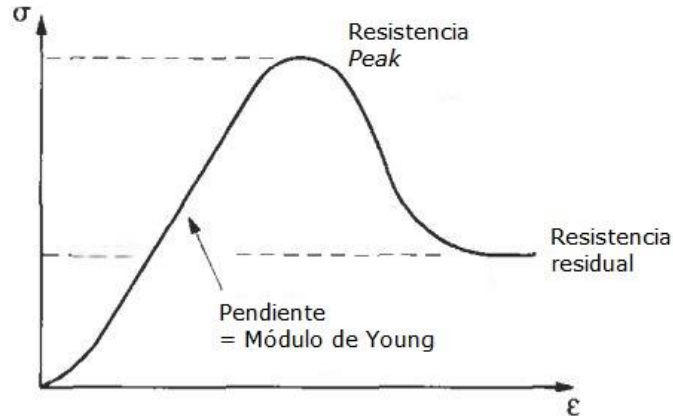
Los dos componentes básicos de un macizo rocoso, roca intacta y discontinuidades, se detallan a continuación.



#### 2.1.1 Roca intacta

Hace referencia al material rocoso sin discontinuidades con determinada textura, composición y mineralogía que se presenta en forma de bloque o fragmento. A partir de esta se obtienen propiedades que permiten describir el comportamiento mecánico del macizo rocoso frente a cargas y deformaciones. Mediante ensayos de laboratorio realizados en roca intacta es posible modelar curvas esfuerzo-deformación (Figura 2.1), siendo estas uno de los métodos que permiten determinar la resistencia a la compresión uniaxial (*UCS*), deformabilidad mediante módulo de elasticidad lineal (o módulo de Young) y coeficiente de Poisson, además del comportamiento residual después de superada la resistencia *peak* [2]. Es importante señalar que el concepto de roca intacta obedece a volúmenes de roca menores con respecto al macizo rocoso, a medida que se consideran volúmenes mayores, la calidad de propiedades mecánicas varían debido a la influencia de estructuras geológicas y cambios de litología, siendo generalmente menor que en roca intacta, fenómeno conocido como efecto escala.

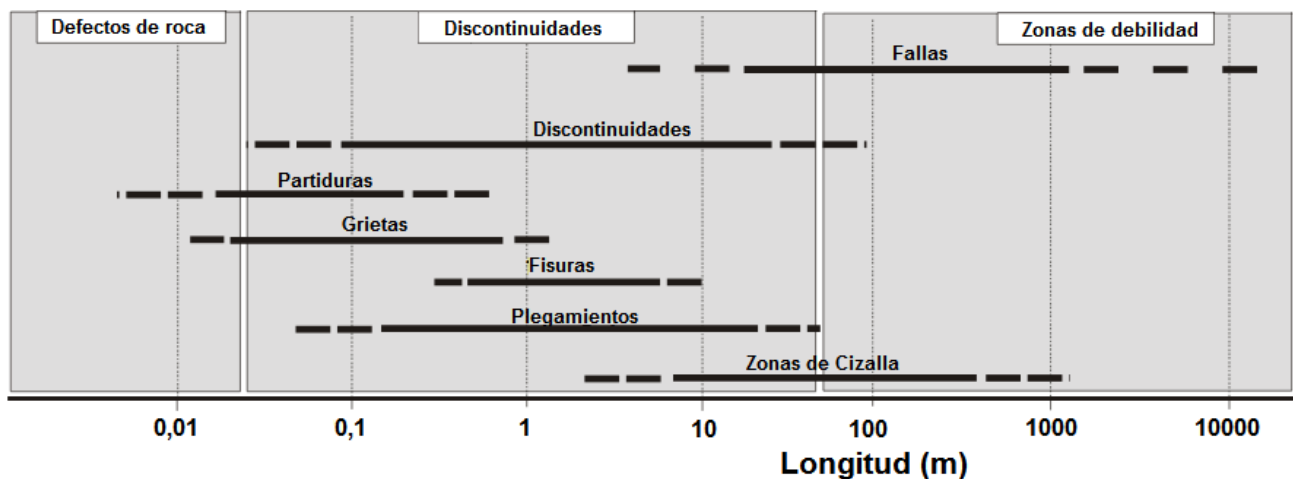




**Figura 2.1:** Curva esfuerzo-deformación y principales parámetros mecánicos [2].

### 2.1.2 Discontinuidades

Se denomina discontinuidad a la variedad de estructuras geológicas, definidas por un plano de debilidad de diversa magnitud, que alteran la uniformidad del material rocoso, pudiendo favorecer el desplazamiento entre bloques. Como se aprecia en la Figura 2.2, esta denominación abarca un amplio rango de tamaños, desde pequeñas fracturas hasta fallas geológicas de gran envergadura [3].



**Figura 2.2:** Principales tipos de discontinuidades según tamaño [3].

Existen múltiples propiedades que permiten describir y caracterizar las discontinuidades y su importancia en el comportamiento mecánico que tendrá el macizo

rocoso ante labores de ingeniería. Se debe tener en cuenta que las estructuras geológicas tienen propiedades de resistencia, permeabilidad y deformación distintas a la roca intacta [4]. La caracterización geométrica es el primer paso en el estudio del comportamiento del macizo. Las características principales para describir las estructuras son [5]:

- **Orientación:** posición de la discontinuidad en el espacio, definida por el azimut (*Dip Direction*), medido en sentido horario con respecto al norte verdadero, y buzamiento (*Dip*), que indica la línea de máxima inclinación con respecto al plano horizontal, ambos medidos en grados sexagesimales. Es común establecer una notación de tres dígitos para el azimut, variando entre 0° y 360°, mientras para el buzamiento, que varía entre 0° y 90°, se usan dos dígitos.
- **Espaciamiento:** distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes, para estudios de zona se suele establecer un valor promedio. Este factor determina el tamaño de bloques que forman el macizo rocoso. Priest y Hudson [6] determinaron que la función de densidad del espaciamiento puede ser aproximada por una distribución exponencial negativa, donde la frecuencia de cierto espaciamiento queda definida por la Ec. (1):

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (1)$$

Donde  $x$  es el espaciamiento en metros y  $\lambda$  es el valor promedio de discontinuidades, equivalente a fracturas por metro lineal (ff/m).

- **Apertura:** distancia perpendicular que separa las paredes de dos bloques adyacentes en una discontinuidad abierta, cuando el espacio intermedio está lleno con aire o agua.
- **Persistencia:** área de extensión o tamaño de una discontinuidad dentro de un plano de observación. Es uno de los parámetros más difíciles de determinar, suele ser cuantificado observando la longitud de traza de discontinuidades expuestas a superficie [7].

- **Rugosidad:** medida de la irregularidad de la superficie de la discontinuidad. Tiene una influencia importante en la resistencia al cizalle del macizo. Es común describirla tanto a pequeña escala como a gran escala.
- **Relleno:** término usado para describir el material que separa dos paredes adyacentes de roca. Dependiendo del tipo de material, puede aumentar o disminuir la competencia del macizo.

## 2.2 Resistencia al corte

Debido a que las discontinuidades presentan propiedades distintas a las de la roca intacta, la tendencia de dos superficies a deslizarse adquiere especial relevancia en los macizos rocosos. Para describir este fenómeno, se introducen los conceptos de resistencia al corte y criterios de falla, que indican el esfuerzo a partir del cual se inicia el deslizamiento. Algunos de estos criterios pueden ser utilizados para el estudio de roca intacta, mientras otros permiten la caracterización de un macizo rocoso.



### 2.2.1 Criterio de Mohr-Coulomb

El criterio de Mohr-Coulomb establece una envolvente de carácter lineal, definida por la cohesión del material ( $C_o$ ), su ángulo de fricción interna ( $\phi_b$ ) y el esfuerzo al que está sometido ( $\sigma_n$ ), como se muestra en Ec. (2). Este criterio se enfoca principalmente en la caracterización de roca intacta.

$$\tau = C_o + \sigma_n \tan(\phi_b) \quad (2)$$

Donde los parámetros de resistencia al corte, cohesión, esfuerzo se miden en Pascales y el ángulo de fricción básico en grados sexagesimales.

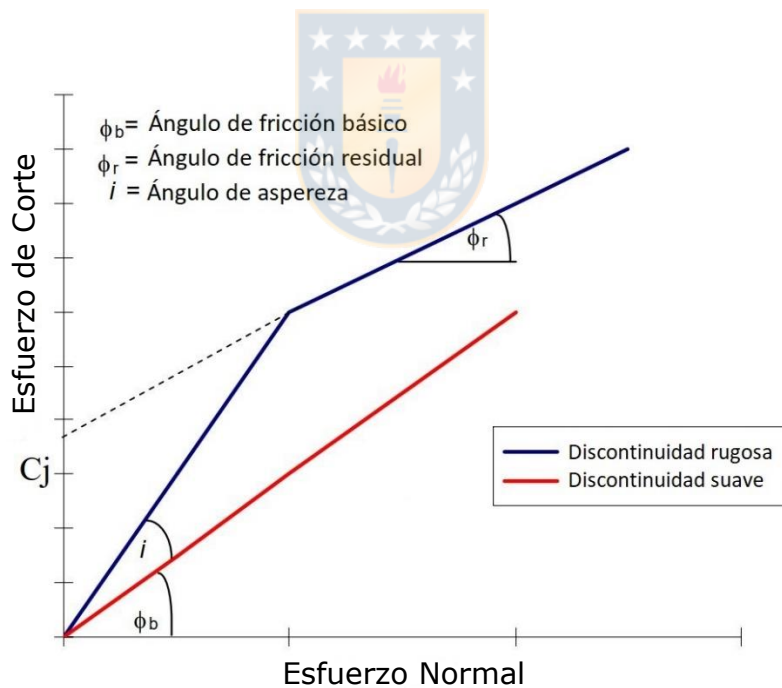
Sin embargo, el comportamiento lineal no se ajusta de forma adecuada a la mecánica de rocas, donde influye el efecto escala mencionado anteriormente y la rugosidad de discontinuidades tiene un efecto en el criterio de falla. Patton [8] definió

un comportamiento para discontinuidades rugosas, caracterizado por una influencia de la rugosidad hasta cierto valor umbral de esfuerzo normal (Figura 2.3). El modelo bi-lineal de Patton se define con la Ec. (3) y (4) [9, 10].

$$\text{Bajo umbral} \quad \tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad (3)$$

$$\text{Sobre umbral} \quad \tau = C_j + \sigma_n \tan(\phi_r) \quad (4)$$

Donde  $\phi_b$  es el ángulo de fricción básico,  $i$  es el ángulo de rugosidad o aspereza,  $C_j$  corresponde a la cohesión aparente derivada de las asperezas y  $\phi_r$  es el ángulo de fricción residual. Las unidades de medida se mantienen similares al criterio de Mohr-Coulomb, donde los parámetros de resistencia, esfuerzo y cohesión se miden en Pascales y los ángulos de fricción y aspereza en grados sexagesimales.



**Figura 2.3:** Envolvente bi-lineal de Patton [8].

### 2.2.2 Criterio generalizado de Hoek & Brown

Introducido en 1988 [11] y actualizado por última vez el 2002 [12], incorpora para la determinación empírica de la resistencia límite de un macizo rocoso la estimación factores de resistencia de este mediante ensayos de laboratorio y condiciones geológicas in situ, permitiendo estimar la resistencia de un macizo rocoso a partir de la caracterización de la roca intacta. La ecuación que gobierna el comportamiento, en términos de esfuerzos principales, se muestra en la Ec. (5)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + UCS \left( m_b \frac{\sigma_3}{UCS} + s \right)^a \quad (5)$$

Donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  corresponden a los esfuerzos principales axial y de confinamiento respectivamente,  $UCS$  es la resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta, obtenida mediante ensayos de laboratorio, mientras que  $m_b$ ,  $s$  y  $a$  son constantes que dependen de las características del macizo rocoso.

Las constantes propias del macizo rocoso  $m_b$ ,  $s$ , y  $a$  se obtienen a partir de la Ec. (6), (7) y (8) respectivamente.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 12D}\right) \quad (6)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (7)$$

$$a = 0,5 + \frac{1}{6} \left( \exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right) \quad (8)$$

Donde  $m_i$  es un valor constante de roca intacta intrínseco al tipo de roca,  $GSI$  corresponde al *Geological Strength Index*, sistema de clasificación de macizo rocoso en función de condiciones geológicas *in-situ* y  $D$  corresponde a un factor de perturbación del macizo rocoso, que evalúa daño de este debido a tronaduras o relajación de esfuerzos.

De este modo, el criterio de falla generalizado de Hoek-Brown requiere la estimación de cuatro parámetros para su construcción: resistencia a la compresión uniaxial; la cual puede ser estimada en laboratorio mediante ensayos triaxiales o de compresión, GSI cuya obtención se realiza en terreno mediante observaciones, factor de perturbación cuya metodología de obtención es similar al *GSI* y  $m_i$  cuyo valor depende del tipo de roca, pudiendo ser obtenido vía revisión bibliográfica o análisis estadístico [13].

### 2.2.3 Criterio de falla de Barton-Bandis

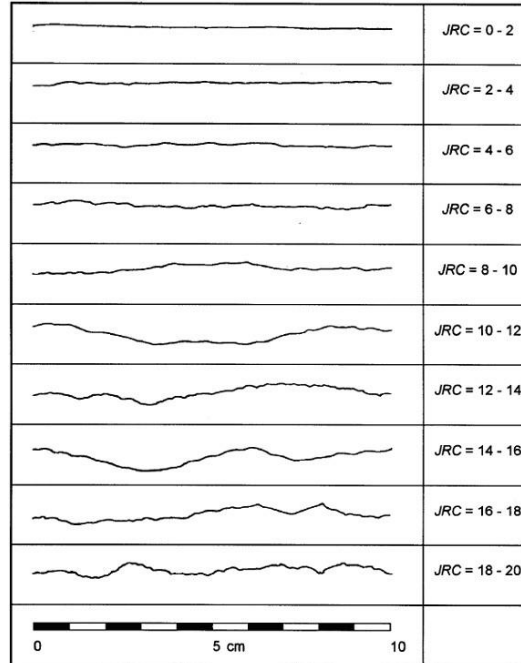
Debido a la complejidad de los mecanismos que gobiernan la resistencia al corte de superficie y discontinuidades rugosas, Barton propone una relación empírica entre la resistencia al corte y esfuerzo normal con factores de rugosidad y resistencia de discontinuidades [14]. La Ec. (9) muestra la relación propuesta por el autor.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (9)$$

Donde la resistencia al corte ( $\tau$ ) depende del esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ), el coeficiente de rugosidad de discontinuidad (*JRC*), la resistencia a la compresión de la discontinuidad (*JCS*) y el ángulo de fricción interna residual ( $\phi_r$ ), que depende del ángulo de fricción básico y las características de resistencia de roca en condición seca (*R*) y húmeda (*r*), como se muestra en la Ec. (10):

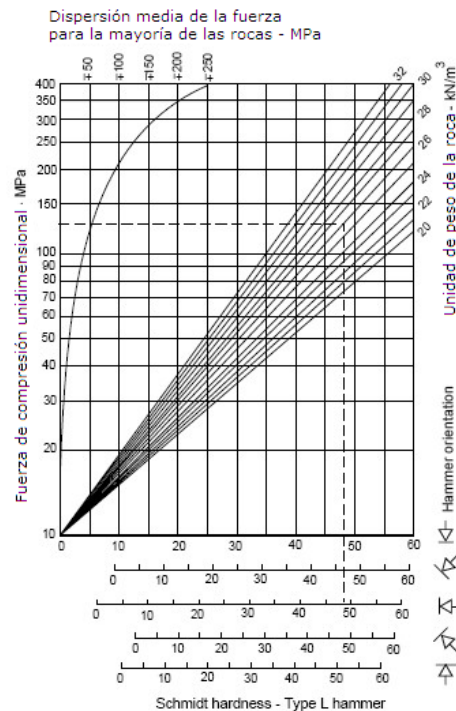
$$\phi_r = (\phi_r - 20) + 20(r/R) \quad (10)$$

La ecuación propuesta por Barton [15] permite establecer una escala de valores numéricos a las propiedades de las discontinuidades. A partir de esta relación, Barton y Choubey establecen la metodología de obtención para dichos parámetros [15]. El factor *JRC* se obtiene a través de perfiles típicos que relacionan la rugosidad con el grado de irregularidad de la discontinuidad (Figura 2.4) entregando un rango para el factor.



**Figura 2.4:** Perfiles de rugosidad de discontinuidades y factor JRC asociado [15].

La resistencia a la compresión de la discontinuidad (*JCS*) es medida a través del Martillo de Schmidt y el peso específico de la roca, utilizando la relación de Miller [16] para su obtención, como se muestra en la Figura 2.5.



**Figura 2.5:** Factor JCS en función del peso unitario y dureza de Schmidt [16].

### 2.3 Diseño de taludes

Los métodos de diseño para taludes de roca se dividen principalmente en dos grupos: método de equilibrio límite y análisis numérico. En esta sección se cubre el primer método mencionado, que involucra el cálculo de un factor de seguridad y el análisis mediante distintos procedimientos para el estudio de un eventual deslizamiento por falla plana, por cuña o por volcamiento, entre otros mecanismos de falla. El tipo de falla depende de las condiciones geológicas del talud [17].

El concepto principal para entender la estabilidad de cualquier método de diseño es el cizallamiento o deformación de un macizo, pudiendo ocurrir de manera local o en un área generalizada detrás de la cara de un talud. La inestabilidad se alcanza cuando la fuerza que genera deformación supera la resistencia de la roca, resultando un desplazamiento de material progresivo o repentino.

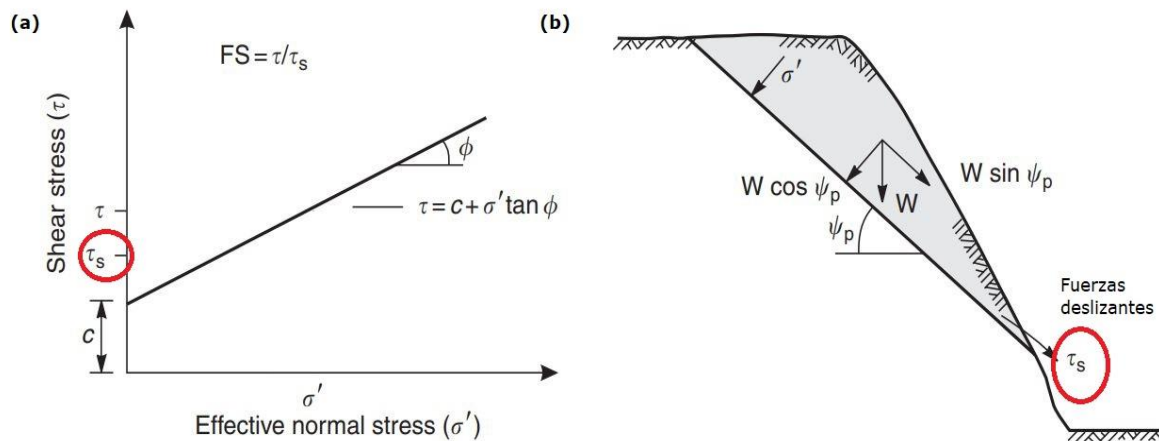
Para expresar la estabilidad de un talud, el criterio más utilizado es el factor de seguridad (FS), el cual genera un cociente entre las fuerzas resistentes que impiden el deslizamiento de material y las fuerzas que promueven dicho deslizamiento, como se muestra en la Ec. (11).

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas de resistencia}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}} \quad (11)$$

El cociente resultante indica estabilidad cuando es superior a 1, mientras la inestabilidad se define para el caso contrario. Esta metodología se conoce como el método de equilibrio límite (MEL).

Este análisis de tipo determinístico se realiza asumiendo una superficie de deslizamiento lineal y utilizando comúnmente el criterio Mohr-Coulomb, como se muestra en la Figura 2.6. A partir de esto se lleva a cabo una sumatoria de fuerzas deslizantes y resistentes, considerando el peso del material, posible influencia de agua, vibraciones u otros. Los principales parámetros de diseño son el ángulo de inclinación y altura del talud, para lo cual se consideran factores que influyen en este, tales como la resistencia de la roca, presión de aguas subterráneas, daño o grado de meteorización superficial y la presencia de estructuras geológicas o discontinuidades.





**Figura 2.6:** Método de equilibrio límite. (a) Criterio de falla. (b) Descomposición de fuerzas. [17]

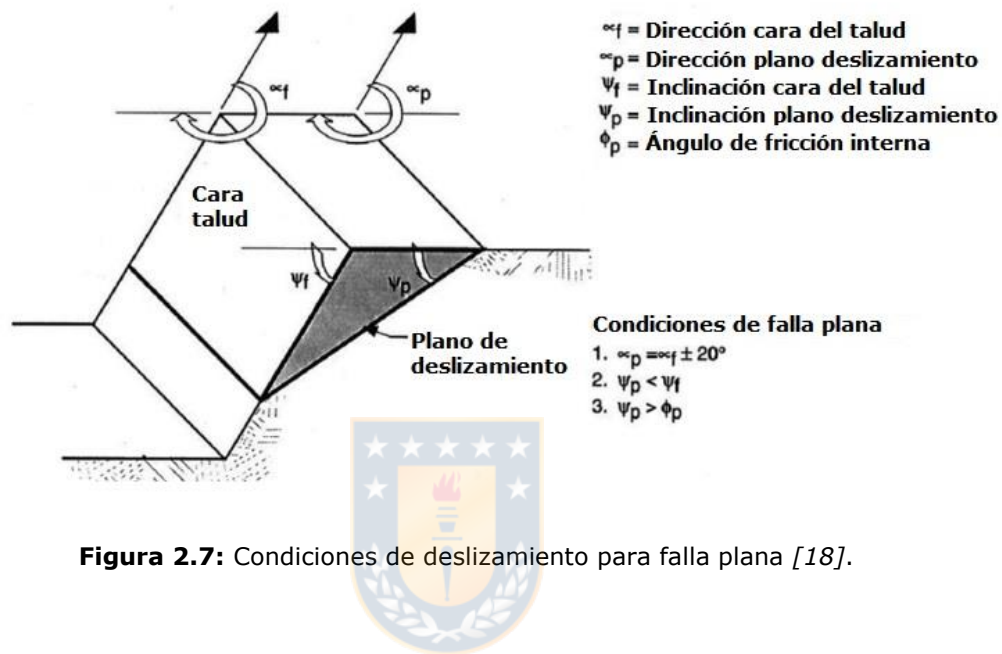
Sin embargo, en condiciones superficiales por lo general los esfuerzos son bastante menores a la resistencia de la roca, es por ello que el diseño, tanto en taludes en minería a cielo abierto como en taludes de obras civiles de carretera, se centra principalmente en la estabilidad de bloques de roca generados por las discontinuidades [17]. Para esto, se emplean los análisis cinemáticos de mecanismos de falla, que emplean un método analítico mediante red estereográfica para identificar posibles fallas. Los principales mecanismos a considerar son la falla plana y la falla por cuña, entre otros, cada una con sus condiciones.

### 2.3.1 Análisis de falla plana

Una falla plana consiste en el deslizamiento de una masa de roca a lo largo del plano de una discontinuidad. No se considera un tipo de falla común debido a la particularidad de condiciones geométricas que se deben cumplir para su ocurrencia [17].

En estos casos, las condiciones de falla plana consisten en un paralelismo entre el rumbo de la estructura geológica y la cara del talud, pudiendo haber una tolerancia máxima de  $20^\circ$ . Además, el manteo de la discontinuidad debe ser mayor al ángulo de fricción de la roca y menor al manteo de la cara del talud. Por otro lado, la superficie de deslizamiento debe intersectar la zona superior del talud o conectar con esta mediante

una grieta de tensión. Por último, deben existir superficies laterales que limiten una masa de roca con probabilidad de deslizamiento, estas superficies deben presentar una baja resistencia al posible deslizamiento del bloque generado. En la Figura 2.7 se resumen las condiciones y características de una falla plana.

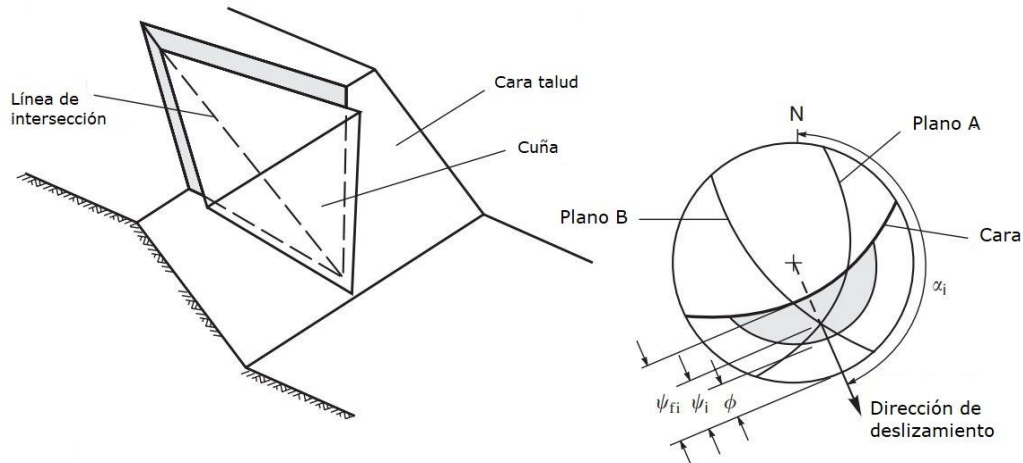


**Figura 2.7:** Condiciones de deslizamiento para falla plana [18].

### 2.3.2 Análisis de falla por cuña

Consiste en roturas cuyo deslizamiento está controlado por dos o más discontinuidades que forman una cuña o bloque de roca con potencial riesgo a desprendimiento en caída libre, corresponde a uno de los tipos de falla más comunes debido a que sus condiciones de deslizamiento pueden cumplirse en un rango de condiciones geológicas y geométricas mucho mayor al de fallas planas.

Para que ocurra una falla por cuña se deben cumplir dos condiciones: las estructuras que conforman el bloque de roca con peligro de colapso deben tener rumbo distinto al de la cara del talud y la línea de intersección de estas estructuras debe tener un manteo mayor al ángulo de fricción de la roca y menor a la inclinación de la cara del talud. Estas condiciones se ilustran en la Figura 2.8.

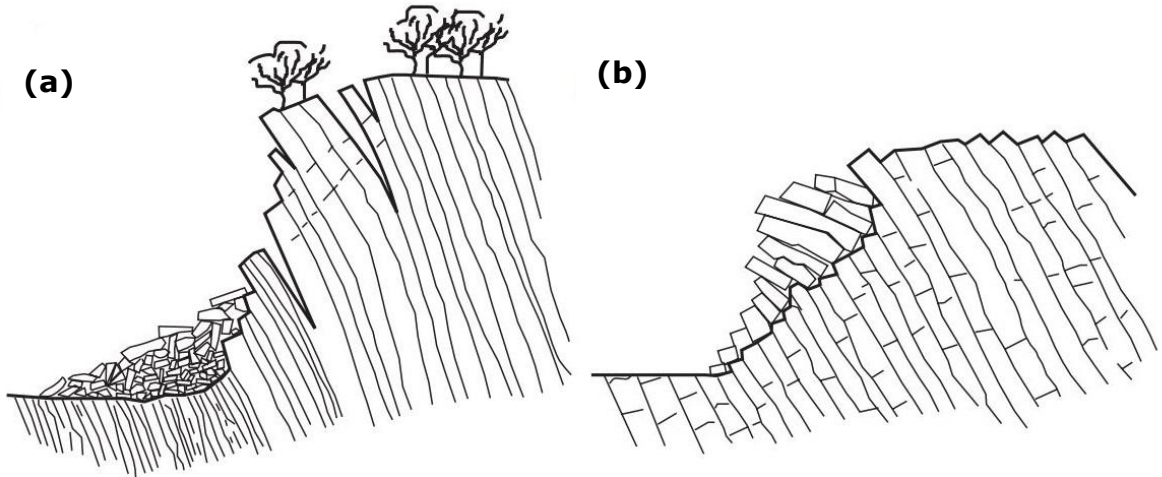


**Figura 2.8:** Condiciones de deslizamiento para falla por cuña. Modificado de [17]

### 2.3.3 Análisis de falla por volcamiento

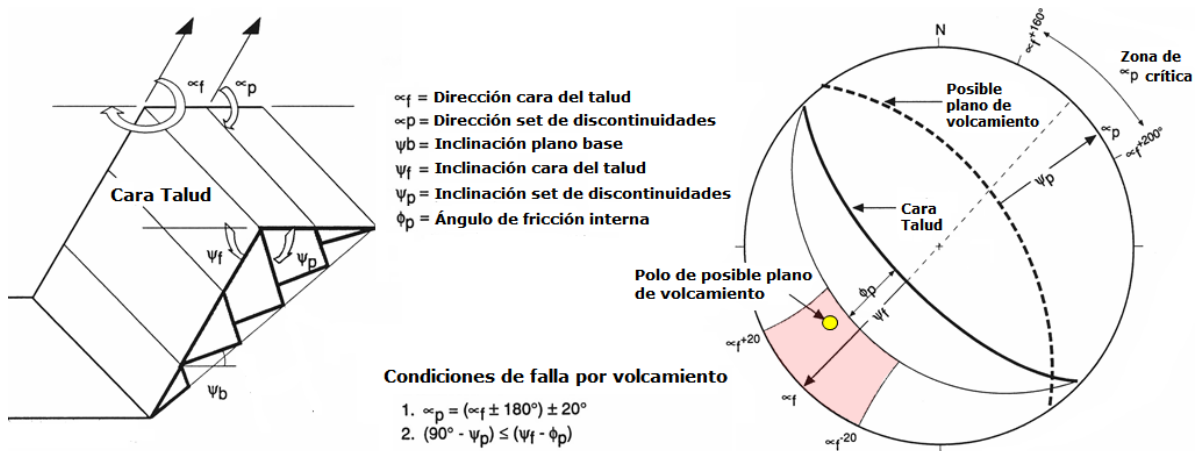
El mecanismo de falla por volcamiento presenta diferencias considerables con respecto a los dos revisados anteriormente. Mientras la falla plana y por cuña se basan en el deslizamiento de bloques a través de una superficie existente o inducida, la falla por volcamiento consiste en una rotación de columnas o bloques de roca desde una base fija. Sin embargo, su análisis puede ser realizado de forma similar a los casos anteriores, en base a un estudio cinemático con ciertas condiciones a cumplir [17].

