



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS**

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y DETERMINACIÓN DE
ÁNGULOS DE TALUD EN YACIMIENTO FRANKE**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL DE MINAS**

MARIO ORLANDO MORALES CÁRDENAS

**PROFESOR GUÍA:
RAÚL CASTRO RUIZ**

**MIEMBROS DE LA COMISION:
SOFÍA REBOLLEDO LEMUS
BENJAMÍN GALDAMES CHÁVEZ**

**SANTIAGO DE CHILE
MAYO 2009**

INDICE GENERAL.

| | |
|---|-------------|
| AGRADECIMIENTOS. | VII |
| RESUMEN. | VIII |
| I. INTRODUCCIÓN. | 1 |
| 1.1 GENERALIDADES..... | 1 |
| 1.1.1 <i>La Compañía</i> | 1 |
| 1.1.2 <i>El Proyecto Franke</i> | 1 |
| 1.1.3 <i>Motivación</i> | 3 |
| II. OBJETIVOS Y ALCANCES. | 5 |
| 2.1 OBJETIVOS..... | 5 |
| 2.1.1 <i>Objetivo General</i> | 5 |
| 2.1.2 <i>Objetivos Específicos</i> | 5 |
| 2.2 ALCANCES..... | 5 |
| III. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA. | 6 |
| 3.1 MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO..... | 6 |
| 3.1.1 <i>RQD - Deere (1967)</i> ^[1] | 6 |
| 3.1.2 <i>RMR - Bieniawski (1989)</i> ^[2] | 7 |
| 3.1.3 <i>MRMR - Laubscher (2000)</i> ^[3] | 8 |
| 3.1.4 <i>Q - Barton (1974)</i> ^[4] | 9 |
| 3.1.5 <i>GSI - Hoek (1994)</i> ^[5] | 11 |
| 3.1.6 <i>SMR - Romano (1988)</i> ^[6] | 13 |
| 3.1.7 <i>Consideraciones Finales</i> | 15 |
| 3.2 CRITERIO DE FALLA DE MACIZO ROCOSO ^[7] | 17 |
| 3.3 MODELO DE RESISTENCIA AL CORTE ^[8] | 18 |
| 3.4 MODELOS DE FALLA..... | 19 |
| 3.4.1 <i>Fallas con control estructural</i> | 20 |
| 3.4.1.1 <i>Falla plana</i> | 20 |
| 3.4.1.2 <i>Falla por cuñas</i> | 20 |
| 3.4.1.3 <i>Volcamientos</i> | 22 |
| 3.4.2 <i>Fallas sin control estructural</i> | 22 |
| 3.4.2.1 <i>Caída de rocas</i> | 22 |
| 3.4.2.2 <i>Falla circular</i> | 23 |
| 3.5 FACTOR DE SEGURIDAD..... | 23 |
| 3.6 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES..... | 25 |
| 3.6.1 <i>Métodos de cálculo de deformaciones</i> | 25 |
| 3.6.2 <i>Métodos de equilibrio límite</i> | 25 |
| 3.6.2.1 <i>Métodos exactos</i> | 26 |
| 3.6.2.1.1 Modelo estructural determinístico | 26 |
| 3.6.2.1.2 Modelo estructural probabilístico | 27 |