Se reconocen principalmente dos tipos de falla por volcamiento [19]: por flexión y de bloques. La falla de volcamiento flexural involucra una sucesión de columnas continuas de roca separadas por discontinuidades de alta inclinación, las cuales generan una rotura por flexión al inclinarse hacia adelante. Por otro lado, el volcamiento de bloques involucra columnas de roca, generalmente de alta competencia, formadas por discontinuidades de elevada inclinación y un segundo set de estructuras ortogonales a las primeras, que definen la altura de las columnas, el colapso se genera debido al deslizamiento de las columnas de menor altura ubicadas en la parte delantera del talud, al ser empujadas por las columnas de mayor tamaño ubicadas detrás de estas. En la Figura 2.9 se ilustran los dos tipos de falla por volcamiento mencionados.



**Figura 2.9:** Modos de falla por volcamiento. (a) Por flexión. (b) De bloques. [19]

Se deben cumplir tres condiciones básicas para un potencial colapso por volcamiento, las cuales involucran la geometría de los bloques o columnas de roca, la alineación de estos y el deslizamiento entre los contactos de los bloques o columnas. Con respecto a la geometría, se debe cumplir que el ángulo de inclinación del plano base que soporta las columnas o bloques debe ser menor al ángulo de fricción interna del material. La alineación hace referencia a que las columnas o bloques deben tener una orientación aproximadamente paralela a la cara del talud, considerando un rango de  $\pm 20^\circ$ . Por último, el desplazamiento entre los bloques se enfoca en determinar si los esfuerzos normales permiten el deslizamiento entre bloques. Las tres condiciones se representan en red estereográfica como se muestra en la Figura 2.10.



**Figura 2.10:** Condiciones de deslizamiento para falla por volcamiento [18].

## 2.4 Análisis de esfuerzos mediante modelamiento numérico

Desde la segunda mitad del siglo XX, el constante avance tecnológico y desarrollo de computadoras ha permitido el auge de nuevas metodologías de análisis y resolución de problemas que complementan los métodos empíricos, dentro del área de la ingeniería una de las principales es el modelamiento numérico, que contribuye en el estudio y predicción de la naturaleza irregular de un medio natural como lo son los macizos rocosos.

Los métodos numéricos permiten representar una aproximación de la realidad de manera simplificada a través de una formulación matemática y una sucesión de operaciones numéricas de resolución de ecuaciones diferenciales, las cuales pueden ser resueltas de manera matricial, proceso útil en situaciones donde el resultado exacto de la ecuación no puede ser calculado analíticamente, lo que sucede en la mayoría de los casos prácticos reales, y se converge a una solución aproximada. Los métodos de modelamiento numérico usan esta base para simular el comportamiento del medio en estudio.

En minería, el modelamiento numérico apoya el diseño de taludes y excavaciones subterráneas mediante la predicción de carga, deformación y estabilidad a través de análisis de esfuerzos, en la medida de que se disponga de suficiente información geológica y geotécnica [20]. El análisis numérico suele estudiar la estabilidad en términos de deformación máxima y desplazamientos [21]. Permitiendo, de este modo, representar de manera más precisa las condiciones de borde de un problema complejo.

En la actualidad, los métodos de modelamiento usados en ingeniería pueden ser agrupados en dos categorías: continuos y discretos. En aquellos que son de tipo continuo el dominio de interés no puede ser separado, preservando continuidad entre puntos. Por otro lado, en aquellos de tipo discreto, el dominio es separado individualmente en elementos continuos que interactúan entre ellos. Modelos del tipo discreto suelen ser usado en estudios de movimientos de cuerpos rígidos, mientras que los modelos del tipo continuo se privilegian en el estudio de deformación de sistemas [22]. En la Tabla 2.1 se resumen los métodos continuos y discretos más utilizados en mecánica de rocas.

**Tabla 2.1:** Métodos de modelamiento comunes y sus siglas en inglés [23].

	Método de diferencias finitas	<b>FDM</b>
Métodos Continuos	Método de volúmenes finitos	<b>FVM</b>
	Método de elementos finitos	<b>FEM</b>
	Método de elementos de borde	<b>BEM</b>
Métodos Discretos	Método de elementos discretos	<b>DEM</b>
	Método de redes discretas de fracturas	<b>DFN</b>

### 2.4.1 Método de Elementos Finitos (FEM)

Debido a que la investigación se realiza mediante el método de elementos finitos, se presenta una descripción de este.

El método de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés) se basa en la división del sistema o dominio de estudio continuo en una cantidad finita de subdivisiones llamadas elementos, los cuales están conectados entre sí en puntos llamados nodos. En análisis bidimensional, los tipos de elementos utilizados corresponden a planos con formas simples como triángulos de tres o seis nodos o cuadriláteros con cuatro u ocho nodos. La subdivisión del dominio se denomina discretización, proceso que permite el estudio de geometrías complejas y materiales heterogéneos. El método cuenta con varios campos de aplicación dentro de la ingeniería, entre los que se encuentran problemas de elasticidad, flexión, simetría de revolución y conductividad, entre otros.

Con una subdivisión interconectada, los desplazamientos de los nodos se transforman en las incógnitas fundamentales de un problema [24]. Conocidas las coordenadas de cada nodo, se genera un conjunto de funciones que definen la deformación de cada elemento en función del desplazamiento de sus nodos de la forma presentada en la Ec. (12), conocida como ecuación de equilibrio [25].

$$K\Delta U = P - F \quad (12)$$

Donde  $K$  corresponde a una matriz de rigidez que se define con las propiedades del material de cada elemento,  $\Delta U$  es el vector de desplazamientos nodales que se busca

determinar,  $P$  es el vector de cargas aplicadas y  $F$  es el vector de fuerzas internas. Esta forma matricial es desarrollada de manera iterativa, donde en las primeras iteraciones se tiene un desbalance del segundo miembro  $P-F$  elevado, el cual se va reduciendo con el transcurso de las iteraciones, hasta alcanzar cierto umbral o tolerancia que determina la detención del proceso.

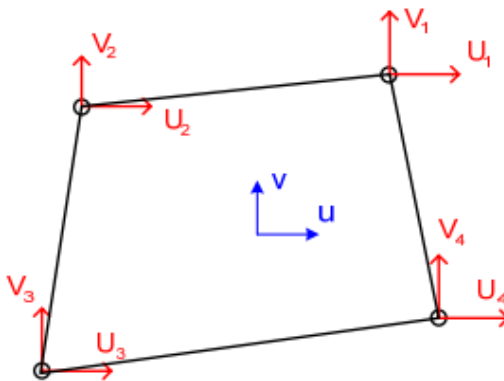
Con este procedimiento el desplazamiento de cualquier punto de la estructura inicial se define por los desplazamientos de los nodos del elemento al cual pertenece dicho punto. Es por ello que se definen funciones de interpolación o de forma [24], que permiten calcular un valor de cualquier desplazamiento interior del elemento a partir de los valores obtenidos en los nodos de dicho elemento. Considerando un estudio de elasticidad plana en dos dimensiones, un punto cualquiera de un elemento tiene un desplazamiento definido por un vector  $\mathbf{u}$ , cuyas componentes son [26]:

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Luego, los nodos del elemento al cual pertenece  $\mathbf{u}$  forman un vector denominado  $\boldsymbol{\delta}$ , que se define como:

$$\boldsymbol{\delta} = [U_1 \ V_1 \ U_2 \ V_2 \ \dots \ U_n \ V_n]^T \quad (14)$$

El sentido físico de los vectores de la Ec. (13) y Ec. (14) se ilustran en la Figura 2.11:



**Figura 2.11:** Deformaciones en un elemento finito [26].

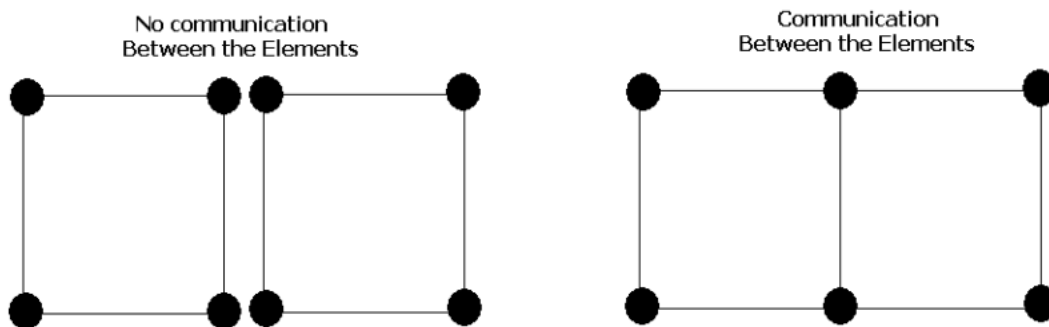
De este modo, el campo de deformaciones al interior de un elemento se aproxima mediante la hipótesis de interpolación con la Ec. (15) y su expresión matricial en la Ec. (16):

$$u = \sum N_i U_i \quad v = \sum N_i V_i \quad (15)$$

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}\delta \quad (16)$$

Donde N corresponde a las funciones de interpolación, las cuales usualmente corresponden a polinomios. Por lo general, interpolaciones lineales resulta aceptables, sin embargo, el grado del polinomio de interpolación depende del tipo de elemento utilizado. Elementos triangulares de 3 nodos o cuadriláteros de 4 nodos utilizan polinomios lineales, mientras que triángulos de 6 nodos y cuadriláteros de 8 nodos generan polinomios de interpolación cuadráticos. Cabe destacar que una función de interpolación está definida únicamente para un elemento, siendo nula en el exterior de dicho elemento [26].

El movimiento de un cuerpo se estima mediante la transferencia de fuerzas y momentos a través de elementos conectados por un nodo en común, definiendo resultados de esfuerzos y estado de deformación en los nodos. La capacidad de comunicación mediante nodos comunes caracteriza la respuesta del material y posible movimiento [27]. El concepto de comunicación entre elementos queda ilustrado en la Figura 2.12.



**Figura 2.12:** Comunicación de elementos mediante nodos comunes [22].



Existen numerosos *software* para modelar y estudiar estructuras mediante el método de elementos finitos, en el caso de mecánica de rocas y estructuras geotécnicas, *Rocscience* presenta una variada oferta de herramientas. Esta investigación se desarrolla principalmente mediante el programa *Rock and Soil<sup>2D</sup> (RS<sup>2</sup>)*.

#### **2.4.2 Rock and Soil<sup>2D</sup> (RS<sup>2</sup>)**

Siendo uno de los principales productos de *Rocscience*, tanto en sus versiones en dos dimensiones como tridimensional, *Rock and Soil* ofrece un estudio de esfuerzos en material elasto-plástico mediante elementos finitos. Su campo de aplicación abarca un amplio espectro de opciones, tanto en suelo como en roca [28].

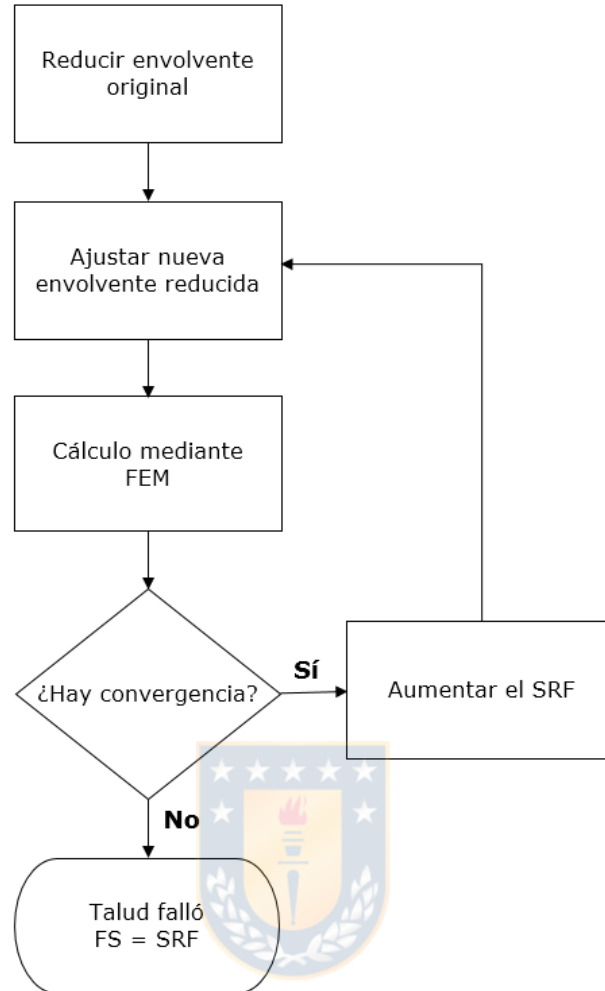
Entre sus aplicaciones en roca se encuentra el diseño y estabilidad de túneles excavaciones subterráneas de otra índole, además de diseño de soporte y reforzamiento. Por otro lado, para estudio en suelo se cuenta con la posibilidad de estudios de consolidación, estabilidad de taludes, botaderos, muros de contención, entre otros. En todos los casos, se incluye la capacidad de añadir el efecto del agua en el modelo.

Una de sus principales características es la aplicación de la técnica *Shear Strength Reduction (SSR)* en el estudio de estabilidad de taludes, tanto en suelo como en roca.

#### **2.4.3 Shear Strength Reduction Method (SSR)**

Esta técnica, como su nombre lo indica, se basa en un proceso iterativo en el que los parámetros de resistencia de roca se van reduciendo mediante un factor hasta que el modelo se vuelve inestable, el factor de reducción se conoce como *SRF (Shear Reduction Factor)*, este proceso puede ser resumido en tres pasos iterativos, los cuales se resumen en el esquema de la Figura 2.13:

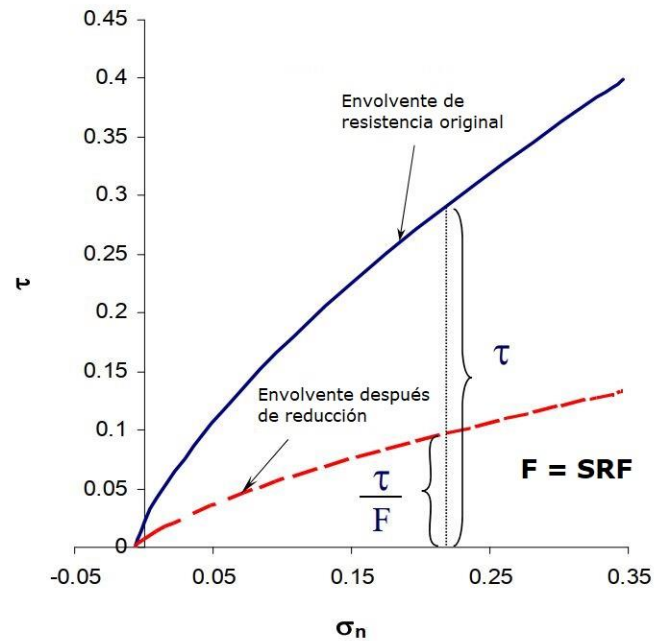
- Se reduce la resistencia inicial de la roca por un factor equivalente al *SRF*.
- Para la nueva curva obtenida, se determinan los parámetros de roca que se ajustan a esta reducción, generando un nuevo modelo de resistencia al corte.
- El nuevo modelo creado es sometido a análisis convencional de elementos finitos.



**Figura 2.13:** Shear Strength Reduction Method.

El proceso se detiene cuando las soluciones matemáticas no convergen, es decir, cuando los desplazamientos en los nodos se vuelven muy altos con respecto al paso anterior y no existe una distribución de esfuerzos que se ajuste al criterio de resistencia o cuando se supera el máximo de iteraciones permitidas definidas por el usuario antes de llegar a una solución convergente, según la tolerancia definida. Al llegar a este punto el proceso se detiene, lo que se considera como el colapso del talud. En este punto se define el factor de reducción crítico al cual el modelo falla, cuya interpretación es similar al factor de seguridad [29], pudiendo hacer uso de ambos términos para referirse al mismo resultado.

En la Figura 2.14 se muestra la interpretación geométrica de la reducción de resistencia en el criterio generalizado de Hoek & Brown.



**Figura 2.14:** Interpretación de *Strength Reduction Factor (SRF)* [30].

La utilización de esta técnica presenta distintas ventajas frente al análisis por equilibrio límite, entre las que se encuentran principalmente la visualización del proceso de falla en forma progresiva a través de etapas y la posibilidad de detectar el mecanismo de falla a través de esta evolución, sin asumirlo de forma previa.

Sin embargo, una de sus principales desventajas es la definición de no convergencia bajo la cual se detiene el cómputo, la cual muchas veces se establece bajo criterio matemático y no sobre inestabilidad física, además de los tiempos de cómputo y la limitación que estos imponen a eventuales análisis de sensibilidad.

## Capítulo 3. Metodología experimental

El desarrollo investigativo se divide en dos etapas. La primera consiste en el análisis y tratamiento de la información recopilada previo al desarrollo de la presente investigación y la obtención de los datos de entrada necesarios para el modelamiento numérico, los cuales incluyen una caracterización del comportamiento mecánico del material y sus estructuras geológicas. Esta etapa contempla una salida a terreno, para la toma de mediciones in-situ de parámetros de caracterización geotécnica faltantes, además de muestras para ensayos de laboratorio pertinentes. Los resultados de la primera etapa se presentan en este capítulo, junto con la identificación y caracterización de los casos de estudio.

La segunda etapa contempla la construcción de los modelos numéricos a partir de los parámetros obtenidos en la primera etapa para los dos casos estudiados. Los resultados obtenidos para la segunda etapa, junto con el respectivo análisis de estos se encuentran en el Capítulo 4.



### 3.1 Definición de zona de estudio

El estudio se realiza en torno a dos taludes de roca ubicados en la localidad rural de El Patagual, en la comuna de Coronel, Provincia de Concepción, Región del Biobío, Chile (Figura 3.1).

Los casos de estudio se encuentran emplazados en ambos costados de la ruta O-852, la cual conecta la ruta CH-156 ("ruta de la madera") con el acceso oriente a Coronel. La vía principal de la carretera consta de una calzada bidireccional de dos pistas, sin embargo, en zonas de cuesta con pendiente pronunciada se incluye una pista auxiliar de tránsito lento, lo cual ocurre en el sitio donde se encuentran ambos taludes a estudiar.

En cuanto a la geología del sector, los taludes se emplazan en la cordillera de Nahuelbuta, donde predomina la presencia de roca metamórfica. Los tipos de roca observados incluyen metaarenisca, pizarra y filita principalmente, característicos de la unidad geológica Patagual-El Venado [31-33].



Figura 3.1: Localización área de estudio.



### 3.2 Identificación y modelamiento de casos de estudio

Ambos taludes a modelar se encuentran uno frente al otro, siendo parte de un sector con aparentes condiciones similares en cuanto a características geológicas. Sin embargo, existe una diferencia de estabilidad considerable, donde el talud de mayor altitud, en adelante Talud A, no muestra signos de desprendimientos ni falla posterior a su construcción, mientras el segundo caso de estudio, en adelante Talud B, presenta una falla por cuña de tamaño considerable, con una profundidad máxima aproximada de 2,5 metros y 10 metros de longitud en promedio. Ambos casos de estudio se muestran en la Figura 3.2.

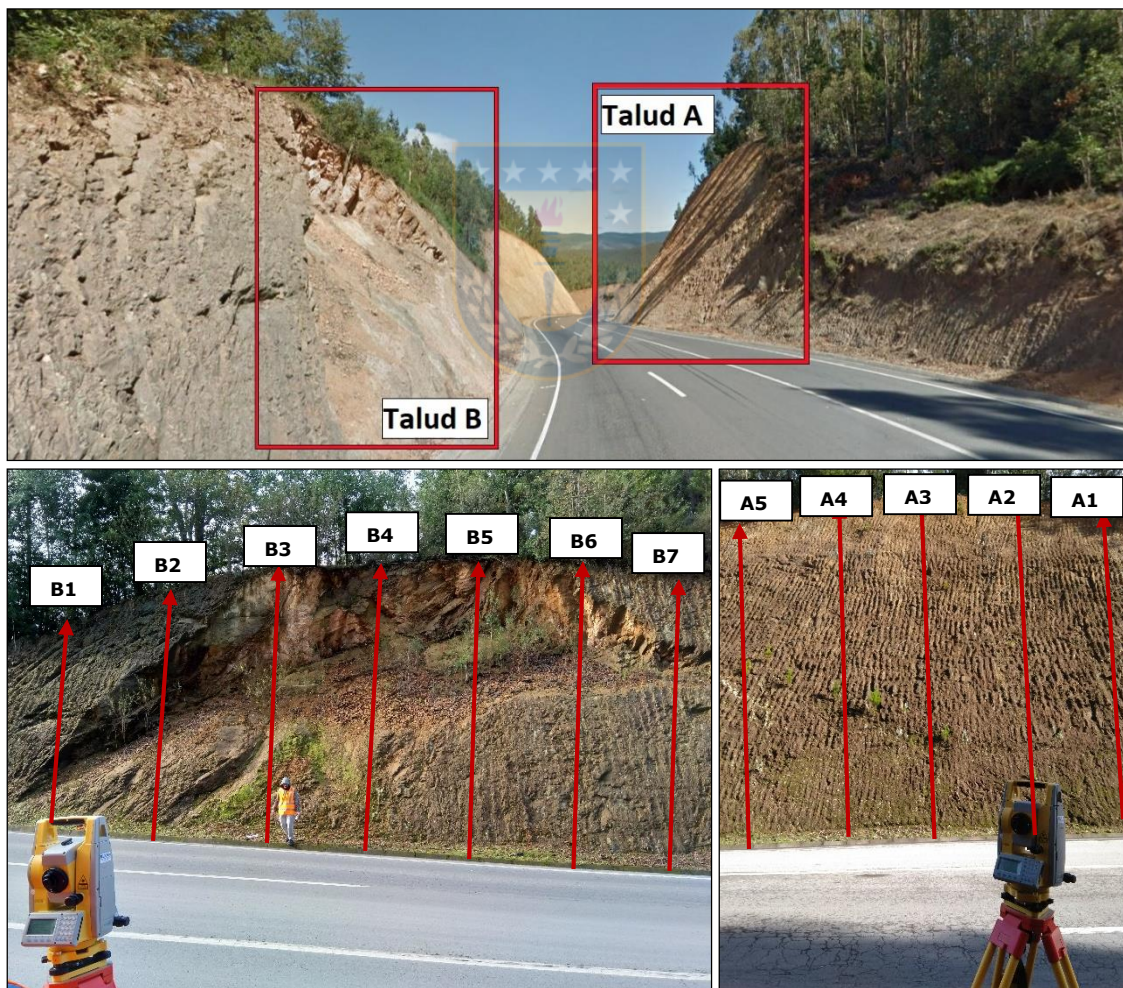


**Figura 3.2:** Casos de estudio. (a) Talud A estable. (b) Talud B inestable.



El estudio se realiza a través de un modelo bidimensional, lo que permite una simplificación del modelo a construir. Por lo tanto, el modelo representa los casos de estudio a través de perfiles con medidas de altura y anchura, mientras que la dimensión de longitud del talud se expresa a través de la sucesión de los diferentes perfiles mencionados, que permitan cubrir el área a estudio. La cantidad de perfiles es diferente para cada talud debido a la diferencia de longitud entre ambos casos.

De esta forma, se realizan mediciones en terreno para ambos taludes mediante el uso de instrumentación topográfica, enumerando los perfiles en dirección Norte-Sur, como se muestra en la Figura 3.3. Obtenidos los parámetros principales de altura e inclinación de la pared se estima el ancho de la cara mediante trigonometría.



**Figura 3.3:** Medición de taludes en terreno.

Cabe destacar que, debido a la inaccesibilidad a la parte superior de ambos taludes, la zona posterior a la cresta de estos se debe asumir, de acuerdo a lo observado en terreno, se estima una superficie en pendiente suave, siendo esta aproximada a  $10^\circ$  de inclinación para ambos casos de estudio. Los resultados obtenidos en las mediciones directas se muestran en la Tabla 3.1.

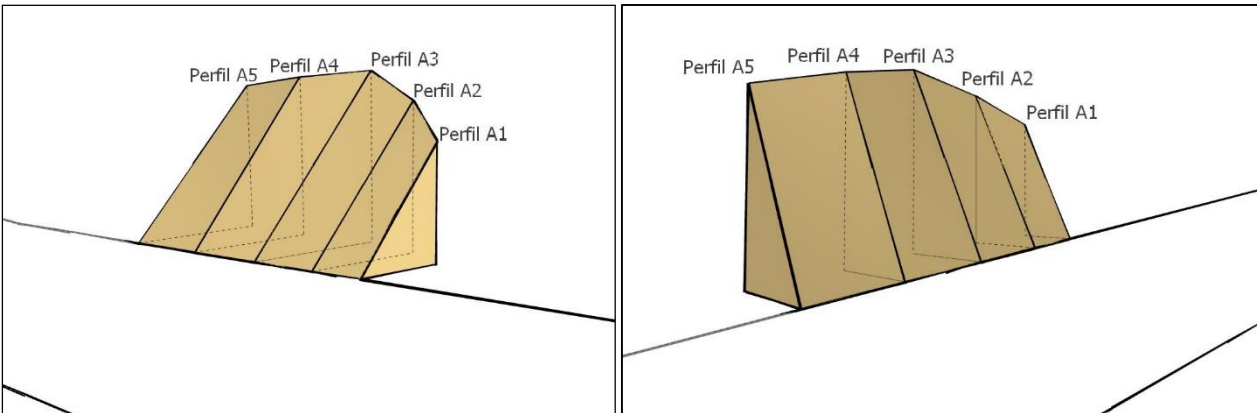
**Tabla 3.1:** Medidas principales tomadas en terreno.

	<b>ID. Perfil</b>	<b>Altura [m]</b>	<b>Inclinación [°]</b>	<b>Ancho [m]</b>
<b>Talud A</b>	Perfil A1	15,6	56,2	10,4
	Perfil A2	20,2	54,5	14,4
	Perfil A3	24,1	54,3	17,3
	Perfil A4	23,7	55,2	16,5
	Perfil A5	22,6	51,5	18
<b>Talud B</b>	Perfil B1	6,3	59,4	3,7
	Perfil B2	8,3	56,7	5,5
	Perfil B3	8,7	56,6	5,7
	Perfil B4	9,7	48,8	8,5
	Perfil B5	9,6	50,9	7,8
	Perfil B6	8,7	55,8	5,9
	Perfil B7	7,9	57,8	5

Definidas las medidas principales de los perfiles, se crean modelos de ambos casos de estudio, para lo cual se incluye el trazado de la vía pavimentada a los pies del talud, además de las bermas de seguridad a ambos costados. De acuerdo a las especificaciones del Manual de Carreteras [34], el ancho total de la vía pavimentada consta de tres pistas de 3,5 metros de ancho y dos bermas de seguridad de 1 metro de ancho cada una, dando un resultado de 12,5 metros de ancho en los pies de cada perfil.

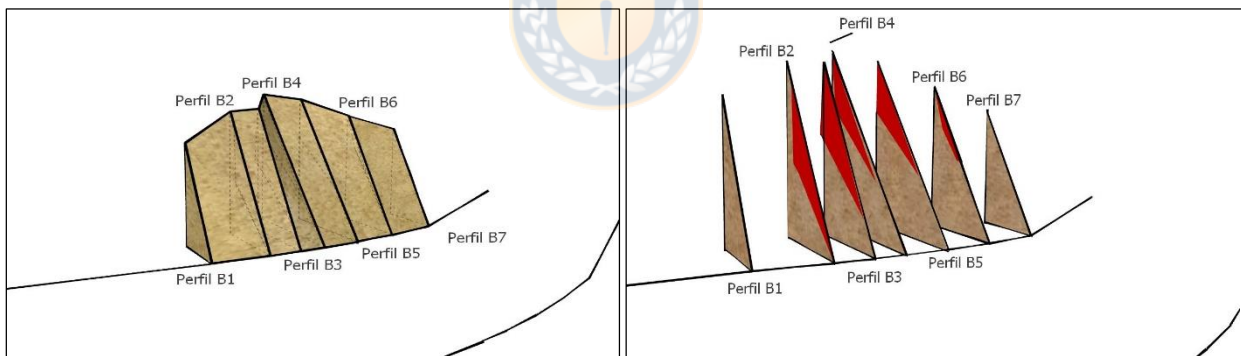
En la Figura 3.4 se observa una vista isométrica de los resultados de la tabla anterior para el Caso A.





**Figura 3.4:** Vistas isométricas de perfiles Caso A.

Por otro lado, en la Figura 3.5 se muestra el Caso B, cabe destacar que este caso de estudio la superficie de la cara se reconstruye en base al punto de máxima altura disponible. En el caso de los perfiles B4 y B5 se observa una disminución del ángulo de cara con respecto a los otros perfiles, esto se debe al efecto que tiene el colapso del material, las zonas marcadas en rojo representan material que es reconstruido.



**Figura 3.5:** Vistas isométricas de perfiles Caso B.

### 3.3 Propiedades de matriz rocosa

Precisada la geometría de los modelos, se establecen las características del material rocoso que compone cada talud. Para efectos de esta investigación, se caracteriza un tipo de material para la matriz rocosa de cada caso de estudio, sin embargo, gran parte de las propiedades mecánicas y elásticas permanecen similares para ambos casos, existiendo diferencias mínimas en parámetros observados

visualmente en terreno, siendo estas informadas en su sección correspondiente. La similitud del resto de parámetros se justifica bajo el supuesto de condiciones geológicas similares en el área circundante a la zona en estudio, según la bibliografía revisada.

Es importante señalar que el método *SSR* sólo admite el estudio de materiales isotrópicos de comportamiento elástico o plástico. Esto reduce las posibilidades en cuanto a criterio de falla a considerar en las propiedades de materiales a dos opciones: criterio de Mohr-Coulomb o criterio generalizado de Hoek & Brown.

### 3.3.1 Densidad de roca

Se obtiene la densidad de roca a partir de muestras tomadas terreno, realizando un procedimiento tanto para la obtención de la densidad de granos minerales o densidad "real", como también para la densidad de roca seca o densidad "aparente", la cual incluye el volumen de espacios vacíos relacionados con la porosidad de la roca ( $n$ ), que puede ser estimada mediante la Ec. (17), donde  $\rho_r$  corresponde a la densidad real, mientras  $\rho_a$  es la densidad aparente [35].

$$n = \frac{\rho_r - \rho_a}{\rho_r} * 100 \% \quad (17)$$

Para la obtención de densidad real se utiliza el método del picnómetro convencional, determinado en la norma ASTM D854-02 [36], con material fino de granulometría inferior a malla #8, mientras que el cálculo de densidad aparente se realiza directamente con una muestra obtenida en terreno bajo el método de flotabilidad basado en el principio de Arquímedes, apto para la medición de volúmenes de roca de geometría irregular, sugerido por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (*ISRM*, por sus siglas en inglés) [37]. Los resultados para ambos parámetros se presentan en la Tabla 3.2. Todas las mediciones fueron realizadas a una temperatura ambiente de 20°C, con agua destilada de 0,998 g/cm<sup>3</sup> de densidad.

Para el caso de densidad real, el procedimiento implica una calibración previa, con el fin de obtener el volumen del picnómetro. Para esto, se mide la masa del instrumento vacío y del instrumento lleno de agua, respetando condiciones de sensibilidad de lectura de 0,01 g y desviación estándar del promedio de mediciones menor o igual a 0,02 g para considerarlas válidas, obteniendo el volumen del picnómetro mediante la densidad del agua. El picnómetro vacío tiene una masa de 32,14 g mientras que el picnómetro saturado en agua tiene una masa de 83,81 g. De este modo, el picnómetro utilizado tiene un volumen de 51,77 cm<sup>3</sup>.

La medición del valor C (ver Tabla 3.2) se realiza haciendo uso de desecador conectado a bomba de vacío durante una hora, con agitación de pulpa cada 15 minutos, con el fin de eliminar posibles burbujas de aire presentes en la mezcla.

**Tabla 3.2:** Parámetros y resultados de densidad de roca.

	<b>Medición</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad de medida</b>
<b>Densidad real</b>	Volumen picnómetro	51,77	[cm <sup>3</sup> ]
	Masa picnómetro vacío (A)	32,14	[g]
	Masa picnómetro + sólido (B)	42,15	[g]
	Masa picnómetro + sólido + agua (C)	90,03	[g]
	Masa de agua (C-B)	47,88	[g]
	Volumen agua	47,98	[cm <sup>3</sup> ]
	Volumen sólido	3,79	[cm <sup>3</sup> ]
	<b>Densidad real</b>	<b>2,64</b>	<b>[g/cm<sup>3</sup>]</b>
<b>Densidad aparente</b>	Masa muestra de roca	35	[g]
	Volumen de agua inicial	225	[cm <sup>3</sup> ]
	Volumen de agua final	240	[cm <sup>3</sup> ]
	Volumen desplazado	15	[cm <sup>3</sup> ]
	<b>Densidad aparente</b>	<b>2,33</b>	<b>[g/cm<sup>3</sup>]</b>
	<b>Porosidad</b>	<b>11,74</b>	<b>[%]</b>

Mediante estos resultados se establecen las condiciones de carga inicial del campo de esfuerzos para cada perfil de los escenarios a simular. Para esto, se requiere del peso unitario del material rocoso a modelar y su porosidad. Debido a que el software permite

ingresar este último parámetro de forma independiente, el eventual uso de la densidad aparente para la estimación de peso unitario supondría una redundancia en la consideración de la porosidad. Por esto, el peso unitario se estima a través de la densidad de granos minerales, obteniendo como resultado  $0,0259 \text{ MN/m}^3$  para ambos casos de estudio.

### 3.3.2 Resistencia a la compresión uniaxial

Se estima la resistencia de la roca a la compresión mediante el uso de ensayos de compresión uniaxial para su medición directa y ensayos de carga puntual para su medición indirecta. Cabe destacar que los ensayos de compresión se hacen sobre muestras con geometría aproximadamente cúbica, debido a la baja competencia del tipo de roca y su impacto negativo en la obtención de testigos cilíndricos. De esta forma, se usa una metodología similar al ensayo sobre muestras de hormigón utilizado en ingeniería civil [38]. Las muestras utilizadas se observan en la Figura 3.6.



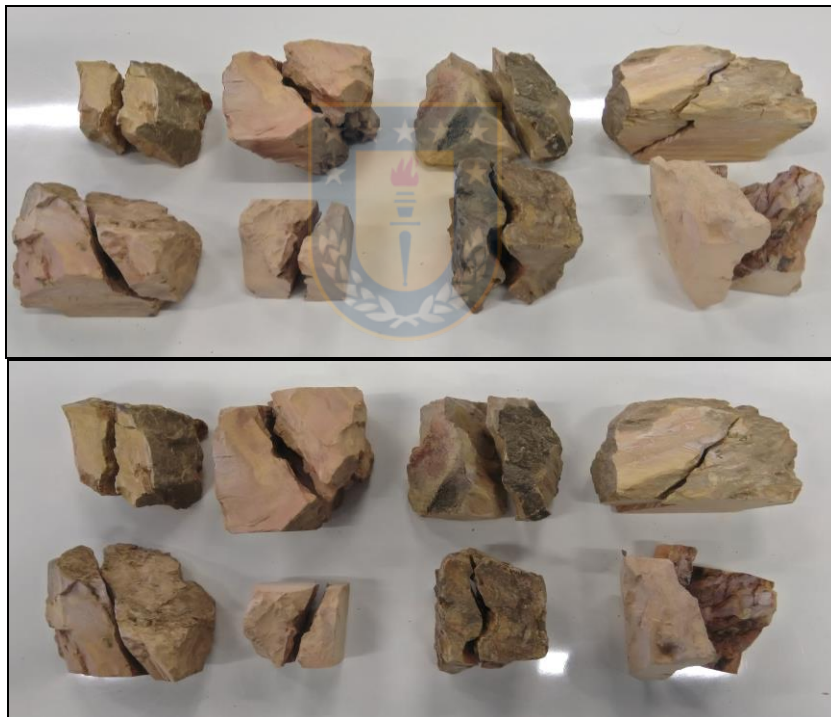
**Figura 3.6:** Muestras para ensayo de compresión uniaxial.

Debido a que en la estimación de resistencia sólo es de interés el área donde se aplica la carga, se ignora la altura de cada muestra. De los 7 ensayos realizados solo 5 se consideran válidos, debido a la falla anticipada de las muestras ante la carga aplicada en los dos casos descartados, impidiendo reconocer un valor de fuerza de ruptura. Los ensayos realizados utilizan una carga inicial de 1 kN y en condiciones de roca seca. Los resultados de los ensayos válidos pueden ser revisados en la Tabla 3.3, donde los ensayos 1 y 3 fueron omitidos al no registrar una fuerza y modo de ruptura consistentes.

**Tabla 3.3:** Resultados de ensayos de compresión uniaxial obtenidos.

#	Área sección [mm <sup>2</sup> ]	Fuerza de ruptura [kN]	Resistencia a compresión [MPa]
2	1008	7,9	7,84
4	1596	35,8	22,43
5	1435	15,5	10,8
6	1155	8,6	7,45
7	1596	15,3	9,59

Paralelamente, se llevan a cabo ensayos de carga puntual sobre muestras de geometría irregular. De los 25 ensayos realizados, se obtienen 8 ensayos con resultados válidos, considerando los modos de falla obtenidos presentados en la Figura 3.7.

**Figura 3.7:** Ensayos válidos resultantes del ensayo de carga puntual.

Los datos y resultados obtenidos en estos ensayos se muestran en la Tabla 3.4, donde DP corresponde a la distancia entre puntos, mientras que AS y AI el ancho superior e inferior respectivamente. Todos los ensayos fueron realizados en condiciones de roca seca.

**Tabla 3.4:** Resultados ensayos de carga puntual válidos.

#	DP [mm]	AS [mm]	AI [mm]	Fuerza de ruptura [kN]	I <sub>s</sub> 50 [MPa]	UCS [MPa]
1	40	80	58	2,35	0,72	17,3
2	26	43	49	1,32	0,78	18,6
3	40	57	54	1,35	0,49	11,8
4	31	52	58	1,42	0,63	15,2
5	49	20	46	1,38	0,64	15,4
6	37	41	45	1,32	0,62	14,9
7	32	31	31	1,54	1	25,1
8	45	28	38	1,35	0,7	16,1

Los resultados de ambas metodologías aplicadas se muestran resumidos en la Tabla 3.5.

**Tabla 3.5:** Resumen resultados de resistencia a compresión uniaxial.

	Ensayos Compresión uniaxial [MPa]	Ensayos carga puntual [MPa]
<b>Promedio</b>	11,6	16,3
<b>Desv. Estándar</b>	6,2	3,9
<b>Mínimo</b>	7,4	11,9
<b>Máximo</b>	22,4	25,1

A partir de estos resultados, se concluye que no existe certeza sobre el valor real, debido a las limitaciones que presentan las muestras y los ensayos llevados a cabo. Por lo tanto, el valor a utilizar como resistencia a la compresión uniaxial al promedio de todas las mediciones válidas realizadas entre ambos métodos, equivalente a 15 MPa. Esta estimación aplica para la roca de ambos casos de estudio.

### 3.3.3 Criterio de resistencia

Para ambos casos de estudio a modelar se hace uso del criterio generalizado de Hoek & Brown, debido a que contempla el tipo de roca y las características geológicas en mayor medida que el criterio de Mohr-Coulomb. De esta forma, se definen los parámetros necesarios para ambos taludes, donde el valor a utilizar para la resistencia a la compresión uniaxial de ambos casos de estudio corresponde al estimado en la sección 3.4.2.



Se requiere definir el *Geological Strength Index* (GSI), parámetro  $m_i$  dependiente del tipo de roca y el factor de perturbación (D). A partir de esto, se establecen los factores  $s$ ,  $a$  y  $m_b$ , que definen la envolvente de falla según la Ec. (5) revisada en la bibliografía.

El factor GSI se obtiene a través de observación visual en terreno de las condiciones geológicas de cada talud [39]. En cuanto al caso estable (Talud A) se establece un rango de GSI entre 45 y 65, como se muestra en la Figura 3.8, esto se complementa con los datos disponibles de estudios anteriores<sup>1</sup>, que arrojan un GSI promedio de 50, siendo este el valor a utilizar.

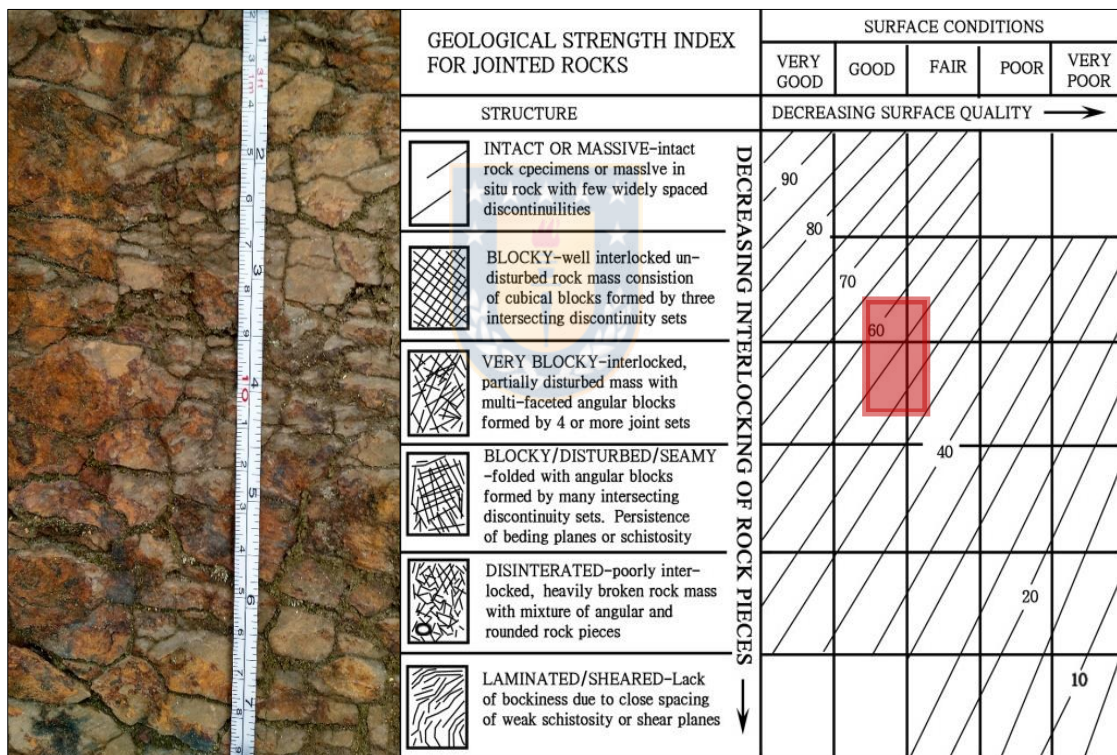
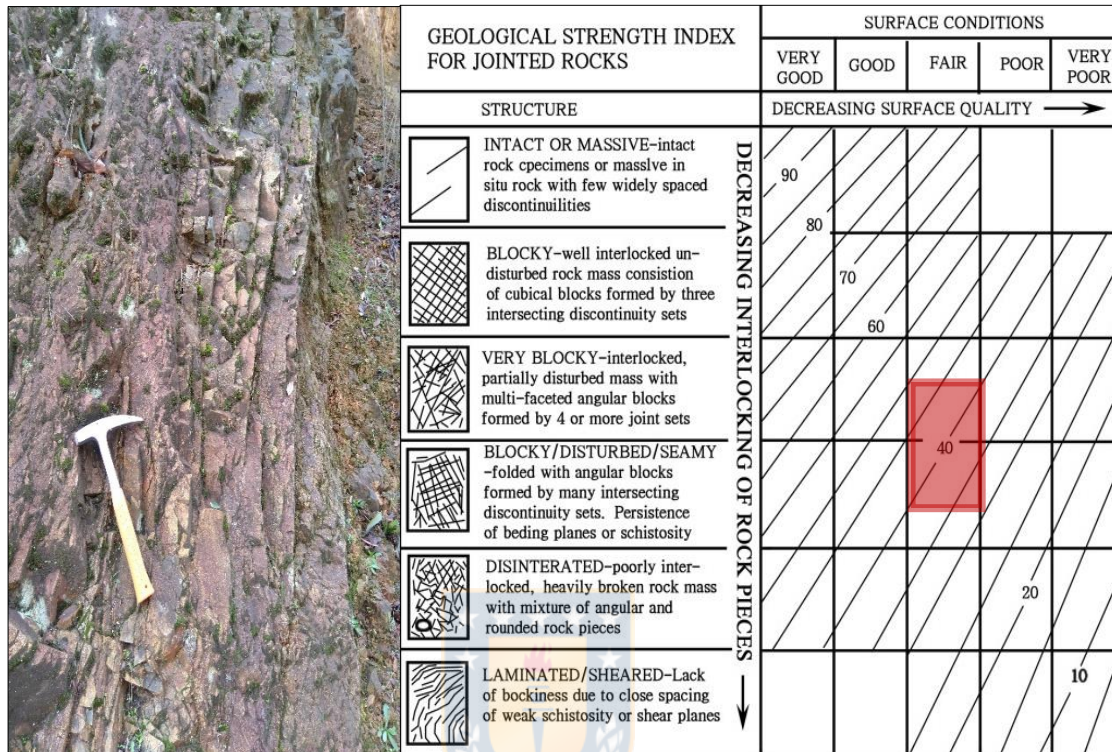


Figura 3.8: Geological Strength Index para Talud A [39].

Para el caso inestable (Talud B), se observa una disminución en la calidad de las condiciones superficiales, además de un patrón de estructuras de mayor complejidad,

<sup>1</sup> Revisar Anexo A.

estableciendo un rango entre los valores 30 y 50 (Figura 3.9). El valor a utilizar en cálculos corresponde a la marca de clase del intervalo definido.



**Figura 3.9:** Geological Strength Index para Talud B [39].

En cuanto a los parámetros de tipo de roca y factor de perturbación, se escogen valores únicos para ambos casos de estudio. El factor  $D$  a emplear corresponde al utilizado en taludes de excavación mecánica, equivalente a 0,7. Por otro lado, el factor  $m_i$  de tipo de roca se define en 19, obtenido de datos tabulados ingresados en la base de datos del *software*, siendo el valor escogido propio de la meta-arenisca, cuya presencia era predominante en la litología del sector estudiado.

A partir de esto, se obtienen los factores que determinan la envolvente de falla en base al criterio de Hoek & Brown, los resultados se muestran en la Tabla 3.6.

**Tabla 3.6:** Parámetros criterio de falla de Hoek & Brown para cada caso.

Factor	Talud A	Talud B
s	$7,13 \times 10^{-4}$	$1,67 \times 10^{-4}$
a	0,506	0,511
$m_b$	1,218	0,703



### 3.3.4 Módulos elásticos

El método *SSR* limita el estudio a un material isotrópico, por lo que se requiere estimar un coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y módulo de deformación o módulo de Young ( $E$ ). Con respecto a este último, se debe hacer una distinción entre el módulo de roca intacta ( $E_i$ ) y el de macizo rocoso ( $E_m$ ).

El coeficiente de Poisson se determina mediante el método de medición de velocidades ultrasónicas [40]. Los datos se obtienen a partir de dos mediciones: la velocidad de onda longitudinal ( $V_S$ ) calculada a partir de medición indirecta in-situ en la cara del talud, mientras que la velocidad de onda transversal ( $V_P$ ) se calcula a través de las muestras seleccionadas para ensayo de resistencia a compresión uniaxial y carga puntual, previo a la realización de estos ensayos, debido a que el método de velocidades ultrasónicas empleado es un método no destructivo. El coeficiente de Poisson mediante la Ec. (18) [40]:

$$\nu = \frac{(V_P^2 - 2V_S^2)}{2(V_P^2 - V_S^2)} \quad (18)$$

De este modo, se realizan seis mediciones para el Talud A y cinco para el Talud B, los resultados se muestran en la Tabla 3.7.

**Tabla 3.7:** Estimación coeficiente de Poisson mediante velocidades ultrasónicas.

	# Ensayo	Vs [m/s]	Vp [m/s]	$\nu$
<b>Talud A</b>	1	2597	6421	0,40
	2	2128	7273	0,45
	3	2000	7083	0,46
	4	3182	7455	0,39
	5	1833	5813	0,44
	6	2518	7917	0,44
<b>Talud B</b>	1	2500	4909	0,32
	2	2640	4519	0,24
	3	3056	5254	0,24
	4	2160	3564	0,21
	5	1739	3000	0,25

De acuerdo a estos resultados, para el Caso A se obtiene un valor promedio de 0,43, mientras que en el Caso B el promedio es 0,25, siendo estos los valores a utilizar en los modelos numéricos.

Con respecto al módulo de deformación para roca intacta, se evalúan distintas metodologías de obtención, con el fin de contrastar resultados. En primer lugar, estima mediante la metodología utilizada en el coeficiente de Poisson, donde el módulo de Young queda determinado por la Ec. (19):

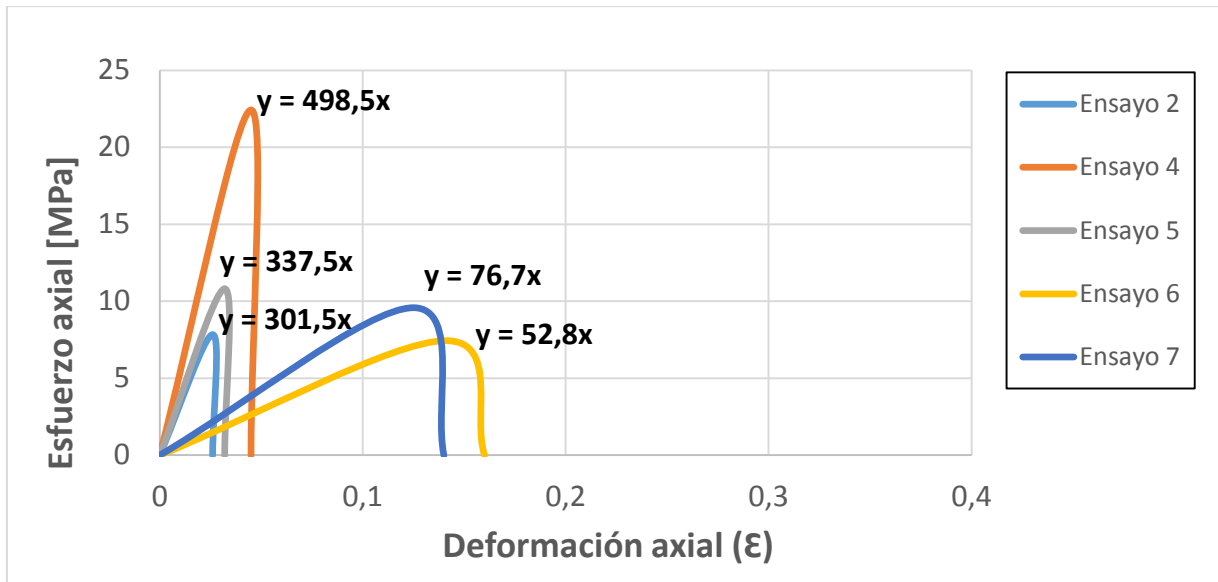
$$E_i = \frac{\rho V_S^2 (3V_P^2 - 4V_S^2)}{(V_P^2 - V_S^2)} \quad (19)$$

Donde  $\rho$  corresponde a la densidad en  $\text{kg/m}^3$ ,  $V_S$  a la velocidad de onda longitudinal y  $V_P$  a la longitud de onda transversal. Así, según los datos de la Tabla 3.7, para el Caso A el módulo de deformación se estima en un valor promedio de 43,9 GPa, mientras que en el Caso B el promedio es 40 GPa.

Otra metodología aplicada consiste en analizar los resultados de los ensayos de compresión uniaxial, en los cuales se realiza una lectura de la deformación alcanzada en el eje de aplicación de carga al momento de la ruptura del material, mediante lo cual se construyen curvas esfuerzo-deformación. Cabe mencionar que la construcción de cada curva se realiza sólo mediante un dato, que representa la resistencia pico, por lo que se asume un comportamiento de falla elástico donde el comportamiento residual es nulo. Las curvas obtenidas para los ensayos válidos se muestran en la Figura 3.10, donde se muestra la pendiente de cada una, las cuales fueron construidas mediante los datos de la Tabla 3.8.

**Tabla 3.8:** Deformación unitaria en ensayos de resistencia a compresión.

#	Altura inicial [mm]	Altura final [mm]	Resistencia [Mpa]	Def. unitaria
2	38	37	7,8	0,026
4	33	31,5	22,4	0,045
5	37	35,8	10,8	0,032
6	39	33,5	7,5	0,141
7	36	31,5	9,6	0,125

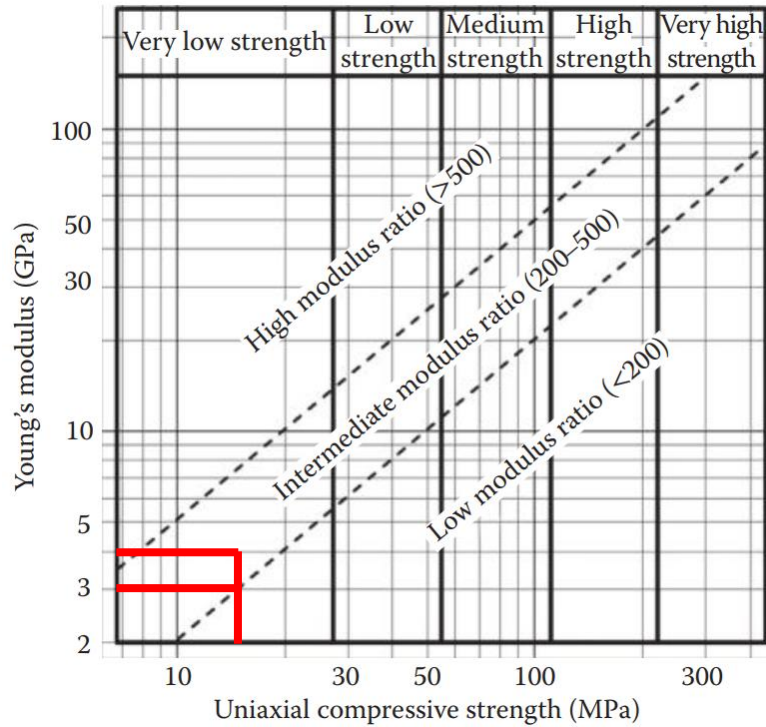


**Figura 3.10:** Curvas esfuerzo-deformación obtenidas en laboratorio.

Se observa un máximo cercano a 500 MPa, mientras que el promedio de pendientes disminuye a 250 MPa aproximadamente. Estos resultados se diferencian notoriamente de los obtenidos mediante el método de velocidades ultrasónicas, generando inconsistencia en los resultados. Sin embargo, se debe tener en cuenta que ambos métodos no fueron utilizados en condiciones idóneas en cuanto a cantidad y calidad de muestras.

Por último, se aplica la estimación mediante relaciones empíricas semi cualitativas a través de bibliografía. Para esto, se define la razón de módulos (*MR*, por sus siglas en inglés), correspondiente al cociente entre el módulo de macizo y el intacto. Este factor se relaciona con la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo de Young para roca intacta.

Mediante el trabajo de Hoek & Diederichs [41] se definen valores de *MR* según tipo de roca, donde la meta-arenisca alcanza un rango de  $250 \pm 50$ , lo que da un módulo de deformación de roca intacta que varía entre 3000 y 4000 MPa aproximadamente. En la Figura 3.11 se muestra la relación de estos parámetros y el rango asociado al tipo de roca de la presente investigación.



**Figura 3.11:** Clasificación de macizos según UCS y módulo de Young [42].

Además, utilizando una relación empírica, se tiene que el módulo de Young para roca intacta se determina mediante el producto de la razón de módulos y la resistencia a la compresión uniaxial [43]. De esta forma, la bibliografía revisada estima un módulo de 3750 MPa, lo cual representa un aumento con respecto a lo obtenido en las curvas de esfuerzo-deformación. Se decide utilizar este valor en ambos casos de estudio, debido a la poca confiabilidad de los datos obtenidos en laboratorio.

Por último, la obtención del módulo de macizo rocoso se calcula comparando tres diferentes metodologías incorporadas en el *software*, correspondientes al método generalizado de Hoek & Diederichs [41], método simplificado de Hoek & Diederichs [41] y el método de Hoek, Carranza-Torres & Corkum [12], los cuales se definen mediante la Ec. (20), (21) y (22) respectivamente.

$$E_m [MPa] = E_i \left[ 0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 - \exp\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11}\right)} \right] \quad (20)$$

$$E_m [MPa] = 100000 \left( \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + \exp\left(\frac{75 + 25D - GSI}{11}\right)} \right) \quad (21)$$

$$E_m [GPa] = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{UCS}{100}} 10^{\frac{(GSI-10)}{40}} \quad (22)$$

Donde, para todas las ecuaciones, los factores D y GSI corresponden a los parámetros del criterio de Hoek & Brown, mientras que el UCS (*Uniaxial Compressive Strength*) es la resistencia a la compresión uniaxial, en MPa. A partir de estas relaciones, se calcula el módulo para cada metodología, los resultados se muestran en la Tabla 3.9. Todos los resultados se presentan en MPa.

**Tabla 3.9:** Estimación módulo de deformación de macizo rocoso.

<b>Método</b>		<b>Talud A</b>	<b>Talud B</b>
Hoek & Diederichs generalizado	Ec. (20)	402,3	218,4
Hoek & Diederichs simplificado	Ec. (21)	1336	545
Hoek, Carranza-Torres & Corkum	Ec. (22)	2517	1416

De los resultados, se observa una similitud entre el método generalizado y las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en laboratorio, lo cual puede ser explicado por la calidad de las muestras, las cuales no corresponden a roca intacta en estricto rigor, debido a la presencia de estructuras y meteorización que contienen. Con respecto a los dos métodos restantes, se ve una mayor cercanía al módulo de roca intacta, lo cual no parece coherente con un macizo rocoso de calidad regular caracterizado anteriormente.

Por lo antes mencionado, se decide hacer uso del resultado obtenido en el criterio generalizado de Hoek & Diederichs cuyos resultados ofrecen un escenario conservativo, por lo que el módulo de macizo rocoso para el Talud A es 402,3 MPa, mientras que para

el Talud B se define en 218,4 MPa. Estos valores se utilizan también para los módulos residuales, simulando un material con comportamiento plástico perfecto.

### 3.4 Propiedades de discontinuidades

La caracterización de las discontinuidades existentes en los casos de estudio se realiza en torno a tres aspectos: propiedades mecánicas que involucran el criterio de falla, características geométricas, que involucra la cantidad de familias de discontinuidades y su orientación, espaciamiento, longitud y persistencia, y la rigidez tanto normal como al corte. La técnica SSR establece el uso del criterio de falla de Mohr-Coulomb para discontinuidades, por lo que se requiere definir los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna de las estructuras.