| | | |
|-------------|---|-----------|
| 3.6.2.2 | Métodos no exactos..... | 28 |
| 3.6.2.2.1 | Métodos de dovelas precisos..... | 30 |
| 3.6.2.2.2 | Métodos de dovelas aproximados..... | 31 |
| IV. | PROYECTO FRANKE | 32 |
| 4.1 | CONSIDERACIONES PRELIMINARES..... | 32 |
| 4.2 | GEOLOGÍA ^[9] | 33 |
| 4.2.1 | <i>Geología Regional</i> | 33 |
| 4.2.2 | <i>Geología Local</i> | 34 |
| 4.3 | LEVANTAMIENTO DE DATOS GEOTÉCNICOS..... | 37 |
| 4.3.1 | <i>Mapeo geotécnico básico</i> | 37 |
| 4.3.2 | <i>Mapeo por tramos geotécnicos</i> | 40 |
| 4.3.3 | <i>Información estructural de fallas</i> | 42 |
| 4.4 | DISEÑO MINERO ^[13] | 43 |
| 4.5 | BASES DE DATOS..... | 44 |
| V. | METODOLOGÍA PROPUESTA..... | 46 |
| 5.1 | GENERAL..... | 46 |
| 5.2 | HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS..... | 47 |
| 5.3 | APLICACIÓN DE MÉTODOS DE CÁLCULO..... | 48 |
| 5.3.1 | <i>Exactos: falla plana y cuñas</i> | 48 |
| 5.3.2 | <i>Aproximados: por dovelas</i> | 48 |
| VI. | RESULTADOS..... | 49 |
| 6.1 | ROCA INTACTA Y MACIZO ROCOSO..... | 49 |
| 6.2 | CARACTERIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES..... | 51 |
| 6.2.1 | <i>Orientación de discontinuidades</i> | 51 |
| 6.2.2 | <i>Cohesión y ángulo de fricción</i> | 53 |
| 6.3 | DEFINICIÓN DE ZONAS GEOTÉCNICAS..... | 54 |
| 6.4 | PERFILES DE ANÁLISIS..... | 56 |
| 6.5 | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD..... | 59 |
| 6.5.1 | <i>Caída de rocas</i> | 59 |
| 6.5.2 | <i>Fallas planas y cuñas</i> | 59 |
| 6.5.2.1 | Análisis determinístico..... | 60 |
| 6.5.2.2 | Análisis probabilístico..... | 60 |
| 6.5.3 | <i>Falla rotacional</i> | 62 |
| 6.5.3.1 | Análisis estático..... | 63 |
| 6.5.3.2 | Análisis dinámico..... | 63 |
| 6.6 | DETERMINACIÓN DE ÁNGULO MÁS RESTRICTIVO..... | 63 |
| VII. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 65 |
| 7.1 | CONCLUSIONES..... | 65 |
| 7.1.1 | <i>Respecto de la caracterización geotécnica</i> | 65 |
| 7.1.2 | <i>Respecto al análisis de estabilidad de taludes</i> | 66 |

| | | |
|--------------|---|-----------|
| 7.2 | RECOMENDACIONES..... | 68 |
| VIII. | REFERENCIAS | 70 |
| IX. | ANEXOS | 72 |
| 10.1 | GEOMETRÍA GENERAL DE UN TALUD..... | 72 |
| 10.2 | CRITERIO DE RITCHIE. | 74 |
| 10.3 | MÉTODO DE JANBU APROXIMADO. | 75 |
| 10.4 | MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO..... | 76 |
| 10.5 | PERFILES GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS..... | 79 |
| 10.6 | ESCANEÓ ÓPTICO DE POZOS. | 84 |
| 10.6.1 | <i>Orientación y clasificación de estructuras.....</i> | <i>85</i> |
| 10.7 | DIAGRAMAS DE ROSETAS Y CONCENTRACIÓN EN POLOS POR POZO..... | 87 |

INDICE DE TABLAS.

| | |
|---|----|
| Tabla 1: Clasificación según MRMR. | 8 |
| Tabla 2: Clasificación según GSI..... | 11 |
| Tabla 3: Determinación del GSI de Hoek (Hoek y Marinos, 2000)..... | 12 |
| Tabla 4: Factores de ajuste para el SMR. | 14 |
| Tabla 5: Estabilidad de talud según SMR. | 14 |
| Tabla 6: Parámetros método de dovelas..... | 30 |
| Tabla 7: Rangos de contabilización de estructuras. | 38 |
| Tabla 8: Caracterización del tipo de molido. | 39 |
| Tabla 9: Grado de Meteorización ISRM (1981)..... | 39 |
| Tabla 10: Criterios para determinar el grado de alteración de las paredes ^[11] | 42 |
| Tabla 11: Orientaciones de fallas en el sector..... | 42 |
| Tabla 12: Cohesión y ángulo de fricción para fallas. | 43 |
| Tabla 13: UCS por litología según carga puntual..... | 49 |
| Tabla 14: UCS según compresión uniaxial. | 49 |
| Tabla 15: GSI según unidad geológica. | 50 |
| Tabla 16: RMR según unidad geológica..... | 50 |
| Tabla 17: Comparación RMR y GSI según relación empírica..... | 50 |
| Tabla 18: Propiedades macizo rocoso según unidad geológica..... | 51 |
| Tabla 19: Caracterización geotécnica de pozos escaneados. | 53 |
| Tabla 20: Características de las diaclasas. | 54 |
| Tabla 21: Características de los perfiles de análisis..... | 57 |
| Tabla 22: Modo de falla preferente por perfil. | 59 |
| Tabla 23: Resultados análisis estructural determinístico. | 60 |
| Tabla 24: Resultados análisis estructural probabilístico. | 62 |
| Tabla 25: Resultados análisis rotacional, caso estático..... | 63 |
| Tabla 26: Resultados análisis rotacional, caso dinámico..... | 63 |
| Tabla 27: Ángulo más restrictivo por perfil. | 64 |
| Tabla 27: Ángulos máximos recomendados. | 67 |
| Tabla 28: Nomenclatura para clasificación de estructuras. | 86 |

INDICE DE FIGURAS.