#### 3.4.1 Criterio de resistencia

Para la estimación de los parámetros necesarios se utiliza el ensayo de corte directo, se realizan tres pruebas con material fino de granulometría inferior a malla #8, las cuales se diferencian en el peso vertical aplicado, siendo estos 10, 20 y 30 kg respectivamente. El equipo utilizado (Figura 3.12) se caracteriza por el uso de una caja de corte de sección cuadrada de 10 cm de lado y una altura de 4 cm.



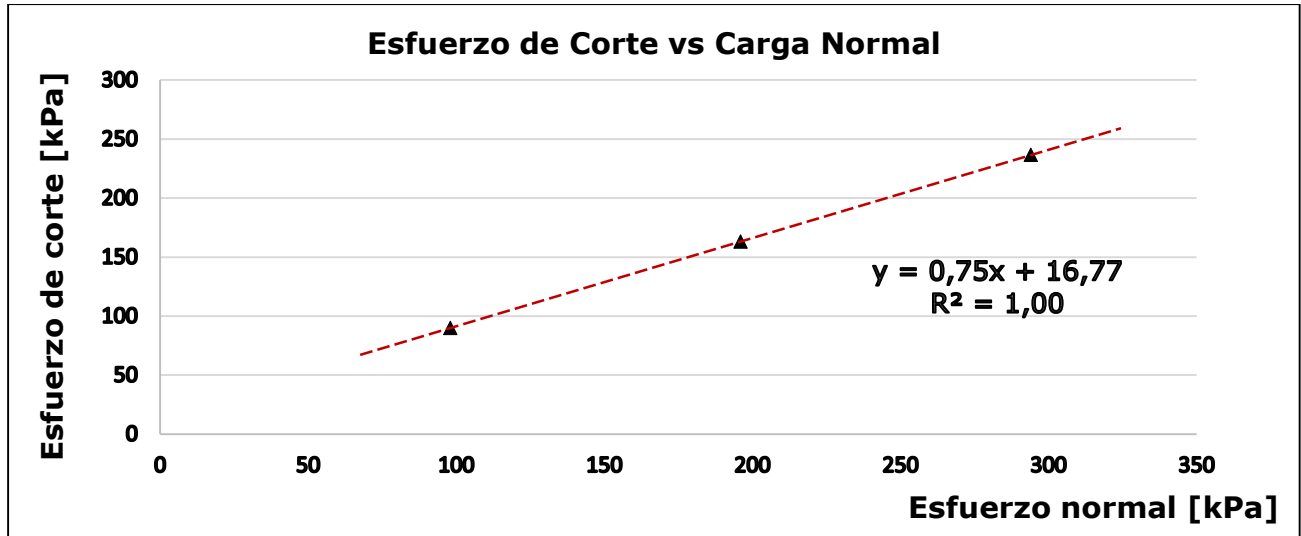
**Figura 3.12:** Equipo de corte MATEST SHEARLAB S276 utilizado.

En cuanto a las especificaciones para los ensayos, el desplazamiento máximo se define en 10 mm, correspondiente al máximo establecido por el fabricante del equipo. Por otro lado, la velocidad de desplazamiento, determinada en función del tiempo de permanencia, se establece en 0,167 mm/min para los tres ensayos llevados a cabo, este valor se estima a partir de un tiempo de permanencia de 60 minutos, según lo recomendado por la norma del ensayo [44] para la clasificación del suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (*USCS*, por sus siglas en inglés) [45]. El esfuerzo de corte máximo alcanzado en cada ensayo se muestra en la Tabla 3.10, donde el esfuerzo normal se obtiene a través del peso vertical aplicado.

**Tabla 3.10:** Resultados ensayo de corte directo.

<b>Esfuerzo Normal</b>	<b>Esfuerzo cortante máximo</b>
<b>[kPa]</b>	<b>[kPa]</b>
98	90,1
196	163,3
294	236,6

Mediante esto, se construye una gráfica de esfuerzo de corte vs carga normal, mediante el cual se traza la recta de la envolvente de falla. El esfuerzo de corte a considerar para la construcción de esta corresponde al máximo obtenido de cada ensayo, debido a que en ninguno de los realizados se obtiene una falla y posterior disminución del esfuerzo de corte. El gráfico obtenido se muestra en la Figura 3.13.



**Figura 3.13:** Criterio de Mohr-Coulomb obtenido mediante ensayo de corte directo.

A partir de esto, se concluye que la envolvente de falla según el criterio de Mohr-Coulomb se define según la Ec. (23):

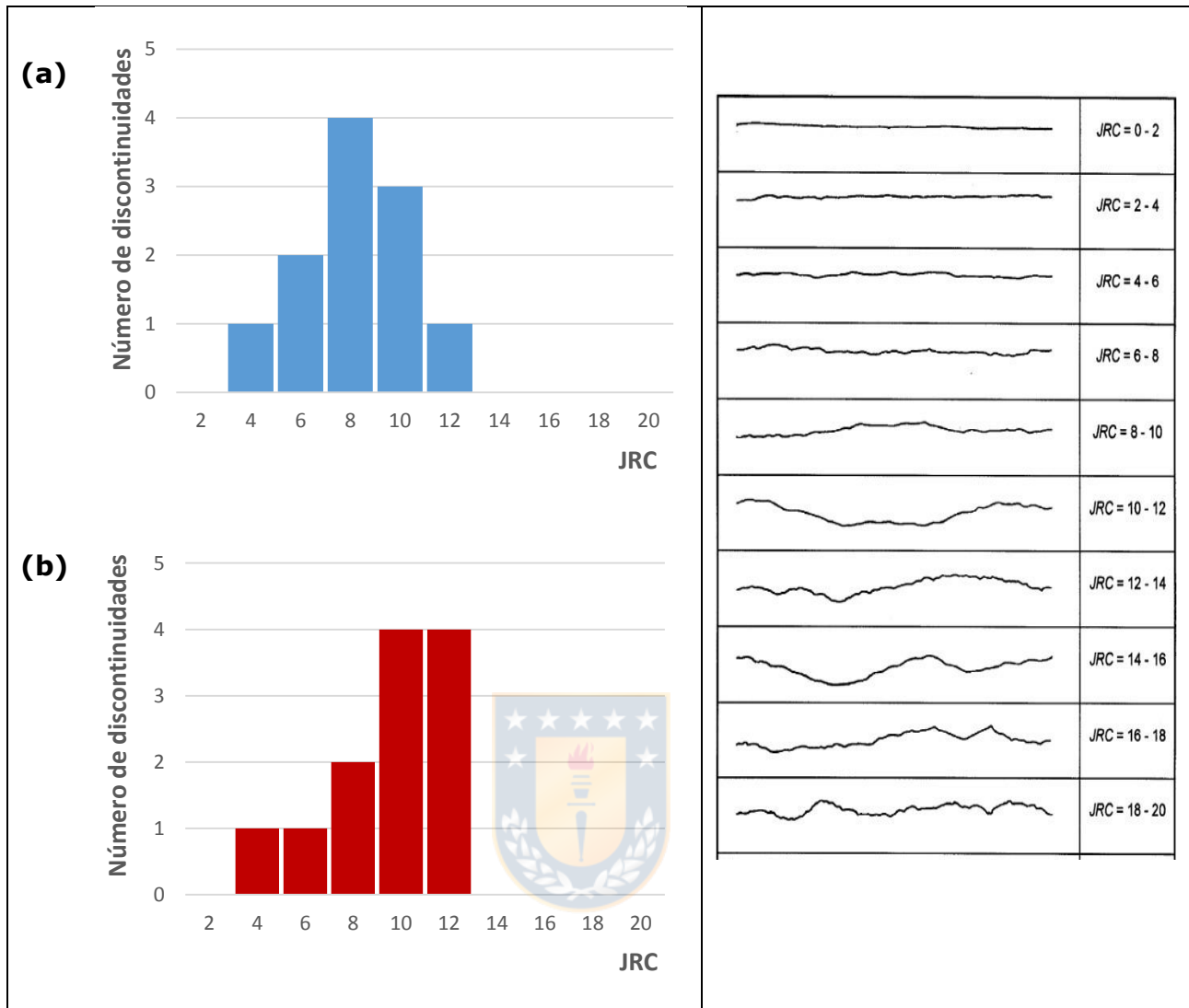
$$\tau = 16,77 + 0,75\sigma_N \quad (23)$$

De este modo, según lo establecido por las Ec. (2) y (23), la cohesión de partículas alcanza un valor de 16,8 kPa, mientras que el ángulo de fricción interna equivale a 36,9°, siendo estos los valores a utilizar en todos los modelos, tanto del talud estable e inestable. Es importante señalar que todos los ensayos fueron hechos con material seco.

A modo complementario, durante la salida a terreno se obtienen parámetros de discontinuidades correspondientes al criterio de falla de Barton-Bandis, con el fin de contrastar los resultados obtenidos mediante el ensayo de corte directo con la envolvente de Barton-Bandis y su ajuste equivalente a criterio de Mohr-Coulomb.

Los parámetros necesarios para la curva de Barton-Bandis incluyen los factores JRC, JCS y ángulo de fricción residual. La irregularidad de discontinuidades (JRC) se mide mediante un peine de Barton, elaborando perfiles de distintas muestras para cada talud. Los resultados para cada talud y la gráfica base para la comparación de perfiles se muestran en la Figura 3.14. A partir de estos, para el caso del Talud A se define un JRC promedio de 8, mientras que el Talud B la cifra asciende a un promedio de 10.





**Figura 3.14:** Datos de terreno para JRC. (a) Caso A. (b) Caso B. [15]

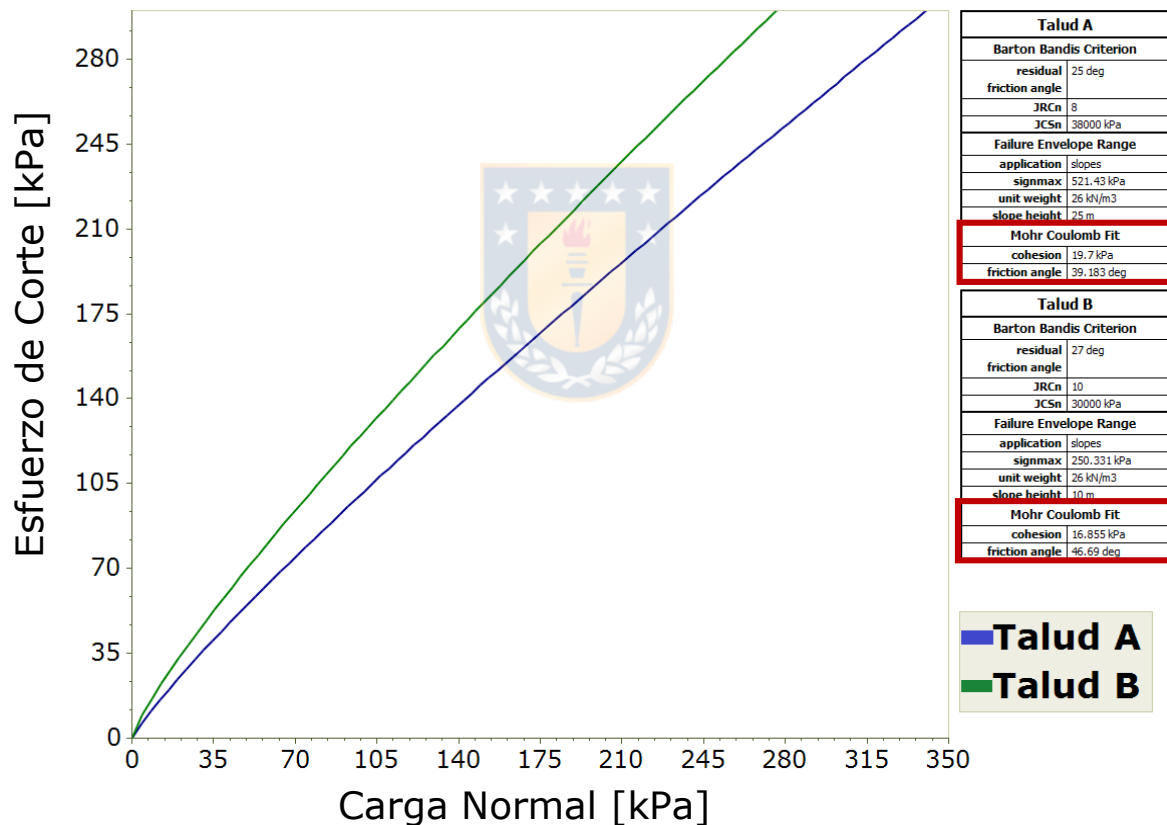
Por otro lado, el factor JCS se establece en función del índice de rebote con el Martillo de Schmidt, el cual tiene un valor promedio de 24 para el talud estable y un promedio de 20 para el caso inestable, según las mediciones hechas en terreno. Así, haciendo uso de la Figura 2.7, para un peso unitario de roca de  $25,9 \text{ kN/m}^3$  el JCS del Caso A equivale a 38 MPa aproximadamente, mientras que para el Caso B disminuye a un valor de 30 MPa.

El ángulo de fricción residual se obtiene a partir de la Ec. (10), donde el índice de rebote del Martillo de Schmidt para discontinuidades en condición húmeda tiene un valor de 10 unidades para ambos casos de estudio, mientras que los índices de rebote en

condición seca a utilizar para cada talud equivalen a los mencionados en el cálculo del JCS.

Con respecto al ángulo de fricción básico, al no contar con un valor estandarizado para meta-arenisca ni alternativas a su obtención disponibles, se hace uso del valor obtenido en el ensayo de corte directo para ambos casos de estudio, de modo que el ángulo de fricción crítico para el Caso A es  $25^\circ$ , mientras que en el Caso B es  $27^\circ$ .

Las envolventes de falla de Barton-Bandis se obtienen mediante el uso de *RocData*, lo que permite determinar el ajuste equivalente para el criterio de Mohr-Coulomb. Los resultados se muestran en la Figura 3.15.



**Figura 3.15:** Envolvente de Barton-Bandis obtenida y ajuste a Mohr-Coulomb.

Se observa que en el Talud A se obtiene una cohesión equivalente de 19,7 kPa, mientras que en Talud B es 16,9 kPa, ambos valores cercanos a los obtenidos en laboratorio. En cuanto al ángulo de fricción, en el Talud A se obtiene  $39,2^\circ$ , mientras que en Talud B el valor aumenta a  $46,7^\circ$ .

La comparación entre criterios de resistencia muestra resultados consistentes en cuanto a cohesión de roca. En el caso del ángulo de fricción se ve un aumento en cuanto al obtenido mediante el ensayo de corte directo, sin embargo, se debe considerar que fue estimado a partir de un resultado obtenido previamente, lo que puede conllevar una propagación de errores.

Tomando en cuenta lo revisado en los dos criterios de falla, los parámetros Mohr-Coulomb a utilizar en los modelos de ambos casos de estudio corresponden a los obtenidos mediante el ensayo de corte directo, lo que significa una cohesión de 16,8 kPa y un ángulo de fricción interna de  $37^{\circ}$ . El ángulo de fricción interna se utiliza de igual forma como ángulo de dilatación, debido a la imposibilidad de su estimación real, de esta forma se define el movimiento como un flujo asociativo.

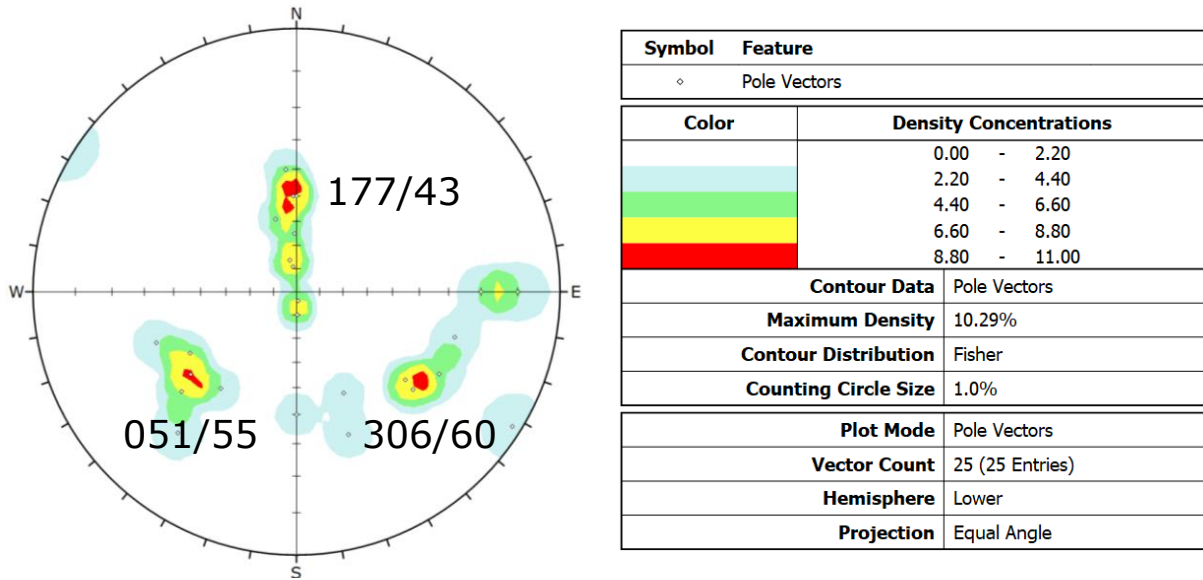
### 3.4.2 Sets de discontinuidades

Para cada talud se realizan mediciones de discontinuidades, tomando datos de orientación (*Dip Direction/Dip*), apertura y longitud<sup>2</sup>. Mediante la orientación se grafican el plano y respectivo polo de cada estructura mediante red de Schmidt mediante el software *Dips*, con el fin de identificar agrupaciones de discontinuidades que involucren un eventual set estructural, todas las proyecciones se realizan en el hemisferio sur en una proyección estereográfica o de Wulff en base a las recomendaciones de varios autores [7].

En el caso del talud A se toman datos de 25 muestras correspondientes a discontinuidades expuestas a superficie a lo largo del talud. Los resultados se muestran en la Figura 3.16, donde se aprecian tres sets de estructuras, cada uno con su respectiva orientación.

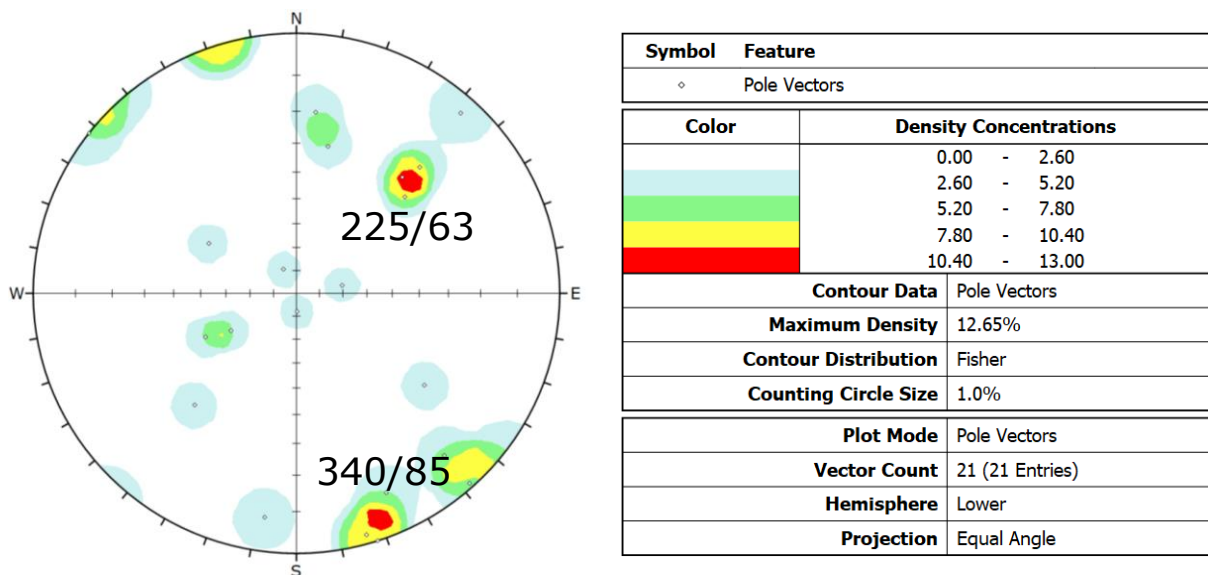
---

<sup>2</sup> El registro de las mediciones realizadas se encuentra en el Anexo B.



**Figura 3.16:** Sets de discontinuidades para Caso A.

Para el segundo caso de estudio se realizan 21 mediciones mediante el mismo procedimiento del caso anterior. La menor cantidad de mediciones radica en la menor superficie disponible para analizar, debido a la dimensión de la grieta provocada por la falla del talud. Como se muestra en la Figura 3.17, se encuentran dos sets de discontinuidades, cuyas orientaciones se detallan en la ilustración.



**Figura 3.17:** Sets de discontinuidades para Caso B.

Además, de las mediciones in-situ se extraen datos de apertura y longitud con el fin de generar modelos lo más cercano a la realidad posible. Los resultados para cada caso de estudio se muestran en la Tabla 3.11. A partir de esto, se define la creación de modelos de estructuras del tipo paralelas de características estadísticas. Para todos los modelos de ambos casos de estudio, la longitud está determinada por una distribución normal, donde el promedio, desviación estándar y valor máximo se definen según los valores de la Tabla mencionada. Si bien el software no contempla la inclusión del parámetro de apertura, queda como antecedente a considerar.

**Tabla 3.11:** Resultados de longitud y apertura de discontinuidades.

		<b>Talud A</b>	<b>Talud B</b>
<b>Longitud [m]</b>	Promedio	1,8	1
	Desv. estándar	1,6	1
	Valor máximo	8	4,5
<b>Apertura [mm]</b>	Promedio	0,8	1
	Desv. estándar	1	2
	Valor máximo	4	6

### 3.4.3 Espaciamiento de discontinuidades

Para cada modelo se debe incluir la distribución del espaciamiento perpendicular entre discontinuidades de un mismo set. Debido a que en terreno no es posible determinar dicha característica mediante mediciones directas con los implementos disponibles, se busca una aproximación empírica. Según lo revisado en el marco teórico de la investigación, mediante la Ec. (1) es posible determinar una relación para el espaciamiento. La estimación de esta propiedad se realiza mediante la Ec. (24) [6]:

$$RQD = 100e^{-0,1\lambda}(0,1\lambda + 1) \quad (24)$$

Donde  $\lambda$  corresponde a la frecuencia promedio de discontinuidades en unidades por metro, a partir de la cual se define el espaciamiento promedio (S) en metros como:

$$S = \frac{1}{\lambda} \quad (25)$$

De esta forma, la estimación del espaciamiento se realiza a través del RQD medido en terreno. Los resultados para cada talud se muestran en la Tabla 3.12.

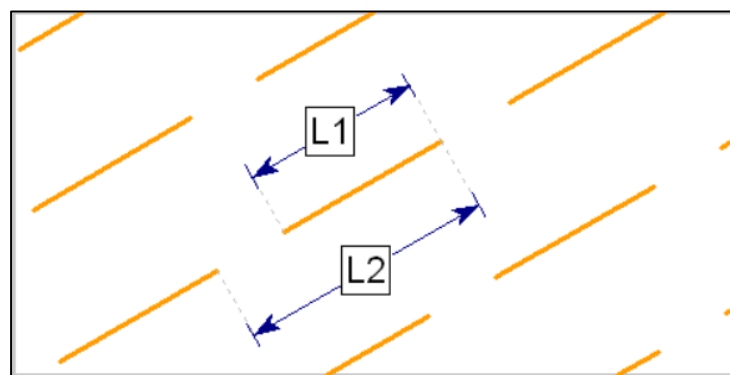
**Tabla 3.12:** Espaciamiento de discontinuidades para cada caso de estudio.

Parámetro	Unidad de medida	Talud A	Talud B
RQD	[%]	61,6	43,8
Frecuencia promedio ( $\lambda$ )	[m <sup>-1</sup> ]	13,31	18,85
Espaciamiento (S)	[m]	0,08	0,05

Por lo tanto, para los modelos del Talud A o caso estable, el espaciamiento a utilizar es 0,08 m, mientras que para el Talud B o caso inestable el espaciamiento se estima en 0,05 m. Para ambos casos, el espaciamiento se modela bajo el supuesto de una distribución normal, donde la desviación estándar es igual al promedio, de tal forma que los valores mínimo y máximo los define el software según la configuración predeterminada, es decir, tres veces la desviación estándar.

#### 3.4.4 Persistencia de discontinuidades

Permite definir la continuidad de una estructura geológica en el espacio. Se representa mediante un cociente entre largos, como se muestra en la Figura 3.18, donde la persistencia corresponde a la razón  $L1/L2$ , resultando un valor entre 0 y 1.



**Figura 3.18:** Definición de persistencia.

Debido a la ausencia de una metodología estandarizada para su medición en terreno con la instrumentación disponible y falta de herramientas empíricas para su estimación, su obtención de forma precisa se torna imposible. Se asume un valor constante de 0,5 para todos los modelos, otorgando una distribución determinística a la propiedad. De este modo, el arrastre de error inherente a esta asunción afecta en igual medida a todos los modelos planteados para ambos casos de estudio, minimizando su impacto en la comparación de resultados entre modelos.

### 3.4.5 Rigidez

Se requiere definir la rigidez normal y rigidez al corte de las discontinuidades. Mediante este parámetro se relaciona la carga aplicada con el desplazamiento en el mismo eje de aplicación. La metodología de obtención de la rigidez normal ( $k_N$ ) se realiza mediante la relación sugerida por los desarrolladores de  $RS^2$ , detallada en la Ec. (26):

$$k_N = \frac{E_i E_m}{S(E_i - E_m)} \quad (26)$$

Donde  $E_i$  y  $E_m$  corresponden al módulo de deformación de roca intacta y macizo rocoso respectivamente y  $S$  corresponde al espaciamiento de discontinuidades, todos parámetros estimados previamente en el presente capítulo. La rigidez resultante se mide en MPa/m.

Por otro lado, la rigidez al corte ( $k_S$ ) se obtiene mediante la Ec. (27):

$$k_S = \frac{k_N}{2(1 + \nu)} \quad (27)$$

Donde  $k_N$  es la rigidez normal, obtenida previamente, y  $\nu$  corresponde al coeficiente de Poisson. Este parámetro tiene una unidad de medida similar a la rigidez normal.

De este modo, mediante las relaciones propuestas, se obtiene una rigidez normal y al corte para cada caso de estudio, debido a sus diferencias en cuanto a parámetros elásticos y espaciamiento de discontinuidades. Los valores utilizados y sus resultados se muestran en la Tabla 3.13, siendo estos los valores a utilizar en las simulaciones.

**Tabla 3.13:** Rigidez normal y de corte para cada talud.

	<b>Talud A</b>	<b>Talud B</b>
Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,43	0,25
Módulo de roca intacta ( $E_i$ )	3750	3750
Módulo de macizo rocoso ( $E_m$ )	402,3	218,4
Espaciamiento discontinuidades ( $S$ )	0,08	0,05
Rigidez Normal	5633	4638
Rigidez al Corte	2817	2319

### 3.5 Razón de esfuerzos verticales y horizontales

La distribución de esfuerzos se caracteriza por la presencia de esfuerzos verticales y horizontales. Los de origen vertical se estiman mediante el esfuerzo litostático generado por el peso del macizo sobre sí mismo en base a la densidad de roca, mientras para el esfuerzo horizontal se define un coeficiente de presión lateral ( $k$ ), el cual corresponde a la razón entre esfuerzo horizontal y el vertical. De este modo, el esfuerzo horizontal se calcula mediante el producto del coeficiente con el esfuerzo vertical. La estimación de  $k$  se evalúa mediante el trabajo de diversos autores, sus ecuaciones y resultados se resumen en la Tabla 3.14, cabe mencionar que todas las metodologías involucran el ángulo de fricción del material ( $\phi_b$ ), definido en la sección 3.4.1.

**Tabla 3.14:** Comparación coeficientes de presión lateral.

<b>Autor(es)</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Resultado</b>
Jaky [46]	$k = 1 - \text{sen}(\phi_b)$	0,4
Jaky [46]	$k = \left(1 + \frac{2}{3}\text{sen}(\phi_b)\right) \left(\frac{1 - \text{sen}(\phi_b)}{1 + \text{sen}(\phi_b)}\right)$	0,35
Brooker & Ireland [47]	$k = 0,95 - \text{sen}(\phi_b)$	0,35
Bolton [48]	$k = \frac{1 - \text{sen}(\phi_b - 11,5^\circ)}{1 + \text{sen}(\phi_b - 11,5^\circ)}$	0,70
Pruska [49]	$k = \frac{1 - \text{sen}(\phi_b)}{1 + \text{sen}(\phi_b)}$	0,25

Se observa una tendencia de resultados bajo la unidad. De los resultados obtenidos, se decide hacer uso de la relación propuesta por Bolton, con el fin de establecer un caso conservativo en cuanto al campo de tensiones del modelo, de modo que el coeficiente de presión lateral a utilizar es 0,7.



### 3.6 Discretización

La discretización del modelo y posterior generación de la malla de elementos se hace siguiendo las recomendaciones de los desarrolladores del *software* para casos de estabilidad de taludes. Mediante este proceso el modelo se transforma en subdivisiones conectadas por nodos, para esto, se requiere la definición del tipo de elementos a crear, abarcando triángulos de 3 o 6 nodos y cuadriláteros de 4 u 8 nodos. Además, se debe definir el número aproximado de elementos de la malla.

La configuración estándar para el modelamiento de taludes mediante el método *SSR* consta de una malla de triángulos de 6 nodos con un número predeterminado de 1500 elementos aproximadamente, el cual en la práctica aumenta debido a la complejidad que adquiere el modelo al incluir familias de discontinuidades.

### 3.7 Condiciones de borde

En primer lugar, según lo mencionado en la sección 3.1, se realizan simulaciones preliminares con el fin de establecer la dimensión óptima en cuanto a ancho posterior a la cresta del talud y profundidad bajo superficie.

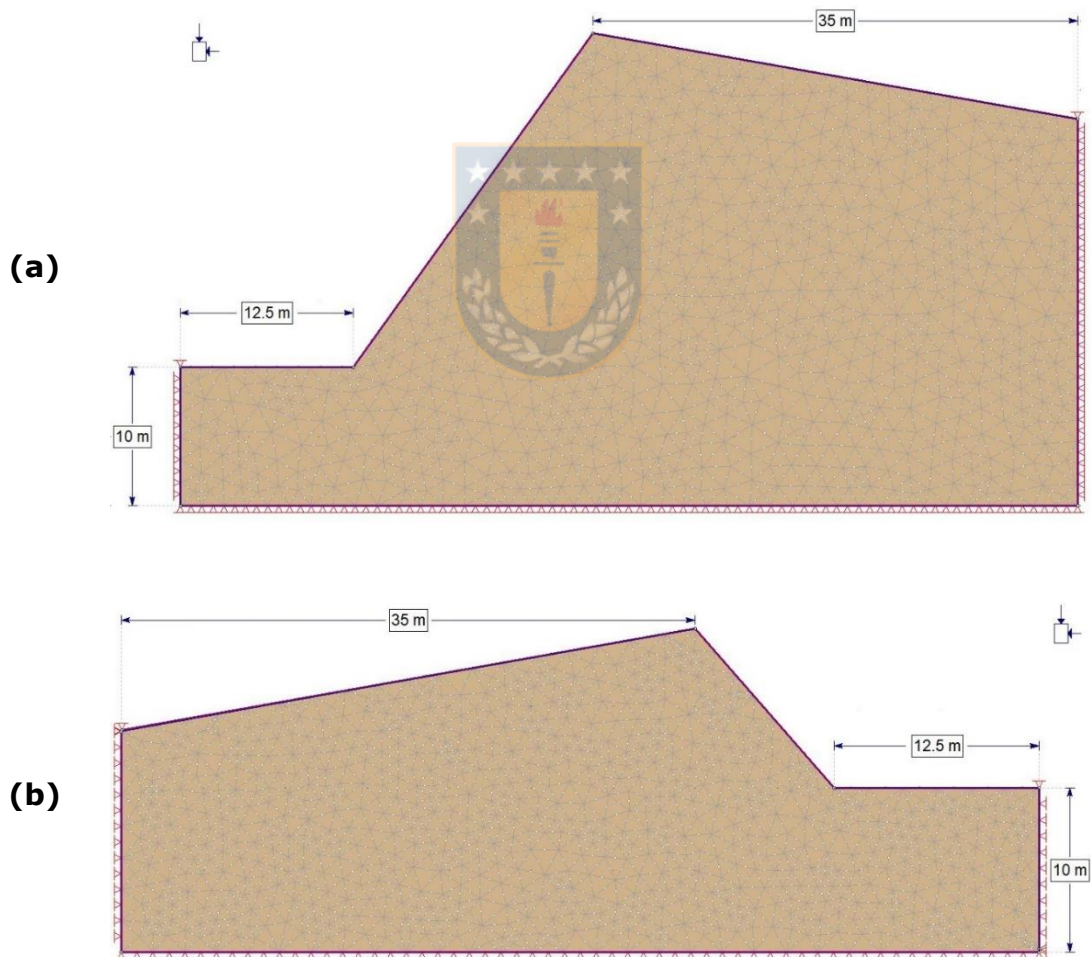
La dimensión máxima, según lo visto en terreno, se determina en 50 metros de ancho en la zona posterior del talud y 25 metros de profundidad. Se reduce cada parámetro en 5 metros, de forma progresiva y respetando los 10° de pendiente establecidos, hasta un mínimo de 10 metros de profundidad y 35 metros de ancho en la zona alta, generando cuatro posibles casos, como se muestra en la Tabla 3.15. Para determinar la influencia de la variación, se analiza el *SRF* crítico y los valores de esfuerzos en la cara del talud.

**Tabla 3.15:** Casos posibles para dimensiones asumidas.

	<b>Caso I</b>	<b>Caso II</b>	<b>Caso III</b>	<b>Caso IV</b>
Profundidad [m]	25	20	15	10
Ancho parte superior [m]	50	45	40	35
<i>SRF</i> Crítico	2,28	2	2,28	2,26

No se observan mayores variaciones con respecto al factor de seguridad, además los valores de esfuerzos en la zona cercana a la cara del talud se mantienen similares, variando entre 0 y 0,03 MPa en todos los casos<sup>3</sup>. De esta forma, los parámetros geométricos comunes a todos los modelos se definen en 10 metros de profundidad, 12,5 metros de ancho en los pies del talud y 35 metros en la zona posterior a la cresta.

Con respecto a las condiciones de borde, la parte superior de los modelos se definen sin restricciones de desplazamiento tanto en eje horizontal como en eje vertical, al estar expuesta a superficie. Mientras que todos los límites del modelo, tanto laterales como inferior se restringen en el eje x e y. En la Figura 3.19 se muestran los parámetros geométricos definidos y las condiciones de borde establecidas para ambos modelos.



**Figura 3.19:** Medidas y condiciones de borde. (a) Talud A. (b) Talud B.

<sup>3</sup> Los resultados de cada caso pueden ser revisados en Anexo C.

## Capítulo 4. Análisis de resultados

En el presente capítulo se muestran los principales resultados obtenidos en las simulaciones realizadas para cada caso de estudio, junto a un análisis de estos. Se debe mencionar que, para facilitar la lectura y comprensión de estos, se analiza en detalle un perfil para cada talud y se extiende el análisis del resto de perfiles, cuya evidencia gráfica se muestra en la sección de Anexos. Los perfiles a usar como muestra corresponden al modelo central de cada caso de estudio, es decir, los perfiles A3 y B4 para el Talud A y Talud B respectivamente, los cuales presentan el punto de máxima altura que alcanza cada caso.

Todas las simulaciones se computan con un límite máximo de 2000 iteraciones, lo que representa cuatro veces el valor de la configuración por defecto. El método de solución de sistemas de ecuaciones a utilizar es el de gradiente conjugado, el cual se selecciona por sobre la configuración estándar (eliminación Gaussiana) debido a que optimiza la utilización de memoria y disco duro durante el cálculo, reduciendo los tiempos de cómputo.

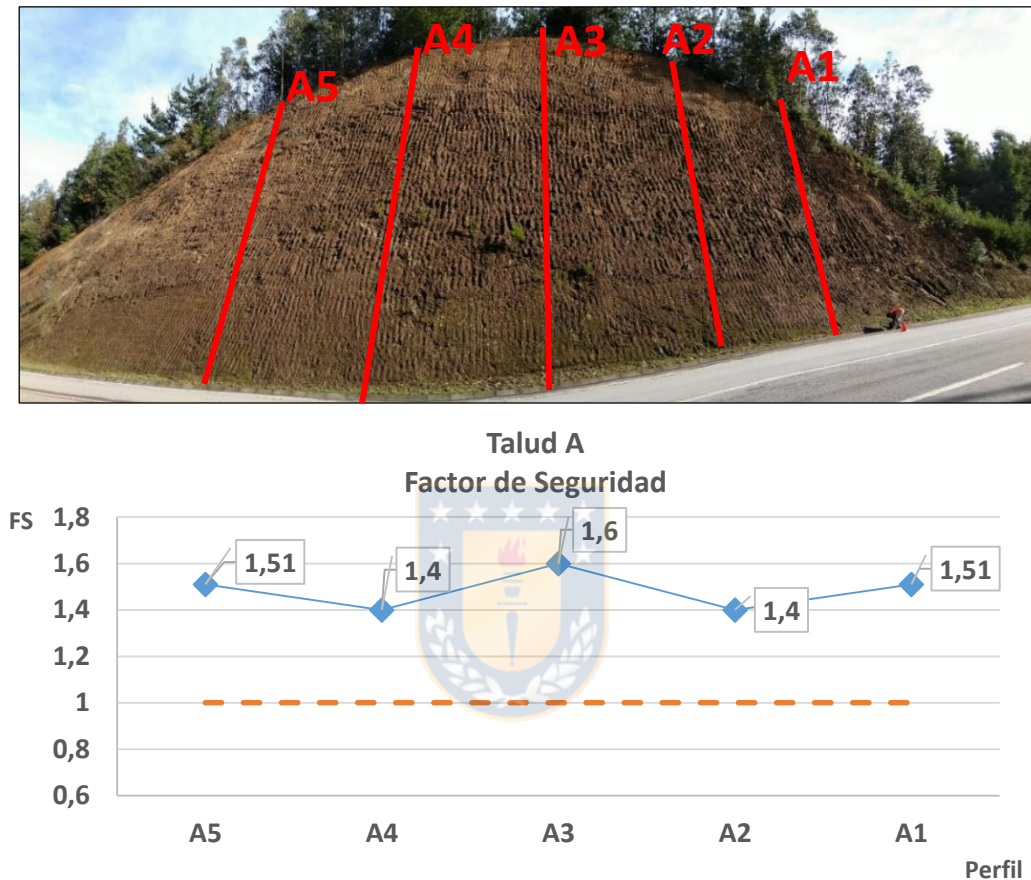
Para cada perfil se analiza el *SRF* crítico del modelo planteado, la distribución del *Strength Factor*, la deformación progresiva junto al modo de falla detectado y los esfuerzos principales, tanto vertical como horizontal. Además, de forma complementaria se realiza un estudio analítico de los sets de discontinuidades definidos en cada modelo mediante análisis cinemático para falla plana y por cuña.

### 4.1 Factor de seguridad

Mediante el *SRF* crítico se obtiene el factor de seguridad de cada perfil. Como referencia de estabilidad se utiliza el valor 1 para el límite entre estabilidad e inestabilidad, sin embargo, se debe tener en consideración que esto obedece a una interpretación matemática del factor, en la práctica las condiciones de estabilidad suelen considerarse con estándares más conservativos, especialmente en obras de vialidad y civiles en general, debido a la presencia de incertidumbre en las estimaciones.

Los resultados para el Talud A muestran una semejanza entre perfiles, donde el mayor factor de seguridad se alcanza en el perfil A3 con un resultado de 1,6. En el resto

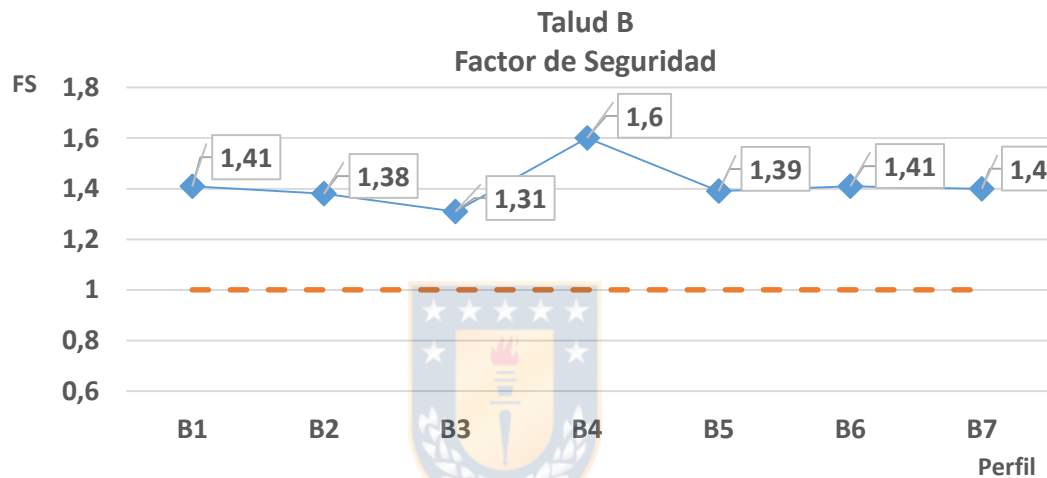
de perfiles se tiene una simetría; los perfiles A1 y A5 alcanzan un factor de 1,51, mientras que los valores más bajos se obtienen en los perfiles intermedios (A2 y A4) donde el factor de seguridad es de 1,4. Lo anteriormente mencionado se muestra en la Figura 4.1.



**Figura 4.1:** Factores de seguridad Talud A.

Por otro lado, los resultados del Talud B muestran una mayor variación, no obstante, el valor más alto se alcanza nuevamente en el perfil central (B4) con una semejanza numérica con respecto al Talud A, mientras que el valor más bajo se alcanza en el perfil B3, contiguo al centro del modelo, con un valor de 1,3.

Si bien en ningún perfil del modelo se alcanza la inestabilidad numérica, se debe considerar el hecho de que el caso B presenta dimensiones menores con respecto al caso A, además de ser modelado con un set de discontinuidades menos que este. Los resultados para cada perfil se pueden observar en la Figura 4.2



**Figura 4.2:** Factores de seguridad Talud B.

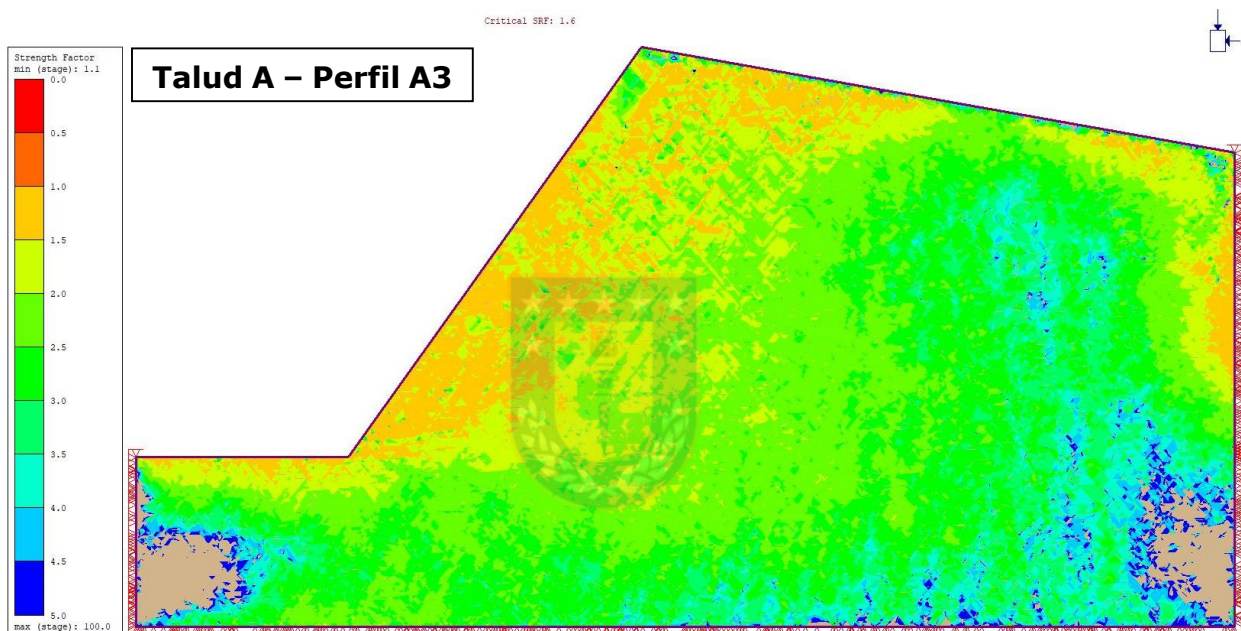
## 4.2 Strength Factor

Matemáticamente constituye una variable similar al factor de seguridad, donde la razón entre resistencia de la roca y esfuerzos inducidos es aplicada en cada elemento y nodo del modelo numérico, a diferencia del factor de seguridad que, al ser un parámetro originalmente diseñado para análisis de equilibrio límite, muestra un valor único para el modelo global. Mediante el *Strength Factor* se puede comprender el comportamiento de la distribución de esfuerzos dentro del talud, reconocer zonas de concentración y relajación de estos y detectar puntos o zonas de inminente inestabilidad.

En la Figura 4.3 se muestra la distribución para el perfil A3, se observa que la totalidad de elementos presenta un factor mayor a 1, siendo el área de interés detrás de la pared inclinada el lugar donde se encuentran los valores más cercanos al límite de

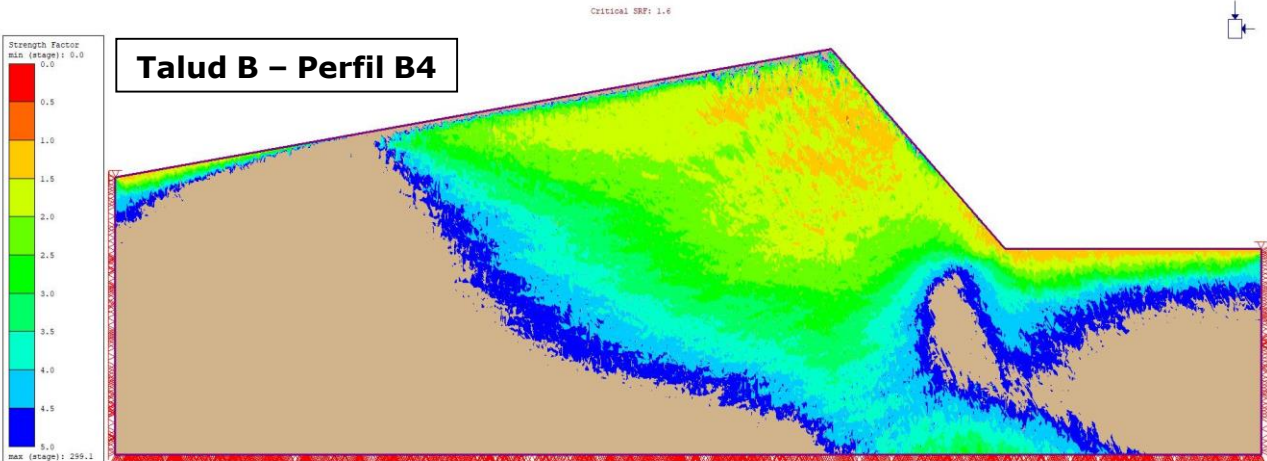


estabilidad. A medida que el modelo adquiere profundidad vertical, los valores de *Strength Factor* aumentan, lo que indica una zona de relajación de esfuerzos. En la visualización de los resultados se filtran los valores mayores 5 debido a que carecen de importancia física, focalizando el estudio el estudio en los resultados de interés. Considerando lo anterior, las áreas que no presentan un color definido en la leyenda son aquellas en que el factor excede las cinco unidades. Los resultados en el resto de perfiles del Caso A siguen una tendencia similar, sin haber diferencias significativas entre ellos.



**Figura 4.3:** *Strength Factor* perfil A3.

Con respecto al perfil B4, ocurre una tendencia similar en cuanto a las zonas de concentración y relajación de esfuerzos. Sin embargo, en el Talud B las zonas donde se exceden las 5 unidades de factor son ampliamente mayores, incluyendo una zona superficial en la parte superior del talud. En cuanto a las zonas donde el valor se acerca al límite de estabilidad, se reconocen puntos donde el valor disminuye por debajo de la unidad, no obstante, no se encuentran patrones ni comportamientos generalizados que muestren una inestabilidad global. Este análisis se replica para los siete perfiles realizados en el Talud B, donde los resultados de *Strength Factor* son coherentes entre sí, lo que puede interpretarse como una consecuencia de la continuidad geológica. El factor del perfil B4 se muestra en la Figura 4.4.



**Figura 4.4:** Strength Factor perfil B4.

El detalle de cada perfil para ambos casos de estudio puede ser revisado en el Anexo D.

### 4.3 Deformación por corte

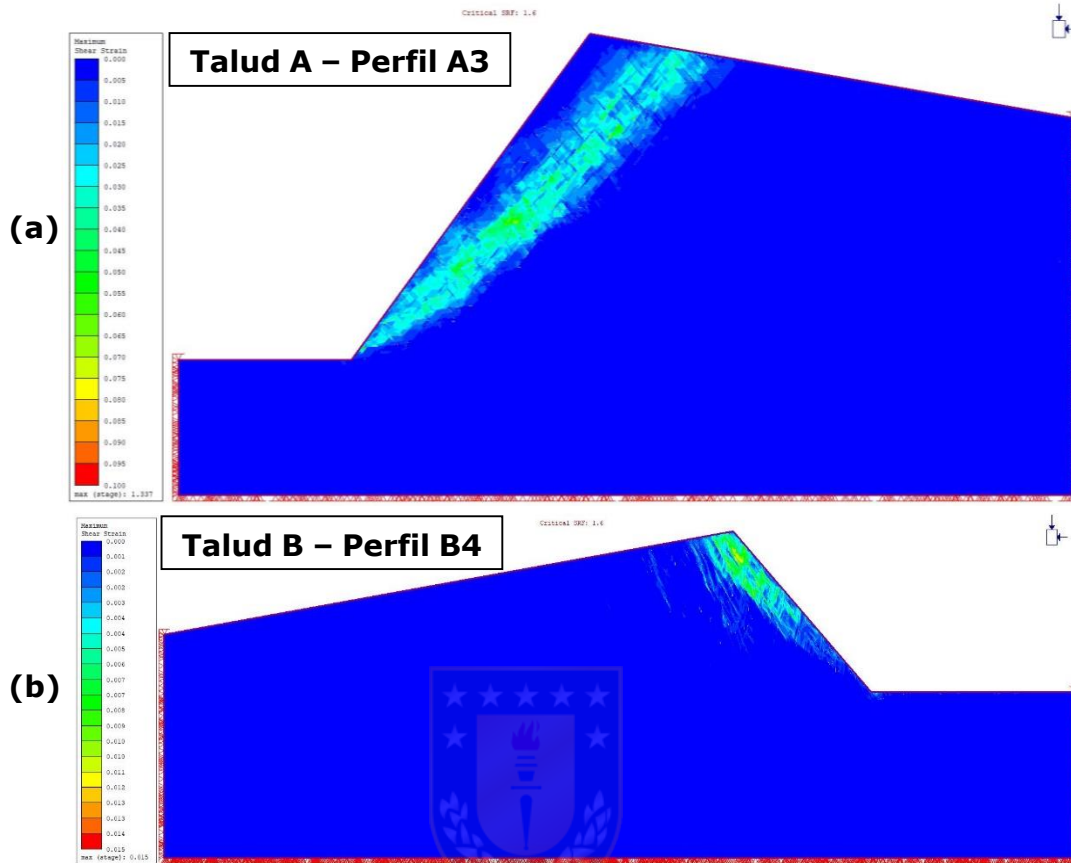
Una herramienta útil que proporciona el método *SSR* es la capacidad de estimar deformaciones y desplazamientos en cada elemento. De este modo, para cada factor de reducción aplicado se obtiene la deformación máxima de la etapa, permitiendo reconocer la evolución de una potencial falla dentro del talud, incluyendo su forma, localización y tamaño.

En el Caso A todos los perfiles muestran un modo similar de falla, los cuales presentan una forma semejante al estilo de falla circular, con un tamaño lo suficientemente grande como para conectar el pie del talud con la parte superior detrás de la cresta del mismo, como se muestra para el perfil A3 en la Figura 4.5.

Por otro lado, en los perfiles del Talud B los modos de falla parecen estar completamente ligados al patrón de estructuras definidos por los sets, donde los indicios de deformaciones se dan mayoritariamente en el set de mayor inclinación. Del mismo modo, se aprecia que la zona de falla se concentra principalmente en la parte superior de la cara del talud, cercano a la cresta y sin extenderse hacia los pies de este, como se muestra para el perfil B4 en la Figura 4.5<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> El modo de falla para cada perfil se encuentra en el Anexo E.





**Figura 4.5:** Deformación y modo de falla. (a) Perfil A3. (b) Perfil B4.

#### 4.4 Esfuerzos principales

Se analizan los resultados de esfuerzos principales, considerando el Sigma 1 y Sigma 3 para ambos modelos. En general, se obtienen valores muy por debajo de la resistencia de la roca. En el Talud A, los valores máximos se obtienen en la profundidad máxima del modelo, donde se alcanzan cifras de Sigma 1 entre 1 y 2 MPa, mientras que el Sigma 3 disminuye a valores máximos entre 0,7 y 1,1 MPa, en cuanto al área cercana a la cara del talud, ambos esfuerzos alcanzan cifras ínfimas entre 0,001 y 0,003 MPa.

Para el Talud B se obtiene la misma tendencia, donde las cifras son menores al Talud A producto de la menor altura del caso de estudio. Los valores máximos de Sigma 1 varían entre 0,4 y 1 MPa a través de los perfiles, mientras que para el Sigma 3 bajan a un rango entre 0,2 y 0,5 MPa. Por último, en la zona de interés cercana a la cara del

talud, los valores de ambos esfuerzos principales se encuentran dentro de un intervalo entre 0,001 y 0,003 MPa, obteniendo condiciones similares en ambos taludes para los esfuerzos principales.

## 4.5 Análisis cinemático de discontinuidades

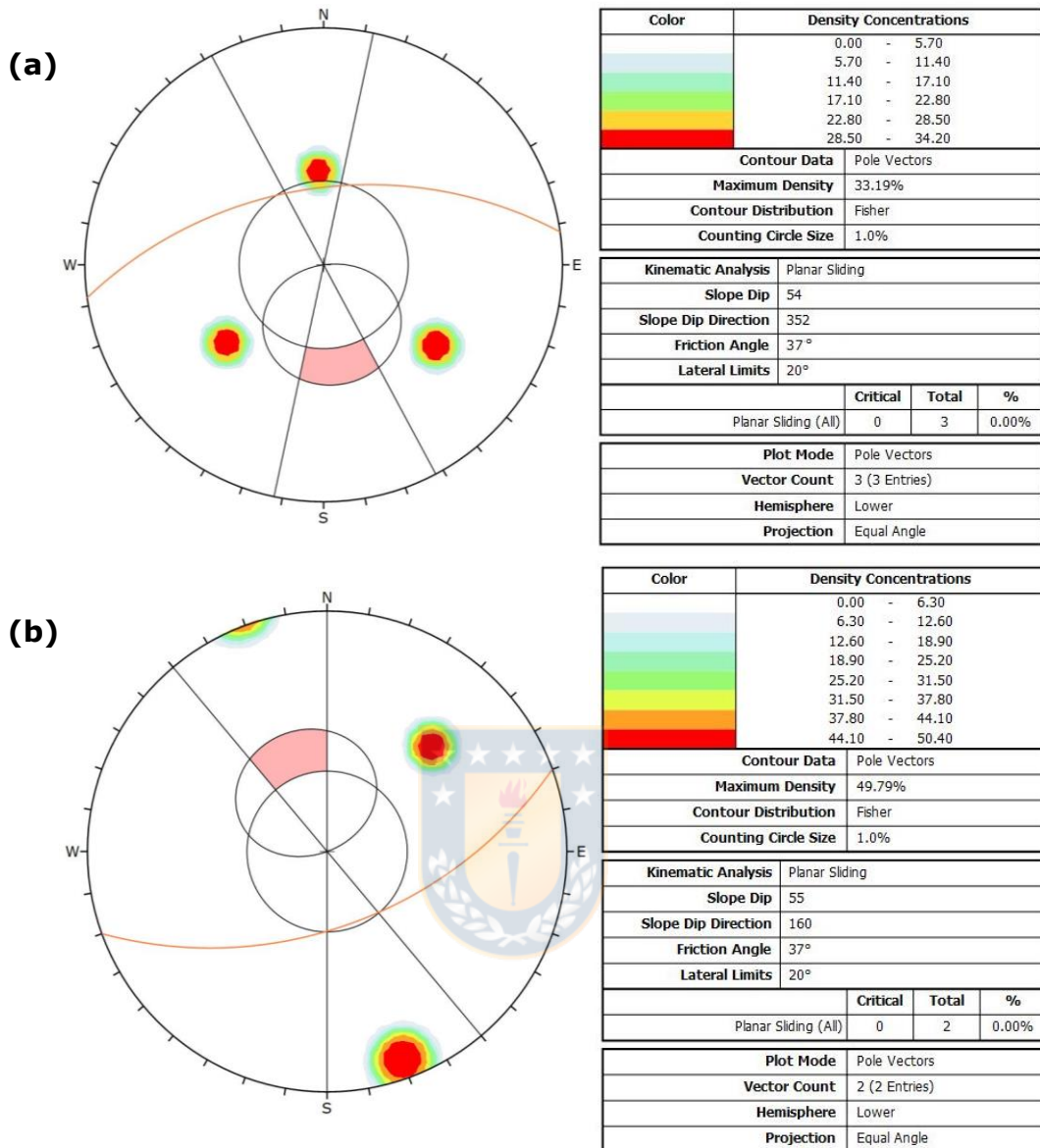
Con el fin de reunir más antecedentes para el análisis de resultados de los modelos numéricos, se realiza un análisis cinemático para cada talud según los sets de discontinuidades definidos. Los modos de falla a analizar corresponden a falla plana, cuña y volcamiento en sus variantes por flexión y por vuelco de bloques. Los análisis se llevan a cabo mediante el software *Dips*. En todos los análisis se utiliza un ángulo de fricción interna de  $37^\circ$ , mientras que la orientación de cada talud se define en  $55^\circ$  de inclinación para el Talud A y  $54^\circ$  de inclinación para el Talud B. La dirección de buzamiento en el Caso A corresponde a  $352^\circ$ , mientras que en el Caso B es  $160^\circ$ , según mediciones hechas en terreno.



### 4.5.1 Análisis de falla plana

Considerando una tolerancia en el límite lateral de  $\pm 20^\circ$ , no se detecta ningún set crítico en el análisis de falla plana para ambos casos de estudio, los resultados se muestran en la Figura 4.6. Cabe señalar que el análisis se realiza mediante la metodología para los polos de cada set, en lugar del método convencional de mapeo de sets, esto se justifica únicamente por razones de facilitar la interpretación de resultados, debido a que la elección no condiciona la obtención de estos.