| | |
|--|----|
| Figura 1: Ubicación del Proyecto Franke..... | 2 |
| Figura 2: Relación ángulo de talud con sobrecarga. | 4 |
| Figura 3: Esquema para determinación del MRMR de Laubscher (2000). | 9 |
| Figura 4: Uso de métodos de clasificación según tipo de minería. | 16 |
| Figura 5: Proyección estereográfica de falla plana. | 20 |
| Figura 6: Condición geométrica falla por cuña. | 21 |
| Figura 7: Proyección estereográfica de falla por cuña. | 21 |
| Figura 8: Proyección estereográfica de falla por volcamiento..... | 22 |
| Figura 9: Proyección estereográfica de rotura rotacional. | 23 |
| Figura 10: Factor de seguridad en taludes estables e inestables. | 24 |
| Figura 11: Esquema métodos de cálculo para estabilidad de taludes..... | 25 |
| Figura 12: Principio de los métodos de rebanadas..... | 29 |
| Figura 13: Geología regional del distrito de Altamira..... | 33 |
| Figura 14: Patrones estructurales en el cerro Frankenstein..... | 35 |
| Figura 15: Zonas profundas (1205 msnm, sulfuros), muestran control N30W..... | 36 |
| Figura 16: Zonas superficiales (1295 msnm, óxido y mixtos) muestran control N60W. | 36 |
| Figura 17: Esquema para la determinación del JRC (Barton, 1977)..... | 41 |
| Figura 18: Pit final mina Franke en etapa de ingeniería de perfil. | 43 |
| Figura 19: Ubicación pozos escaneados para estructuras..... | 52 |
| Figura 20: Detalle de zonas de GSI a nivel superficial..... | 54 |
| Figura 21: Mapa litológico tridimensional. | 55 |
| Figura 22: Perfil litológico y de mineralización NW 469. | 56 |
| Figura 23: Ubicación de los perfiles de análisis. | 58 |
| Figura 24: Esquema de aplicación del método de Janbu. | 75 |
| Figura 25: Esquema de aplicación del método de Bishop..... | 77 |
| Figura 26: Ejemplo gráfico de registros de televisor óptico. | 84 |

AGRADECIMIENTOS.

Primero que todo quisiera agradecer a mi padre, Mario, y a mi madre, Virginia, por todos los años de esfuerzo inigualable, sacrificio y dedicación que han puesto en mi formación como persona y profesional. ¡Gracias mis viejitos!

Quisiera también mencionar a Javier y Paulina, mis hermanos, quienes muy a su manera han también contribuido a mi formación. Quiero extender las gracias a mis abuelos, primos, tíos y amigos, pues son parte importante de mi vida también.

Por otro lado agradecer a la gente de Centenario Copper Chile y los muchos amigos que conocí, en especial a Álvaro Berenguela por el apoyo en la memoria y la oportunidad de desarrollar, y dejar en manos de un memorista este tema de trabajo.

Gratitud especial también a la gente del Departamento de Ingeniería de Minas de la Universidad de Chile, en especial a mis profesores guías, Raúl Castro y Sofía Rebolledo, por la paciencia y los consejos entregados. Mención honrosa a la Juanita, supongo no será ni la primera ni última memoria en que el agradecen.

Finalmente agradecer a mi señora, Loretta, quién ha sido fuente de la fuerza que a veces escasea, pero nunca falta. Muchas veces, tu sin saberlo, fuiste en quien pensaba para darme un poco mas de energía.

RESUMEN.

El presente trabajo corresponde a la memoria para optar al título de Ingeniero Civil de Minas de la Universidad de Chile y corresponde a una caracterización geotécnica y determinación de ángulos de talud para la futura mina Franke, ubicada en el distrito de Altamira, en el límite sur de la región de Antofagasta, 52 [km] al noreste de El Salvador.

Se realiza una revisión de los métodos de clasificación geotécnica y la consiguiente selección del método a utilizar, GSI. Con el método de caracterización se realiza, de acuerdo también con la orientación de las estructuras, una zonificación de dominios geotécnicos en la mina, la cual queda establecida por la distribución del GSI.

A partir de la clasificación se determinan los parámetros importantes para realizar los distintos análisis en 14 perfiles distribuidos dentro de la superficie de la mina: contención, determinístico, probabilístico y rotacional. Se hacen luego, con ayuda de software específico, simulaciones de acuerdo a cada perfil para el modo de falla determinado, para analizar la posibilidad de un incremento del ángulo de talud entregado por la ingeniería de perfil anteriormente desarrollada.