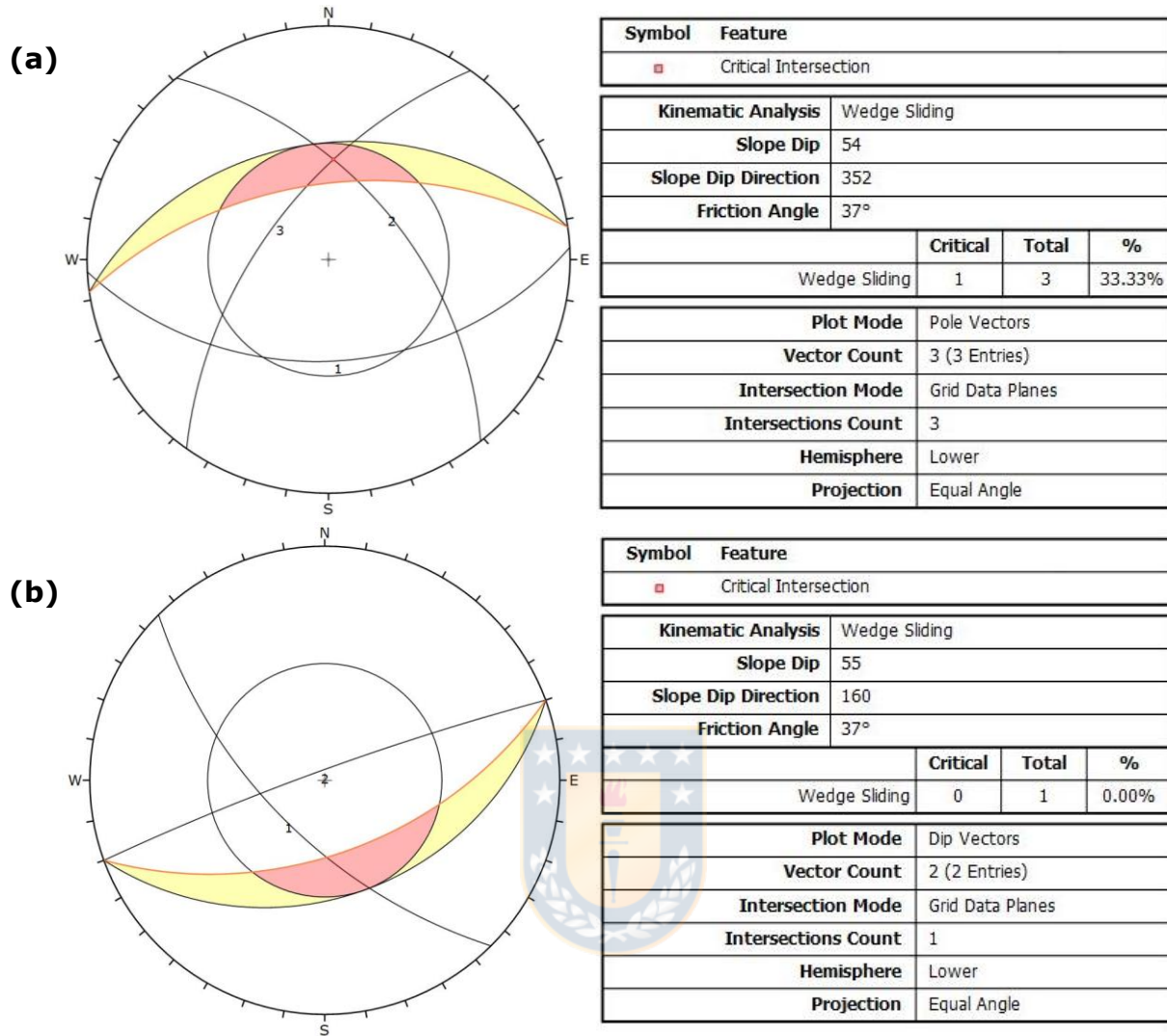
En la Figura presentada, el plano de color naranja representa el talud, según sea el caso, mientras que la zona en rojo corresponde al área crítica donde se cumplen las condiciones para falla plana.



**Figura 4.6:** Análisis de falla plana por talud. (a) Talud A. (b) Talud B.

#### 4.5.2 Análisis de falla por cuña

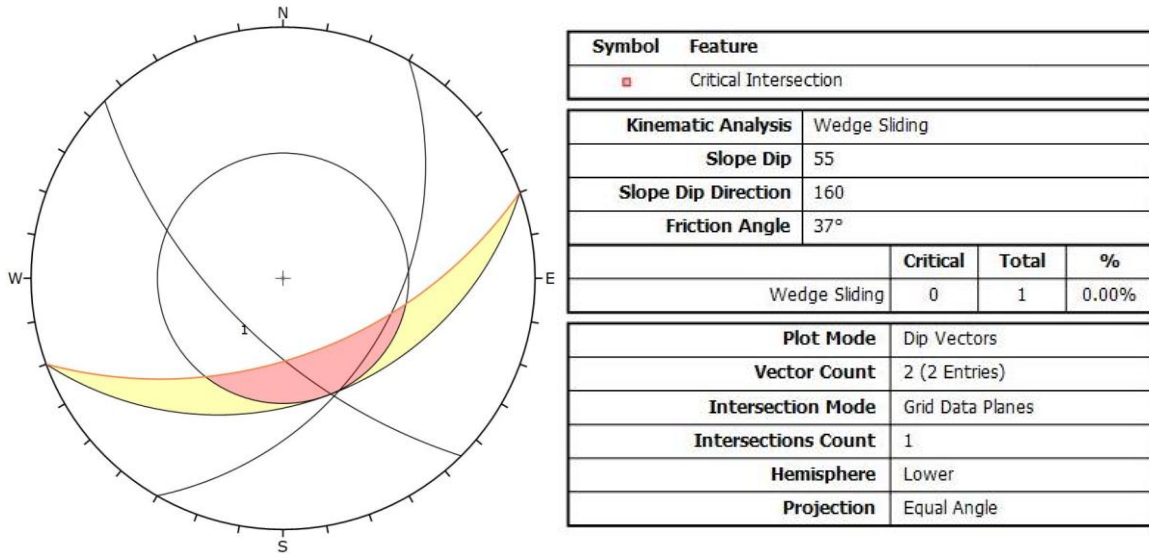
Se analiza la posibilidad de falla por cuña mediante la intersección de discontinuidades, de acuerdo a las condiciones establecidas para este modo de falla. Los resultados se muestran en la Figura 4.7 donde, del mismo modo que en el análisis de falla plana, el plano de color naranja corresponde al talud y el área roja a la zona crítica donde se cumplen las condiciones de falla.



**Figura 4.7:** Análisis de falla por cuña. (a) Talud A. (b) Talud B.

Se identifica un potencial riesgo de falla en el Talud A, debido a la intersección de los sets 2 y 3. En el Caso B, los dos sets definidos no generan una intersección crítica, sin embargo, el set 1 cruza el área de riesgo, por lo que se debe realizar un análisis para posibles intersecciones con sets aleatorios.

Considerando la totalidad de mediciones de planos de discontinuidades, se reconoce una única estructura que genera un potencial riesgo de falla por cuña, pudiendo generar una intersección crítica, la cual tiene un *Dip Direction* de 120° y un manto de 42°. La intersección generada se muestra en la Figura 4.8.



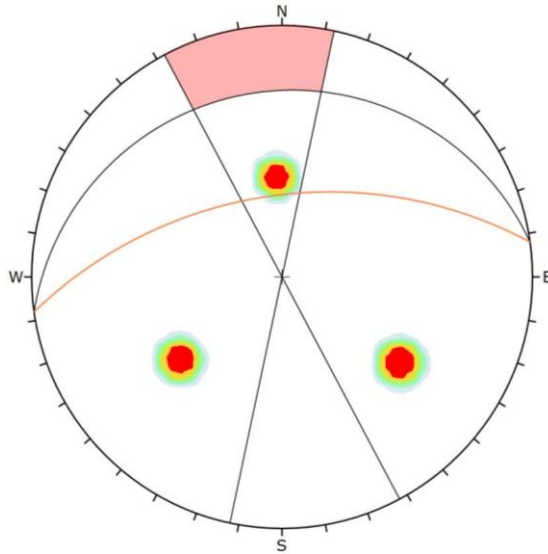
**Figura 4.8:** Análisis específico para falla por cuña en Talud B.

De la Figura presentada se observa que la intersección generada por ambos planos se encuentra en el límite del área de riesgo donde se cumplen las condiciones de falla. Si bien no se detecta como intersección crítica, se debe considerar que el análisis se construye en base a ángulo de fricción, el cual puede estar sobreestimado. Suponiendo un descenso de este, el área crítica en color rojo sería eventualmente mayor, cubriendo la intersección recién obtenida.

#### 4.5.3 Análisis de falla por volcamiento

Pese a que no existe evidencia en terreno que entregue indicios de una falla por volcamiento, se hace una revisión tanto en su variante por flexión como por volcamiento de bloques. En el caso de volcamiento flexural, en el Talud A no existe riesgo de potencial falla, mientras que en el Talud B se identifica una posible falla en el set de mayor inclinación, lo cual puede ser visto en la Figura 4.9. En el caso de falla por volcamiento de bloques, ninguno de los dos casos de estudio presenta sets estructurales que cumplan con las condiciones de falla, ni existe una cercanía que amerite una revisión en detalle.

(a)

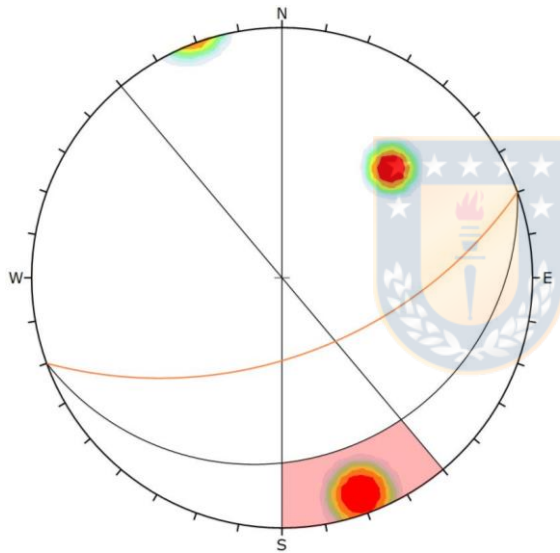


Color	Density Concentrations	
	0.00	- 5.70
	5.70	- 11.40
	11.40	- 17.10
	17.10	- 22.80
	22.80	- 28.50
	28.50	- 34.20
<b>Contour Data</b> Pole Vectors		
<b>Maximum Density</b> 33.19%		
<b>Contour Distribution</b> Fisher		
<b>Counting Circle Size</b> 1.0%		

Kinematic Analysis	Flexural Toppling
<b>Slope Dip</b>	54
<b>Slope Dip Direction</b>	352
<b>Friction Angle</b>	37°
<b>Lateral Limits</b>	20°
	<b>Critical</b> <b>Total</b> <b>%</b>
Flexural Toppling (All)	0 3 0.00%

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	3 (3 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

(b)



Color	Density Concentrations	
	0.00	- 6.30
	6.30	- 12.60
	12.60	- 18.90
	18.90	- 25.20
	25.20	- 31.50
	31.50	- 37.80
	37.80	- 44.10
	44.10	- 50.40
<b>Contour Data</b> Pole Vectors		
<b>Maximum Density</b> 49.79%		
<b>Contour Distribution</b> Fisher		
<b>Counting Circle Size</b> 1.0%		

Kinematic Analysis	Flexural Toppling
<b>Slope Dip</b>	55
<b>Slope Dip Direction</b>	160
<b>Friction Angle</b>	37°
<b>Lateral Limits</b>	20°
	<b>Critical</b> <b>Total</b> <b>%</b>
Flexural Toppling (All)	1 2 50.00%

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	2 (2 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

**Figura 4.9:** Análisis de falla por volcamiento flexural. (a) Talud A. (b) Talud B.



## Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones

### 5.1 Conclusiones

A través del desarrollo del presente estudio se extraen las siguientes conclusiones:

El análisis mediante elementos finitos a través del método *SSR* muestra condiciones de estabilidad en ambos taludes, con factores de seguridad por encima de 1, lo que no cumple con las condiciones apreciadas en terreno para el Talud B y la falla por cuña que presenta.

Aunque los factores obtenidos superan la unidad, no muestran un margen de holgura considerable con respecto a este límite, considerando que el límite de estabilidad se establece en valores mayores a 1 para asegurar la permanencia de la obra en el tiempo.

De la distribución de *Strength Factor* se concluye que la presencia de inestabilidad producto de una superación de resistencias es baja o casi inexistente, donde los casos de inestabilidad son locales y pueden ser asociados al efecto de las discontinuidades o errores de cálculo. No existe una conducta generalizada que permite extraer conclusiones consistentes respecto a ellas, los esfuerzos principales obtenidos permiten confirmar lo anterior, debido a la que estos alcanzan valores muy por debajo con respecto a la resistencia teórica de la roca.

Pese a la similitud en factor de seguridad, la deformación por corte obtenida a partir del modelamiento numérico indica una diferencia entre los modos de falla obtenidos para cada caso. Mientras para el Caso A parece ser a través de una superficie circular generalizada en toda la cara del talud, el Caso B la geometría de falla se vincula directamente a los sets de estructuras definidos en una zona focalizada, con especial énfasis en la familia de estructuras de mayor inclinación. Lo anterior da cuenta de un resultado no contemplado inicialmente y constata la ventaja de los modelos numéricos, al no asumir de forma previa la superficie de deslizamiento.

Los análisis cinemáticos para cada modo de falla confirman las diferencias entre ambos casos. En el Talud A el riesgo de falla por cuña no forma parte de los antecedentes iniciales, para lo cual se recomiendan nuevos estudios. En el Talud B se obtiene un potencial de falla por volcamiento no contemplado inicialmente, abriendo una nueva



posibilidad que involucra una falla compleja o mixta, lo que explica un modo de falla vinculado al patrón de estructuras en el modelo numérico.

El estudio se considera no concluyente, debido a que varias propiedades de roca y discontinuidades definidas en la metodología experimental fueron obtenidas mediante aproximación empírica o con ensayos cuyas muestras no cumplen con condiciones de calidad deseadas, al ser obtenidas de forma posterior a su desprendimiento, exponiéndolas a un grado mayor de meteorización por las condiciones ambientales, posible daño por el impacto del desprendimiento y fenómenos físicos como descompresión, lo que repercute directamente en los ensayos de resistencia a la compresión uniaxial, módulos elásticos, ángulo de fricción y criterio de resistencia de discontinuidades. El resto de propiedades tratadas muestran resultados confiables, específicamente la altura medida de cada perfil y su inclinación, densidad de roca, condiciones geológicas en terreno y la orientación de las estructuras medidas.

Por último, se corroboran las ventajas del uso de herramientas de modelamiento numérico, las cuales representan un complemento de gran importancia en mecánica de rocas. Sin embargo, existen oportunidades de mejora en cuanto a los tipos de material y su comportamiento, además de los desafíos presentes en las técnicas de caracterización tradicionales.

## 5.2 Recomendaciones

En situación de un eventual trabajo futuro a partir de los resultados obtenidos en la presente investigación, se recomienda contemplar las siguientes consideraciones:

- Incorporar en el estudio los aspectos omitidos en los alcances de esta investigación, específicamente evaluar el uso de *software* de modelamiento en tres dimensiones.
- Incluir parámetros y condiciones hidrogeológicas tanto a nivel subterráneo como superficial.

- Realizar un análisis de sensibilidad a los parámetros definidos en la metodología experimental, constatando el impacto en los distintos casos de estudio.
- Medir las dimensiones, pendiente y condiciones de terreno para la pared superior de ambos taludes y de esta forma prescindir de la inclinación de  $10^\circ$  asumida.
- Considerar nuevos métodos de obtención de muestras que permitan el manejo de probetas cilíndricas, dando mayor énfasis a la calidad de estas.
- Junto a lo anterior, se recomienda hacer nuevos ensayos de compresión uniaxial y considerar la posibilidad de ensayos triaxiales, comparando estimaciones de resistencias de roca y módulos elásticos obtenidos en el presente estudio.
- Aumentar considerablemente el registro de discontinuidades en terreno, con el fin de ajustar los sets estructurales definidos a una muestra más representativa del macizo rocoso, disminuyendo el error debido al sesgo en el muestreo.
- Realizar un análisis de sensibilidad y estudio preliminar para distintos parámetros de los modelos numéricos, tales como la cantidad máxima de iteraciones, tolerancia de convergencia, tipo de malla y cantidad predefinida de elementos.
- Considerar nuevas opciones de modelamiento numérico distintas al método de elementos finitos y el *SSR*, con el fin de eliminar la limitante a realizar modelos isotrópicos, debido a que no represente de manera fiel el comportamiento real de la roca.
- De acuerdo a los resultados obtenidos en esta investigación, se propone considerar las recomendaciones anteriormente descritas en un estudio focalizado con mayor énfasis en el Talud A debido al riesgo de falla por cuña no contemplado inicialmente, con el fin de proponer medidas de prevención y fortificación que mitiguen las consecuencias de un eventual colapso.

## Capítulo 6. Referencias

- [1] R. Gómez, Mecánica de Rocas, Capítulo 2. Apuntes Curso Geomecánica, Concepción, Chile, 2016.
- [2] J. Hudson y J. Harrison, Engineering Rock Mechanics and introduction to principles, 1997.
- [3] A. Palmström, RMI - A rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.d. Thesis, 1995.
- [4] A. Palmström, The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. IV Congress international association of engineering geology, New Delhi, 1982.
- [5] N. Barton, Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses: ISRM, vol. 15, 1978, pp. 319-368.
- [6] S. Priest y J. Hudson, Discontinuity spacings in rock. Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech Abs., vol. 13, 1976, pp. 135-148.
- [7] B. Brady y E. Brown, Rock Mechanics for underground mining, Dordrecht, 2004, pp. 51-57.
- [8] F. Patton, Multiple modes of shear failure in rock and related materials. Thesis., University of Illinois, 1966.
- [9] J. Jaeger, Friction of rocks and stability of rock slopes. Géotechnique, vol. 21, 1971, pp. 97-134.
- [10] B. Vásárhelyi y P. Ván, Shearing tests with continuously increasing normal stress. Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng., vol. 50, 2006, pp. 171-180.
- [11] E. Hoek y E. Brown, The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update, P. 1. C. R. M. Symp., Ed., Toronto: Rock Engineering for underground excavations, 1988, pp. 31-38.

- [12] E. Hoek, Carranza-Torres y B. Corkum, Hoek and Brown Failure Criterion - 2002 Edition, 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, 2002, pp. 267-271.
- [13] M. Cai y P. Kaiser, Peak and Residual strengths of jointed rock masses and their determination for engineering design, T. & F. Group, Ed., London: Rock Mechanics: Meeting Society's Challenges and Demands , 2007.
- [14] N. Barton, The shear strength of rock and rock joints, vol. 13, 1976, pp. 255-279.
- [15] N. Barton y V. Choubey, The shear strength of rock joints in theory and practice, vol. 10, 1977, pp. 1-54.
- [16] R. Miller, Engineering classification and index properties for intact rock. Ph. D. Thesis. University of Illinois, USA, 1965.
- [17] C. Wyllie y C. Mah, Rock Slope Engineering, New York: Spoon Press, 2004.
- [18] N. Norrish y D. Wyllie, Rock slope stability analysis, N. R. Council, Ed., Transportation Research Board, 1996, pp. 391-425.
- [19] R. Goodman y J. Bray, Toppling of rock slopes, Boulder, Ed., Proc. Speciality Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes, pp. 20-34.
- [20] M. Coulthard, Applications of numerical modelling in underground mining and construction, vol. 17, 1999, pp. 373-385.
- [21] D. Martin y P. Stacey, Guidelines for open pit slope design in weak rocks, 2018.
- [22] M. Nikolic, Overview of the numerical methods for the modelling of rock mechanics problems, vol. 23, 2016, pp. 627-637.
- [23] H. Wagner, Deep mining: a rock engineering challenge, vol. 52, Leoben: Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019, pp. 1417-1446 .
- [24] O. Zienkiewicz y R. Taylor, El método de los elementos finitos, Vol. 1: Formulación básica y problemas lineales, CIMNE Barcelona, España: McGraw Hill, 1994.

- [25] E. Napoles, R. Gonzalez y E. Olivares, Una introducción al análisis por elementos finitos: aplicaciones y ejemplos, pp. 28-32.
- [26] J. Celigüeta, Método de los elementos finitos para análisis estructural, 2011, pp. 6-8.
- [27] J. Martins y I. Kövesdy, Finite Element Analysis - Applications in Mechanical Engineering, 2012, pp. 277-296.
- [28] J. Ali, K. Ahmed, K. Akhtar, A. Khan y M. Hussain, Stability analysis of slopes using numerical simulation based on finite element method and limiting equilibrium approach, vol. 2, Islamabad: Asian Academic Research Journal of Multidisciplinary, 2015, pp. 371-379.
- [29] A. Bishop, The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, vol. 5, Géotechnique, 1955, pp. 7-17.
- [30] R. Hammah, T. Yacoub y B. Corkum, The shear strength reduction method for the generalized hoek and brown criterion, R. Inc., Ed., Toronto, ON: ARMA, American Rock Mechanics Association, 2005.
- [31] F. Hervé, Petrology of crystalline basement of the Nahuelbuta Mountains, south central Chile. In Comparative Studies on the Geology on the Circumpacific Orogenic Belts in Japan-Chile., Editores Ishikawa, T. y Aguirre, L. Society for the Promotion of Science, 1977, pp. 1-51.
- [32] D. Mardonez, R. Merino, R. Velásquez, R. Bonilla y L. Quinzio, Caracterización y condiciones de metamorfismo de una nueva unidad dentro del Paleozoico de la Cordillera de la Costa (Unidad Patagual - El Venado), vol. 13, Antofagasta, Región del Biobío, 2012, pp. 371-373.
- [33] SERNAGEOMIN, Mapa Geológico de Chile: versión digital. Escala 1:1.000.000, Santiago: Publicación Geológica Digital N°4, 2003.
- [34] Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Gobierno de Chile, Manual de Carreteras, vol. III: Instrucciones y Criterios de Diseño, 2017.

- [35] F. Alonso, *Propiedades físicas: densidad y porosidad*, Oviedo, 2013.
- [36] ASTM D854-02, *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*, West Conshohocken: ASTM International, 2002.
- [37] International Society of Rock Mechanics (ISRM), *Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption, and Related Properties*, 1977, pp. 147-150.
- [38] Instituto Nacional de Normalización, NCh1037:2009 - *Hormigón: Ensayo de Compresión de probetas cúbicas y cilíndricas*, Santiago, 2009.
- [39] E. Hoek, P. Marinos y M. Benissi, *Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation*, vol. 57, Athens: Bull. Eng. Geol. Env, 1998, pp. 151-160.
- [40] ASTM D2845-08, *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*, West Conshohocken, PA: ASTM International, 2008.
- [41] E. Hoek y M. Diederichs, *Empirical Estimacion of Rock Mass Modulus*, vol. 43, Elsevier, Ed., *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2006, pp. 203-215.
- [42] N. Sivakugan, S. Shukla y B. Das, *Rock Mechanics: An Introduction*, Boca Raton, Florida: CRC Press, 2013, pp. 86-94.
- [43] A. Palmström y R. Singh, *The Deformation Modulus of Rock Masses: Comparisons between in situ test and indirect estimates*, vol. 16, *Tunneling and Underground Space Technology*, 2001, pp. 115-131.
- [44] ASTM D3080 / D3080M -11, *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*, West Conshohocken: ASTM Internatioanl, 2011.

- [45] ASTM D2484-17, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), West Conshohocken, PA: ASTM International, 2017.
- [46] J. Jâky, "A nyugalmi nyomâs tényezöje (The coefficient of earth pressure at rest), Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, 1944, pp. 355-358.
- [47] E. Brooker y H. Ireland, Earth pressures at rest related to stress history, vol. 2, Canadian Geotechnical Journal, 1965, pp. 1-15.
- [48] M. Bolton, A guide to soil mechanics, M.D. & K. Bolton , 1991.
- [49] M. Pruska, Effect of initial stress on the stress-strain relation, vol. 4, Moscow: Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973, pp. 26-28.
- [50] N. Barton y S. Bandis, Effects of block size on the shear behavior of jointed rock, vol. 23, 1982, pp. 739-760.
- [51] J. Jaeger, The frictional properties of joints in rock, Geofís. Pura e Appl., vol. 43, 1959, pp. 148-158.
- [52] D. Stead, E. Eberhardt y J. Coggan, Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques, vol. 83, Engineering Geology, 2006, pp. 217-235.



## Capítulo 7. Anexos

### Anexo A. Recopilación de datos provenientes de estudios anteriores

Para el Talud A se cuenta con una base de datos generada mediante salidas a terreno programadas para estudiantes pertenecientes al plan de estudios de Ingeniería Civil de Minas en la Universidad de Concepción, las cuales tenían como objetivo caracterizar el macizo rocoso del talud. La base de datos la conforman mediciones de rebote de Martillo de Schmidt en condición seca, *RQD* y *GSI*, realizadas durante los años 2016, 2017 y 2018. El resumen de los datos de interés para la presente investigación se muestra en la Tabla 7.1.

**Tabla 7.1:** Mediciones para Talud A provenientes de estudios anteriores.

<b>Medición</b>	<b>Año</b>	<b>Nº mediciones</b>	<b>Promedio</b>	<b>Desv. estándar</b>
<b>Martillo de Schmidt</b>	2016	119	23,9	7,2
	2017	133	24,1	7,4
	2018	175	23,7	6,7
	<b>Total</b>	<b>427</b>	<b>23,9</b>	<b>7,1</b>
<b>RQD</b>	2016	14	64,8	15,2
	2017	9	57,8	13,5
	2018	11	60,6	24,3
	<b>Total</b>	<b>34</b>	<b>61,6</b>	<b>18,5</b>
<b>GSI</b>	2016	14	50,3	12,4
	2017	9	50,8	12,6
	2018	11	50	7,1
	<b>Total</b>	<b>34</b>	<b>50,3</b>	<b>11</b>

## Anexo B. Registro de discontinuidades medidas en terreno

### Talud A

**Tabla 7.2:** Registro mediciones de estructuras geológicas en terreno para Caso A.

#	Dip Direction [°]	Dip [°]	Apertura [mm]	Longitud [m]
1	175	50	0	4
2	335	46	1	1,53
3	172	11	1	0,84
4	309	56	0	1,5
5	286	64	1	2,5
6	168	14	2	3,5
7	178	25	1	1,5
8	38	50	0	1,9
9	310	60	2	0,8
10	178	40	4	8
11	300	64	2	0,27
12	350	4	0	4,5
13	0	50	0	0,44
14	164	32	0	0,22
15	358	10	0	0,45
16	340	60	0	0,75
17	60	50	1	2,3
18	302	88	1	0,25
19	52	54	0	1,3
20	49	60	0	0,96
21	70	59	0	0,49
22	180	40	3	1,2
23	270	80	1	0,57
24	40	70	0	0,53
25	270	70	0	0,4

## Talud B

**Tabla 7.3:** Registro mediciones de estructuras geológicas en terreno para Caso B.

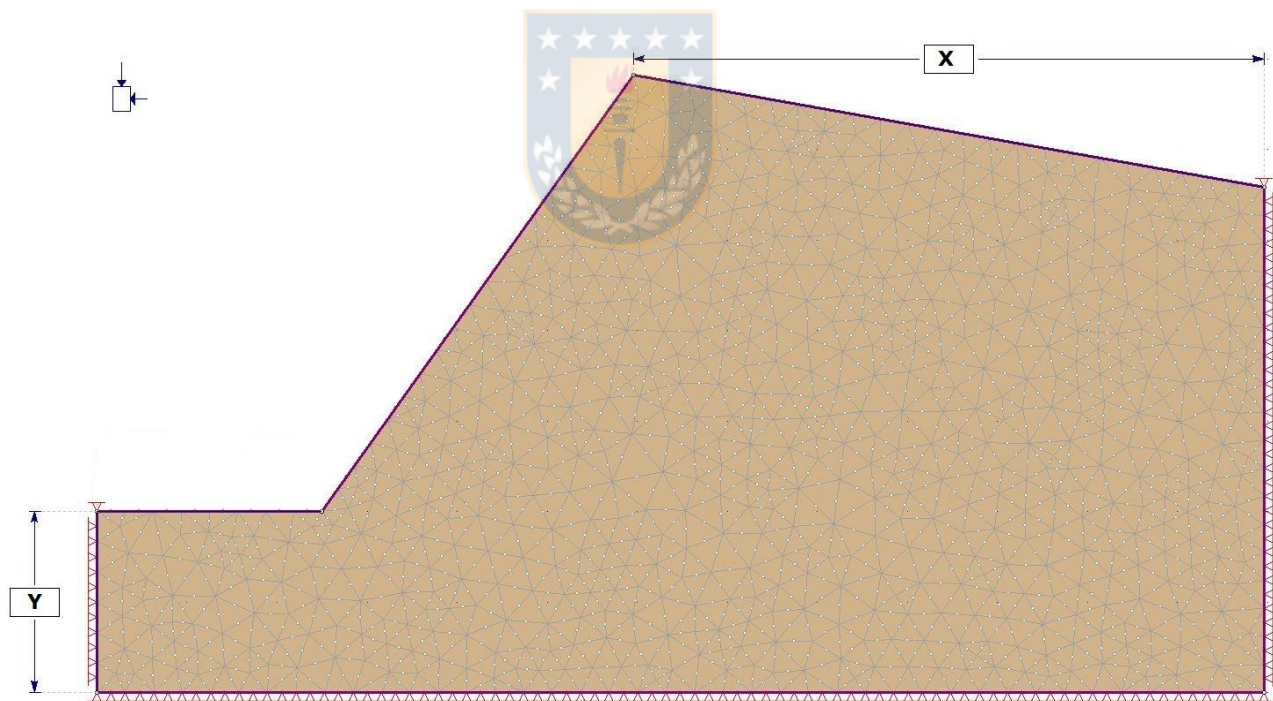
#	Dip Direction [°]	Dip [°]	Apertura [mm]	Longitud [m]
1	222	62	0	0,94
2	318	89	0	0,96
3	42	60	0	0,63
4	344	88	0	0,22
5	342	90	2	2,2
6	222	86	0	0,16
7	318	80	4	0,99
8	186	70	0	0,71
9	192	60	1	0,52
10	152	12	1	0,57
11	128	90	0	0,64
12	228	58	1	4,5
13	224	68	0	0,45
14	358	8	0	0,29
15	60	32	0	0,77
16	336	80	3	2,53
17	260	20	2	1,64
18	64	42	0	0,21
19	120	42	1	0,51
20	8	82	6	0,31
21	306	62	1	0,53

## Anexo C. Simulaciones preliminares en definición de geometría óptima

En referencia a lo visto en la Sección 3.7, se presentan los resultados de Sigma 3 para cada caso según la Tabla 7.4, donde las características geométricas de cada uno se resumen en la siguiente tabla, cuya interpretación en el modelo se muestra en la Figura 7.1. Los valores de esfuerzo horizontal fueron medidos a 0,5 m al interior de la cara expuesta del talud.

**Tabla 7.4:** Medidas de cada caso propuesto.

Medida	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV
Y [m]	25	20	15	10
X [m]	50	45	40	35



**Figura 7.1:** Interpretación de medidas en estudio preliminar de geometría.

### Caso I

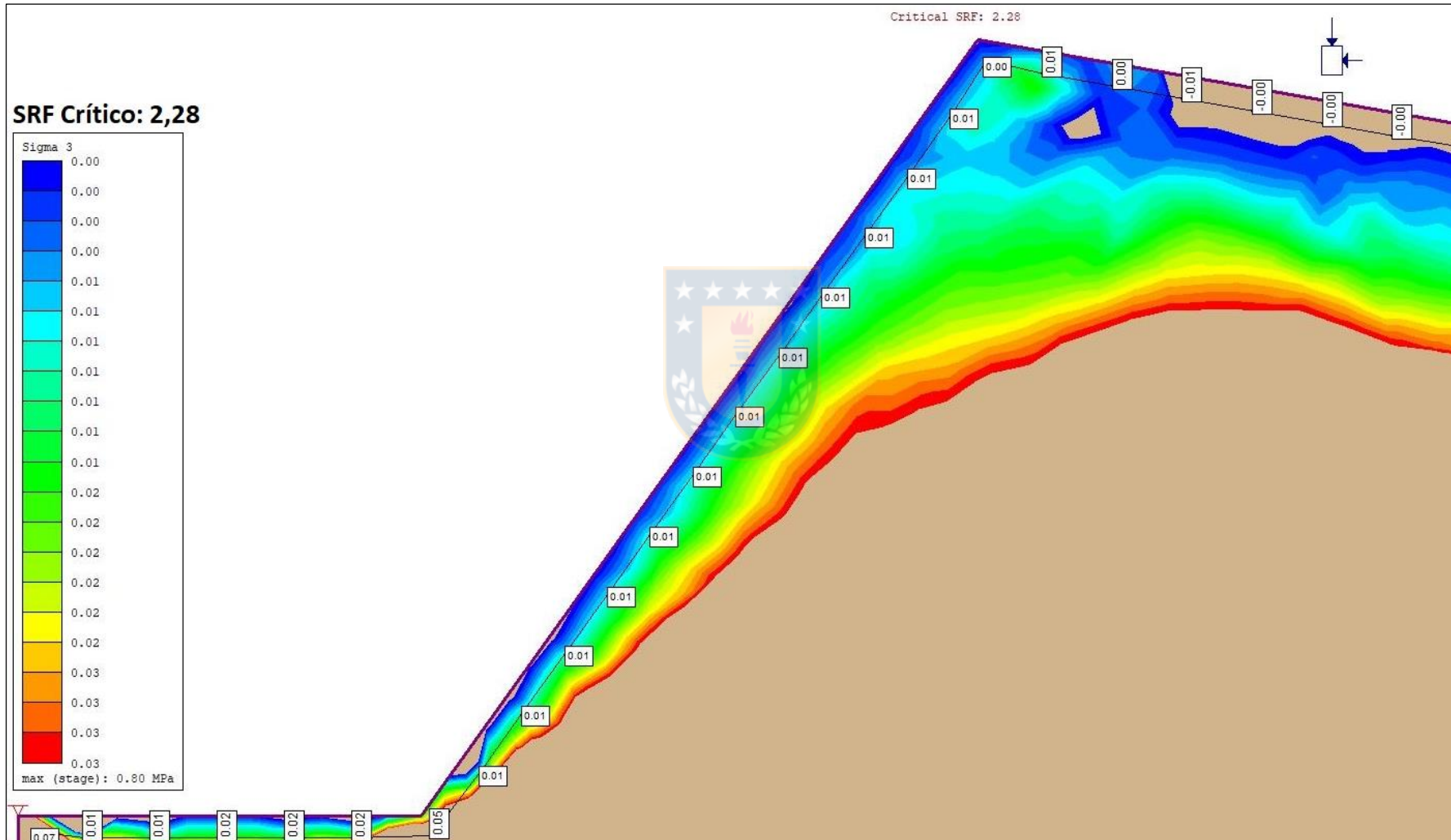


Figura 7.2: Resultados Sigma 3 para Caso I.

### Caso II

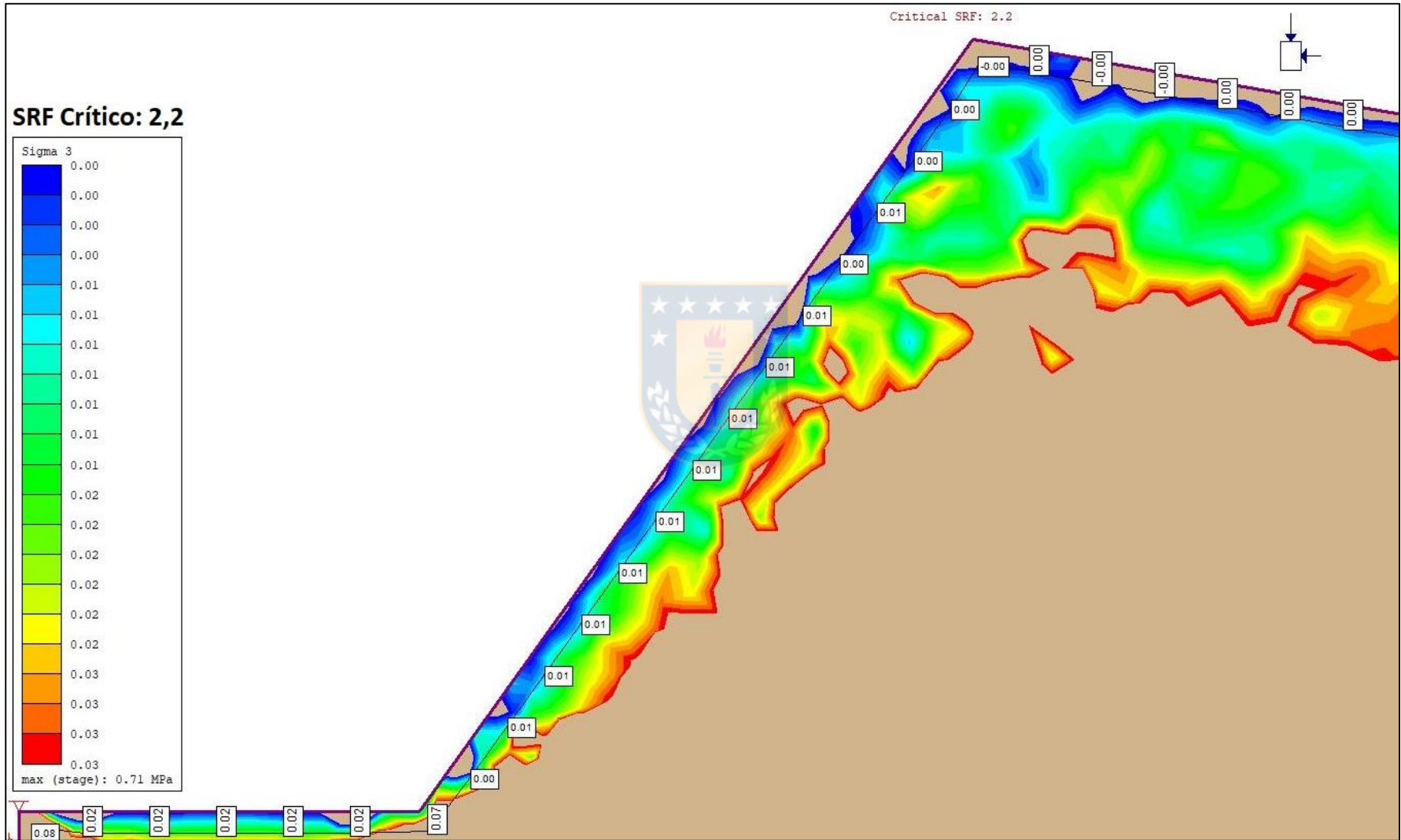
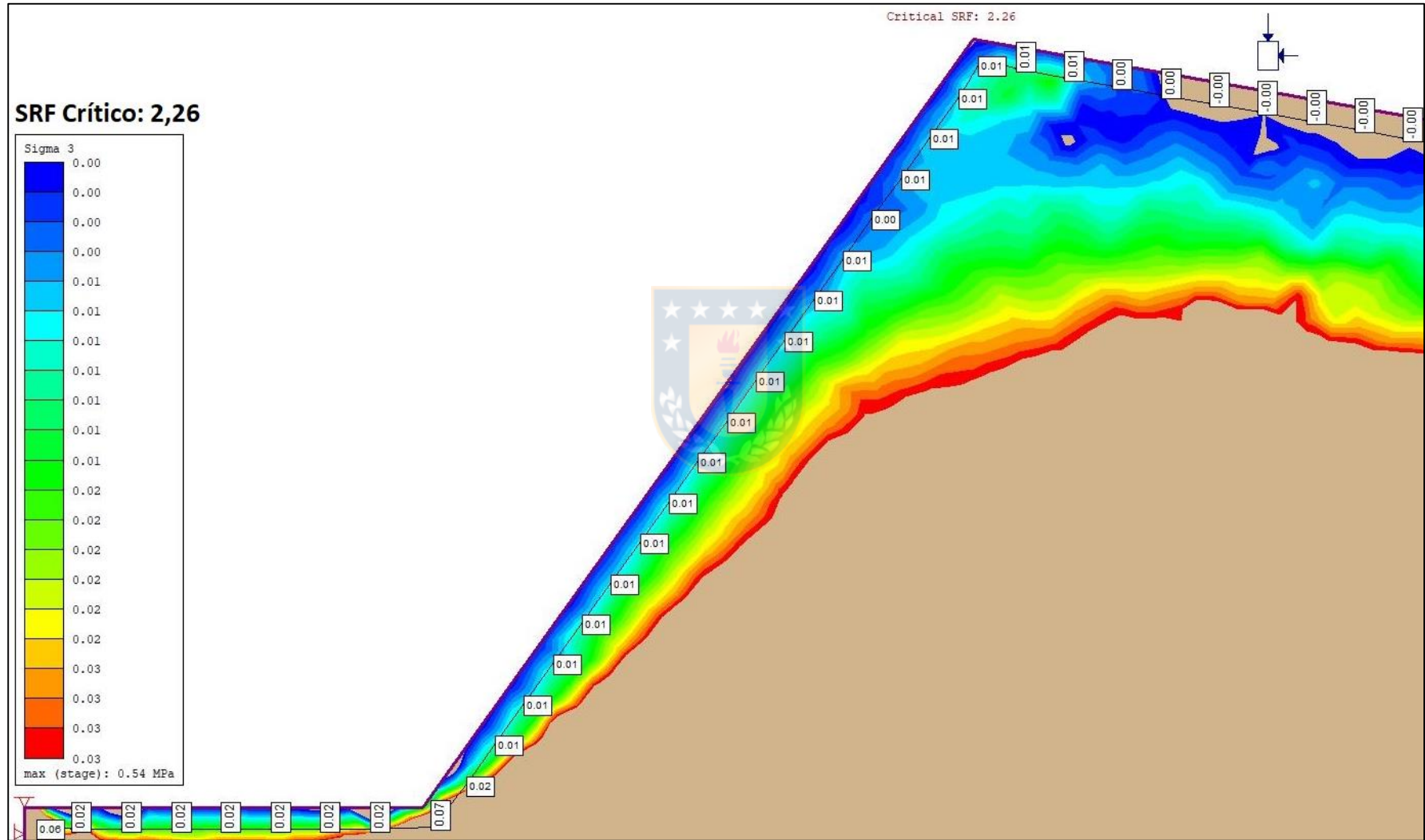


Figura 7.3: Resultados Sigma 3 para Caso II.





### Caso IV

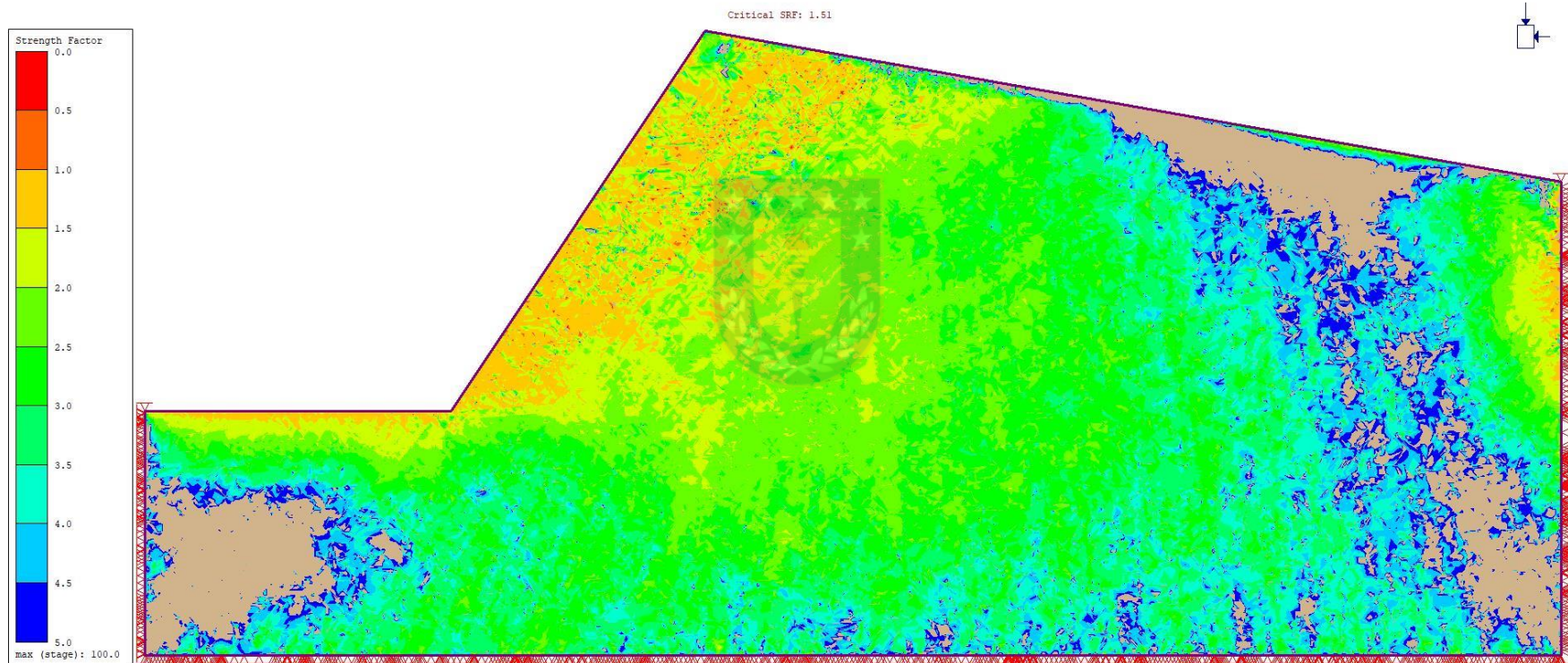


**Figura 7.5:** Resultados Sigma 3 para Caso IV.

## **Anexo D. Strength Factor para cada perfil en ambos casos de estudio**

Se presenta el Strength Factor de cada caso para los perfiles del Talud A y B en orden numérico. Los colores utilizados varían en un rango de 0 a 5 a través de 10 categorías, donde aquellas áreas sin color definido correspondan a aquellas que exceden el máximo.



**Talud A – Perfil A1****SRF Crítico: 1,51****Figura 7.6:** *Strength Factor* perfil A1.



### Talud A – Perfil A2

SRF Crítico: 1,4

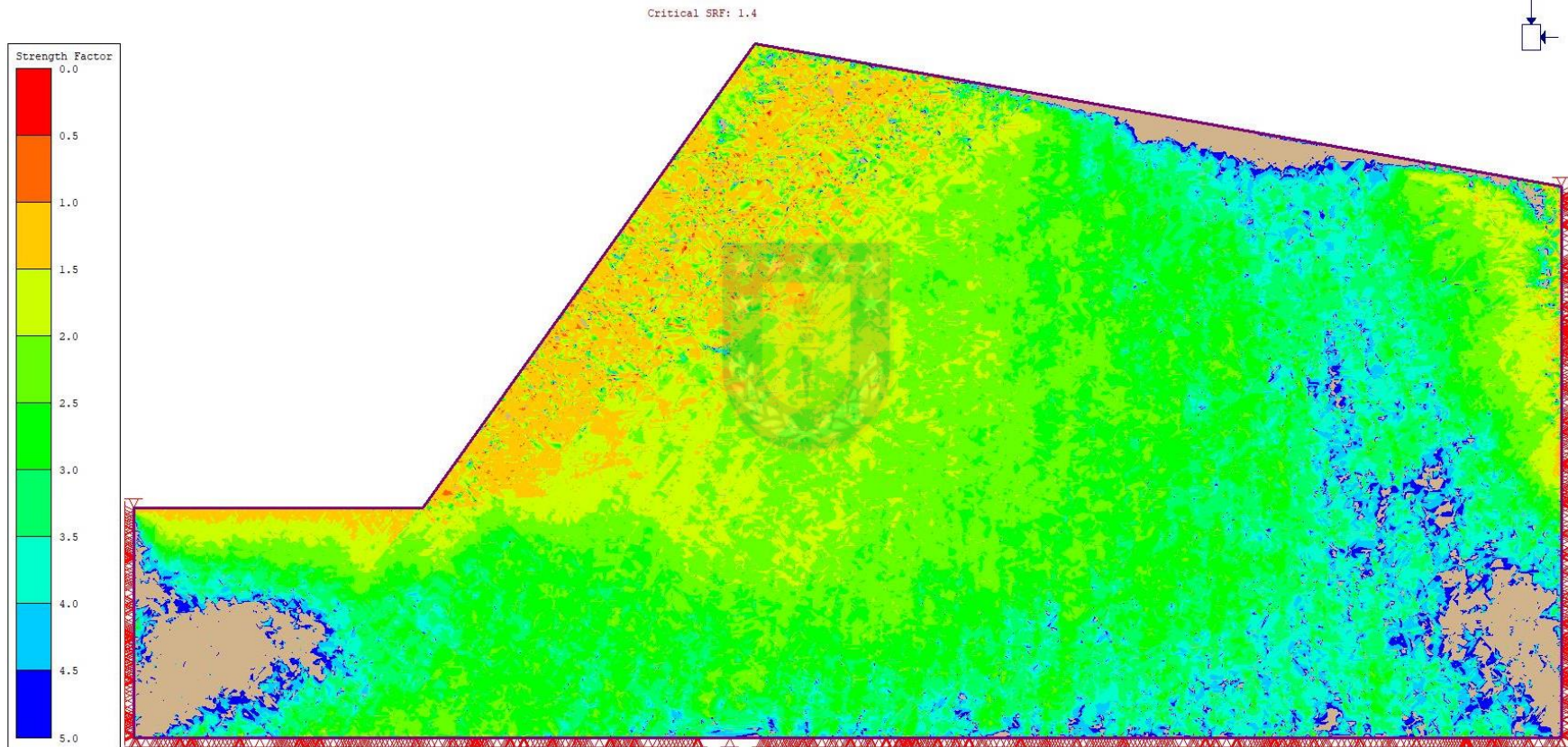


Figura 7.7: Strength Factor perfil A2.

### Talud A – Perfil A3

SRF Crítico: 1,6

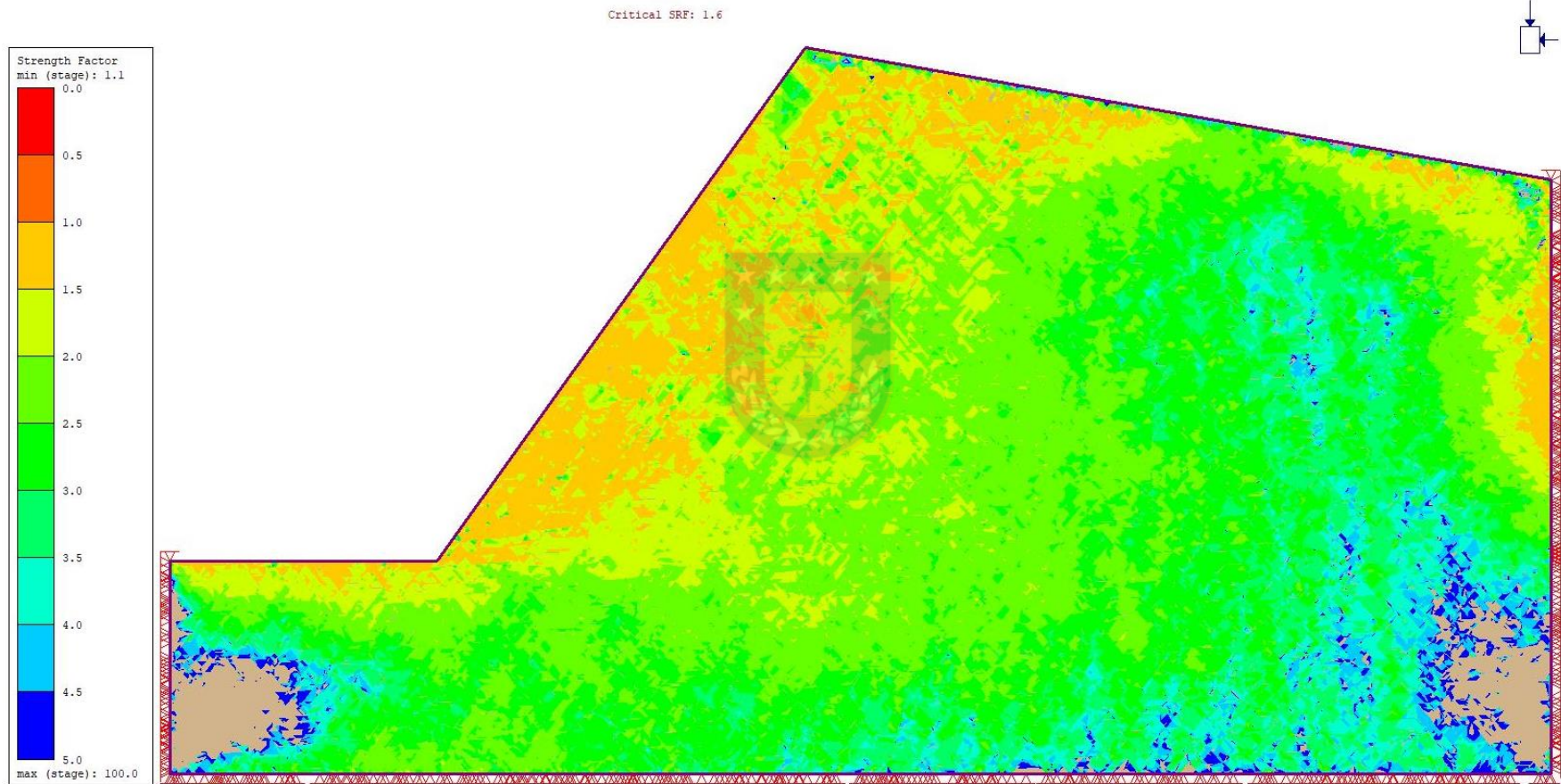


Figura 7.8: Strength Factor perfil A3.



### Talud A – Perfil A4

SRF Crítico: 1,4

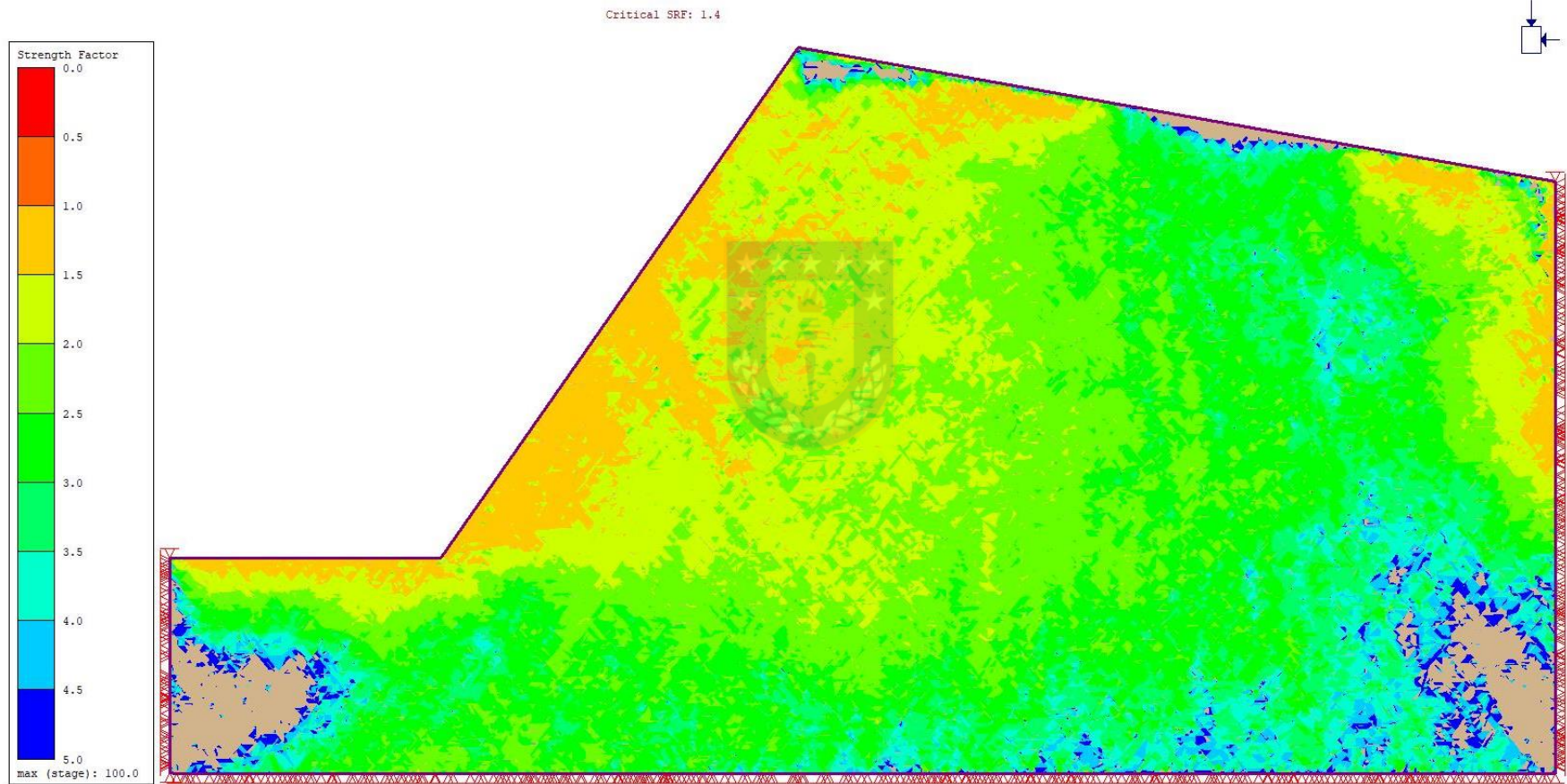
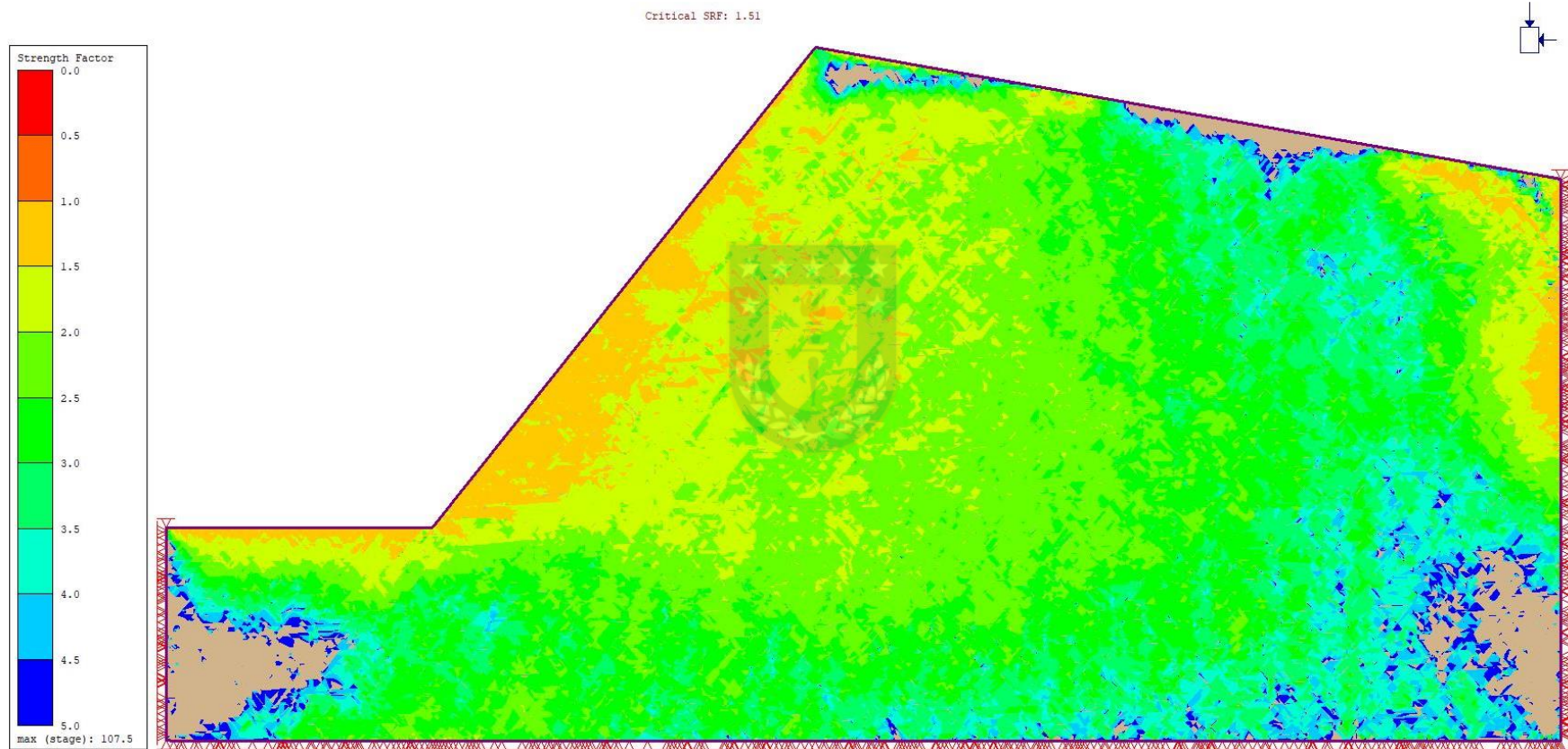
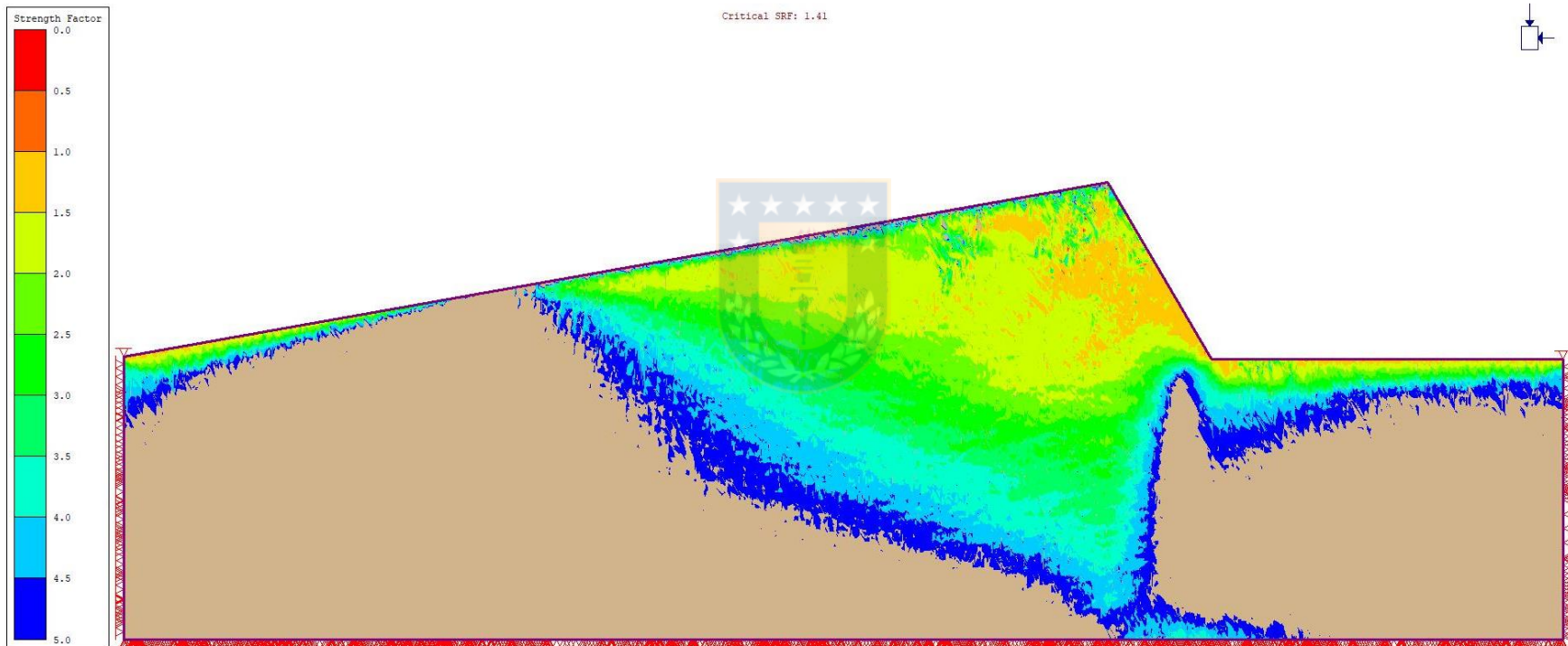


Figura 7.9: Strength Factor perfil A4.

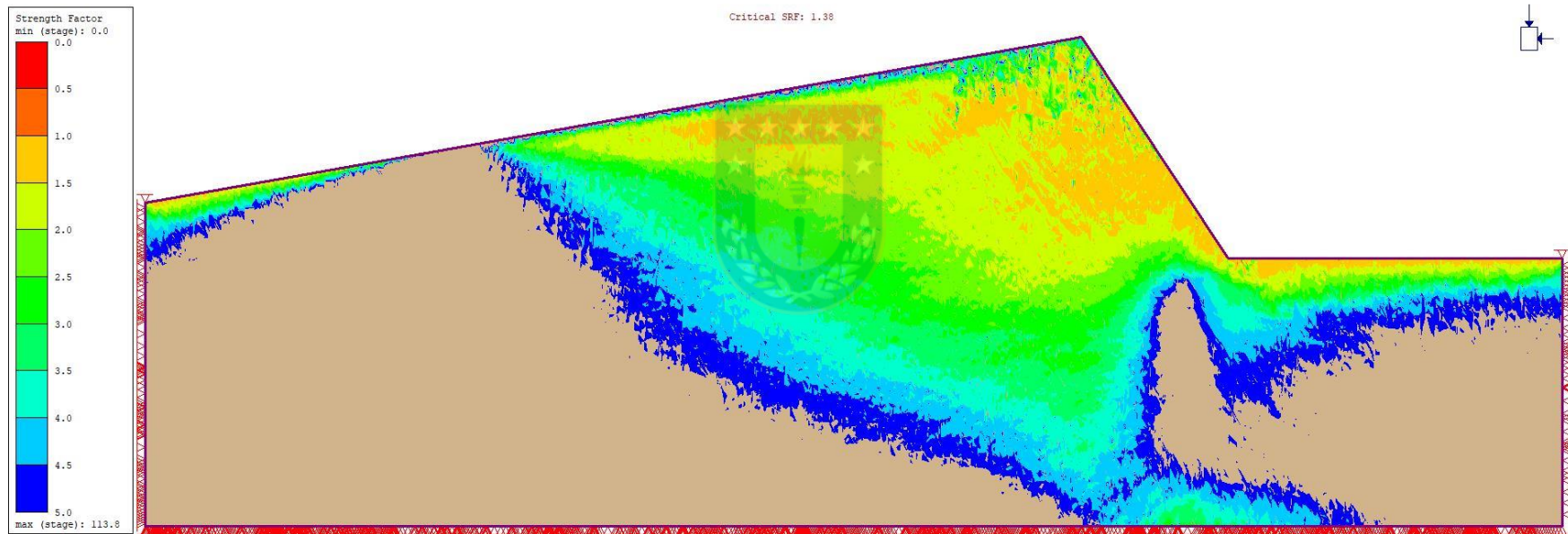
**Talud A – Perfil A5****SRF Crítico: 1,51****Figura 7.10:** *Strength Factor* perfil A5.



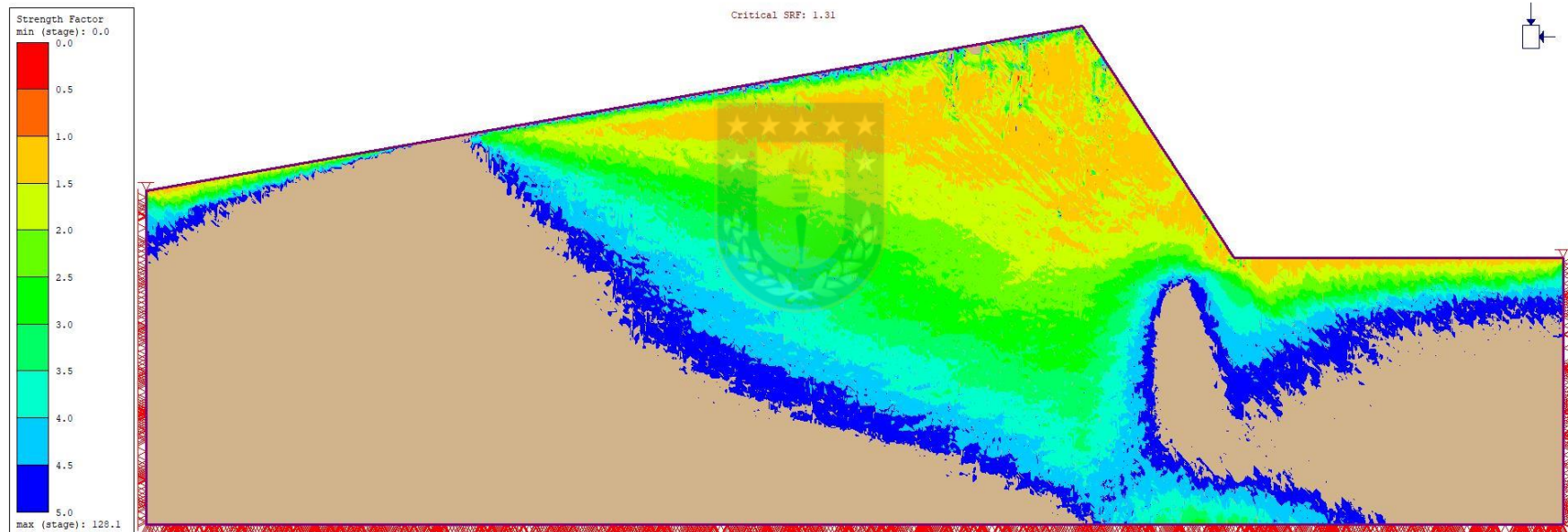
**Talud B – Perfil B1****SRF Crítico: 1,41****Figura 7.11:** *Strength Factor* perfil B1.

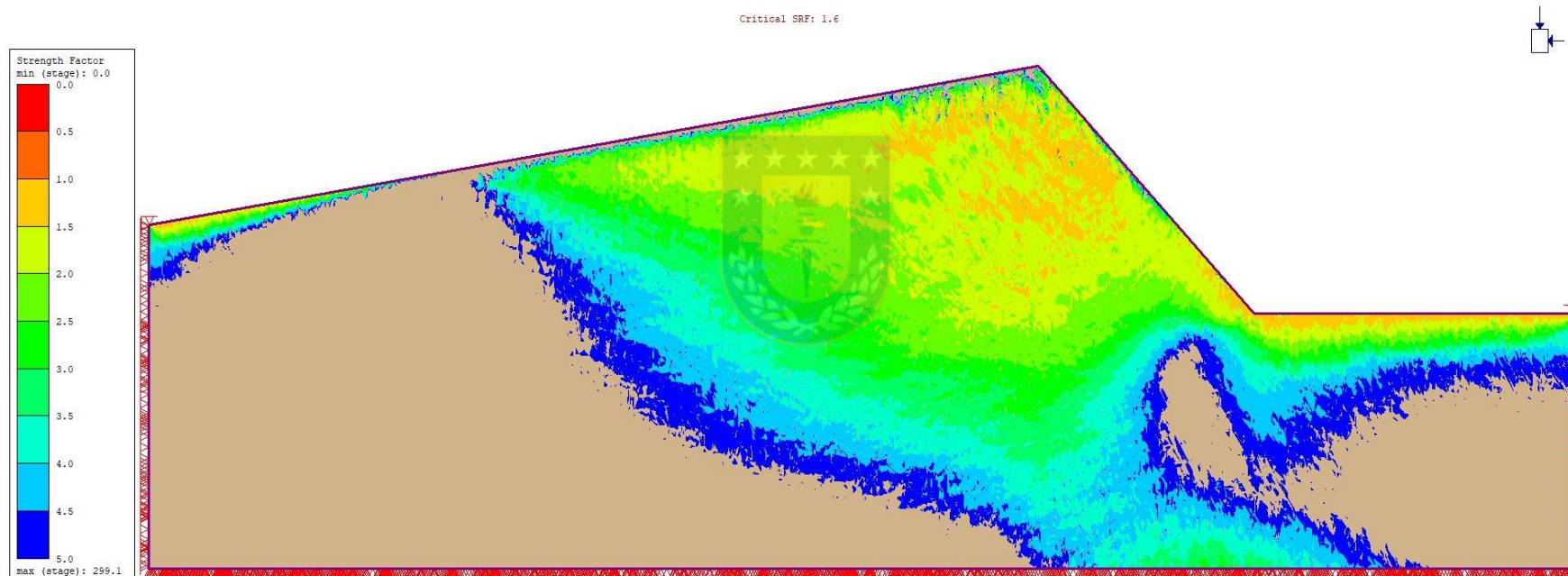
### Talud B – Perfil B2

**SRF Crítico: 1,38**



**Figura 7.12:** *Strength Factor* perfil B2.

**Talud B – Perfil B3****SRF Crítico: 1,31****Figura 7.13:** *Strength Factor* perfil B3.

**Talud B – Perfil B4****SRF Crítico: 1,6****Figura 7.14:** *Strength Factor* perfil B4.



### Talud B – Perfil B5

SRF Crítico: 1,39

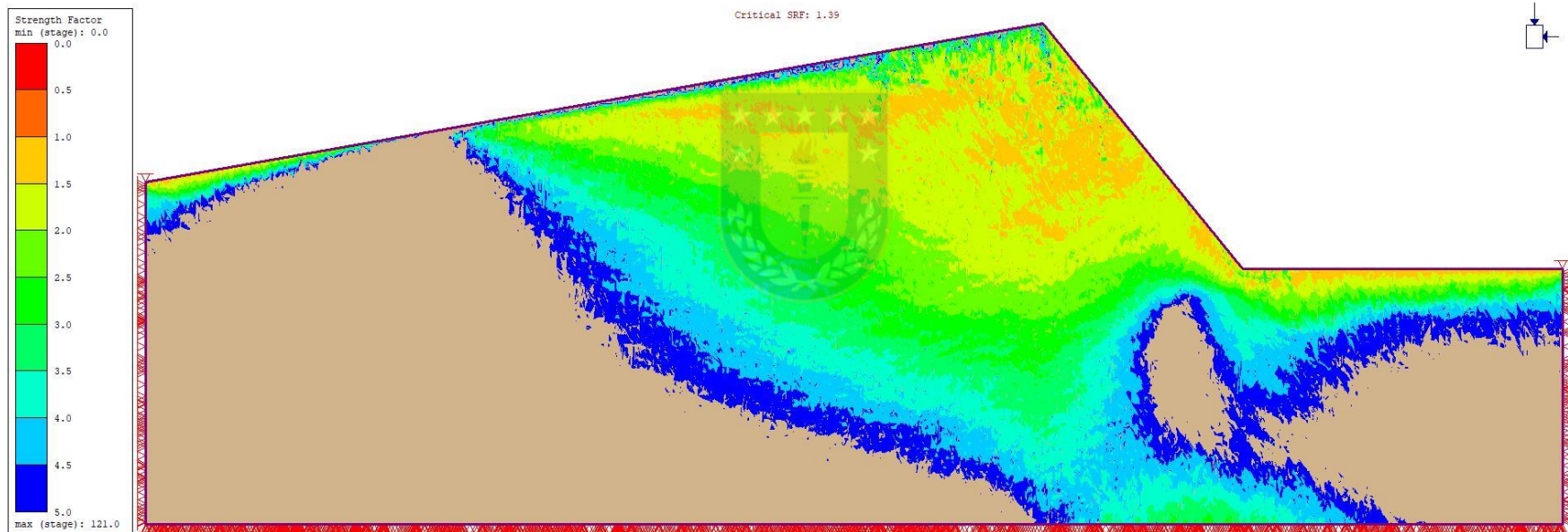
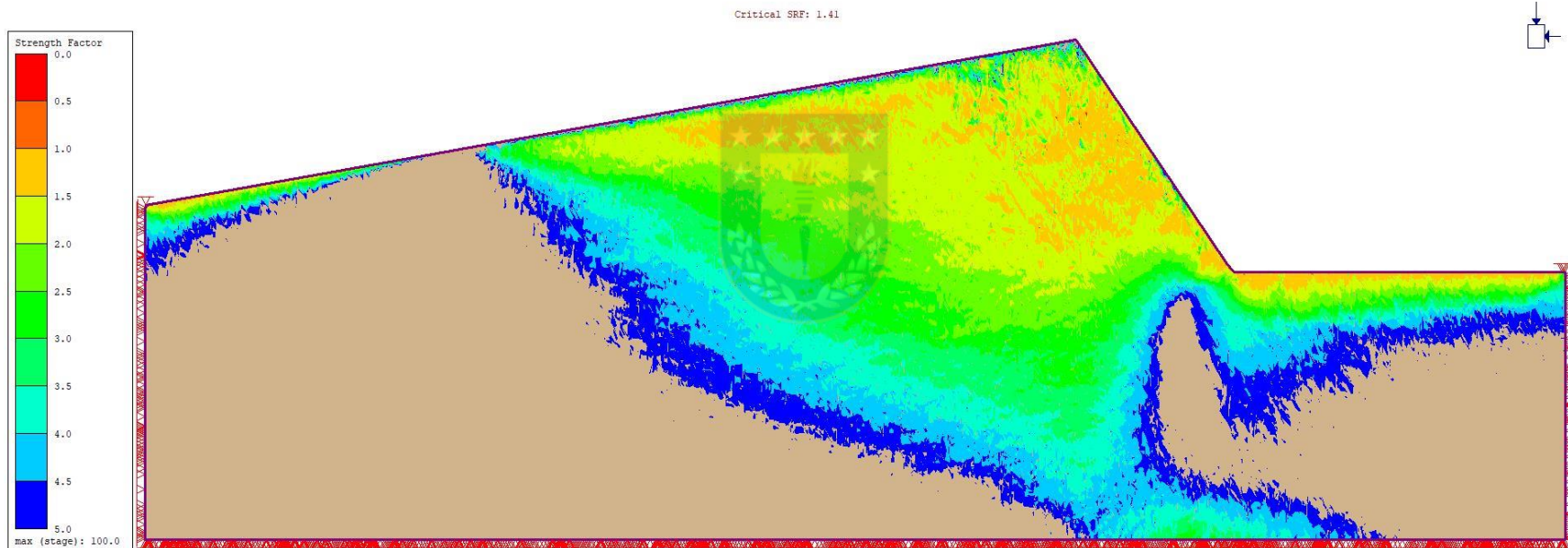
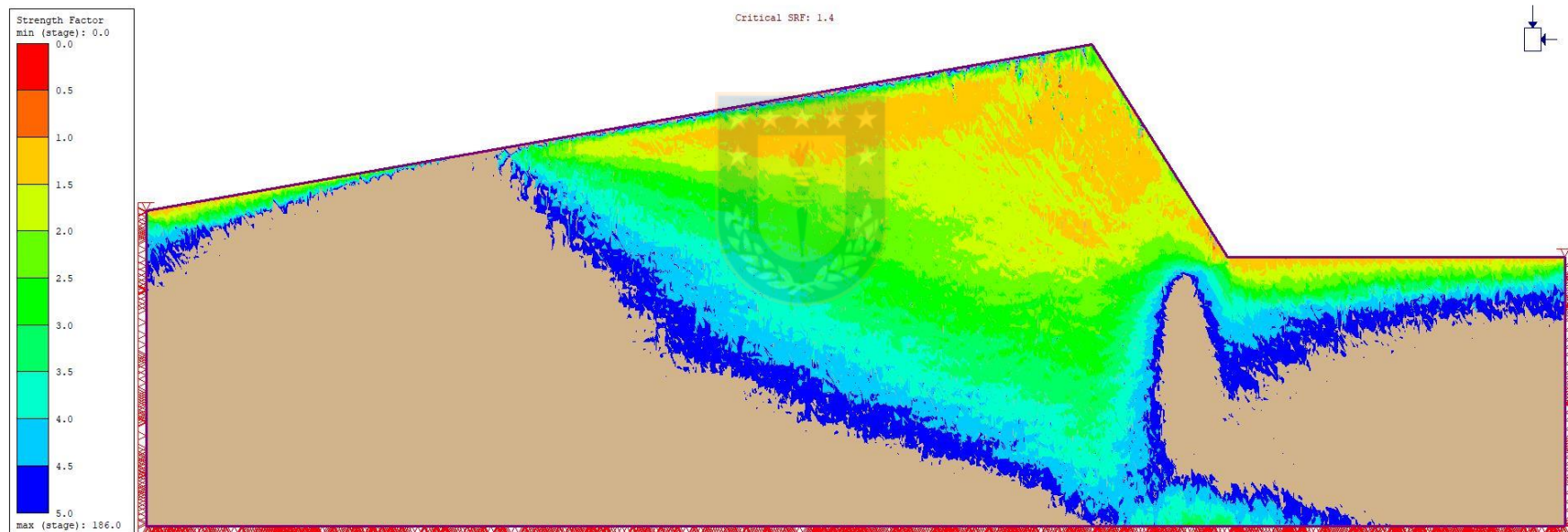


Figura 7.15: Strength Factor perfil B5.

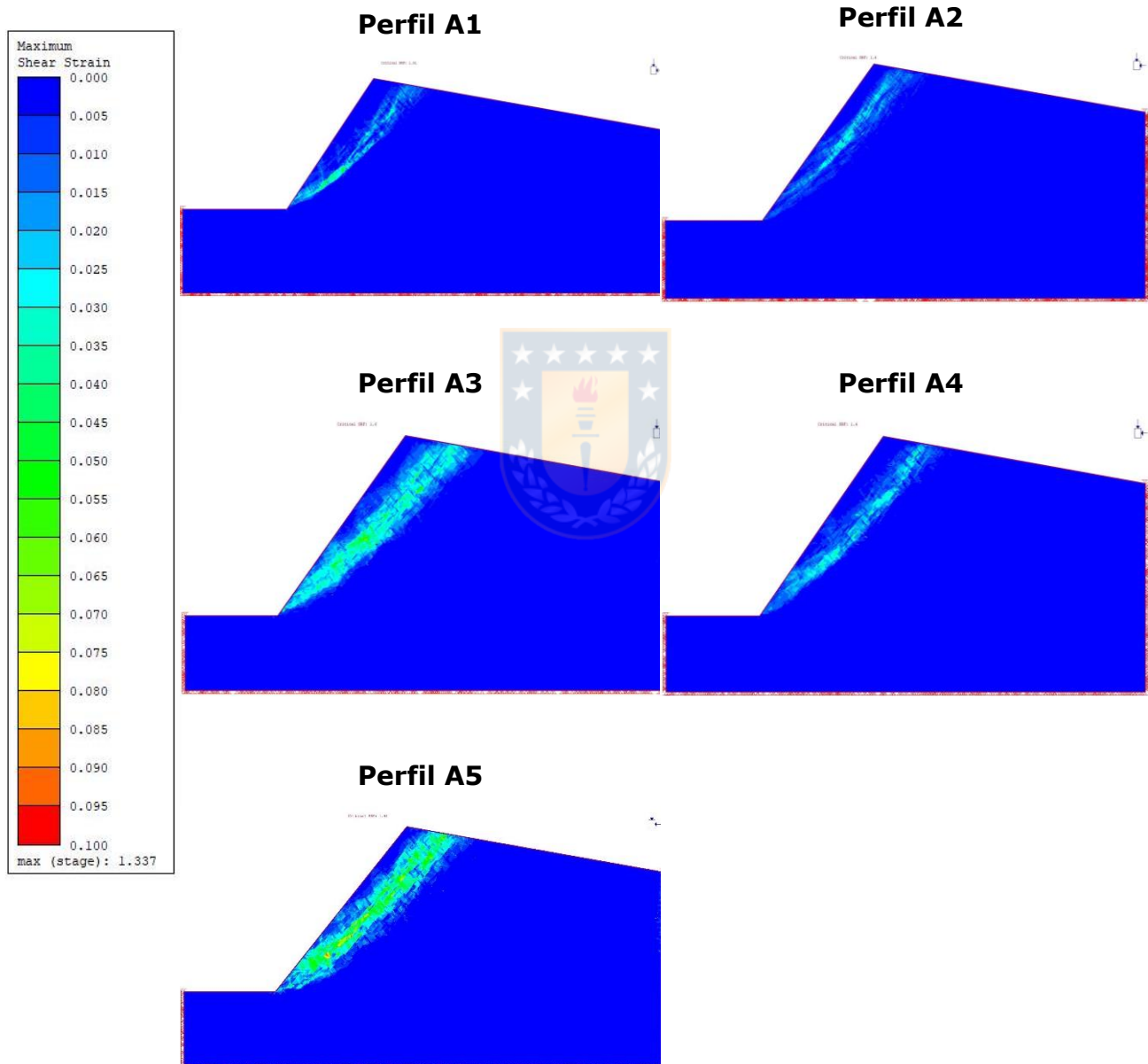
**Talud B – Perfil B6****SRF Crítico: 1,41****Figura 7.16:** *Strength Factor* perfil B6.

**Talud B – Perfil B7****SRF Crítico: 1,4****Figura 7.17:** *Strength Factor* perfil B7.



## Anexo E. Deformación y modo de falla para cada perfil

### Talud A



**Figura 7.18:** Deformación máxima por perfil. Talud A.

## Talud B

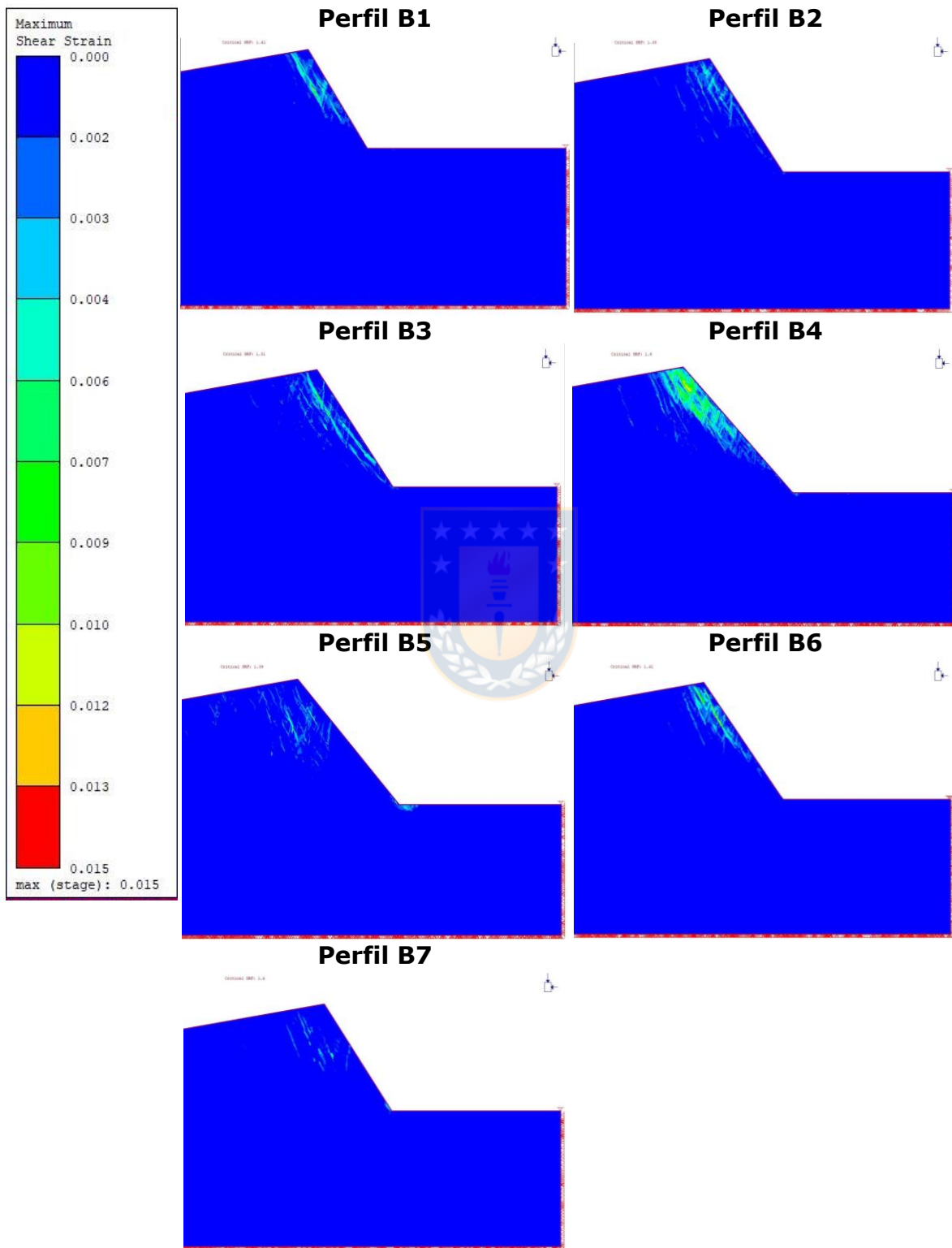


Figura 7.19: Deformación máxima por perfil. Talud B.