Luego de obtenidos los resultados se aprecia que el criterio de contención entrega un ángulo de 55° como seguro para la mayoría de los perfiles; con excepción de los perfiles 9, 10 y 11 que entregan ángulos más bajos dados por su modo de falla. El perfil 6, por su parte, entrega el mismo ángulo en análisis determinístico al sugerido por este criterio. Los ángulos propuestos para cada uno de los perfiles analizados son:

| PERFILES | | | |
|----------|------------|----------------------|----------------------------------|
| | Altura [m] | Ángulo de Diseño [°] | Ángulos máximos recomendados [°] |
| 1 | 55 | 37 | 55 |
| 2 | 55 | 40 | 55 |
| 3 | 50 | 46 | 55 |
| 4 | 60 | 40 | 55 |
| 5 | 65 | 36 | 55 |
| 6 | 50 | 36 | 55 |
| 7 | 50 | 24 | 55 |
| 8 | 40 | 24 | 55 |
| 9 | 75 | 49 | 51 |
| 10 | 75 | 53 | 53 |
| 11 | 50 | 60 | 54 |
| 12 | 55 | 60 | 55 |
| 13 | 60 | 55 | 55 |
| 14 | 75 | 50 | 55 |

Se sugiere continuar actualizando el índice GSI y RMR en conjunto con el desarrollo de nuevas labores mineras y del análisis retrospectivo de las obras construidas, así como también se recomienda la realización de ensayos de compresión uniaxial para todas las litologías presentes, a fin de obtener una aproximación más exacta del UCS.

I. INTRODUCCIÓN.

1.1 Generalidades.

1.1.1 La Compañía.

La Sociedad Contractual Minera Centenario Copper Chile es una empresa chilena filial de Centenario Copper Corporation, compañía minera canadiense fundada en el año 2004 cuya política es desarrollar proyectos de mediana envergadura que no satisfacen las expectativas económicas de las grandes mineras, pero que sí pueden ser llevadas a cabo por ella. La compañía posee diferentes propiedades mineras en Chile, ubicadas en las regiones de Antofagasta y Atacama; entre ellas se cuentan los yacimientos cupríferos Frankenstein y San Guillermo, los que dan origen al proyecto Franke.

1.1.2 El Proyecto Franke.

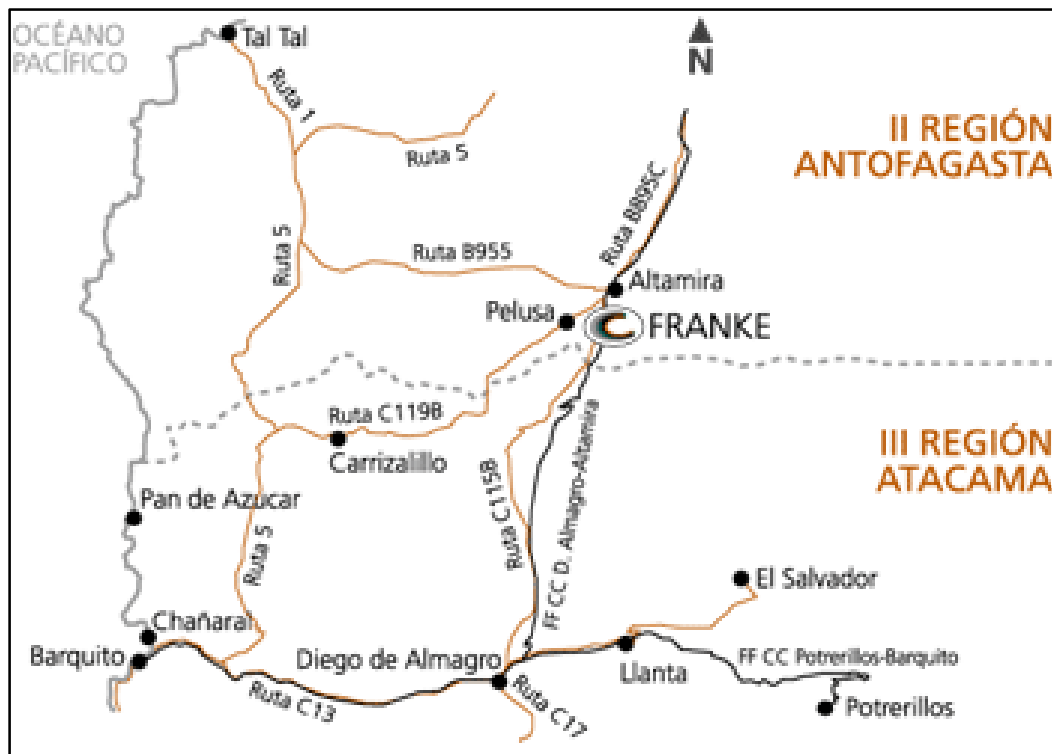
Ubicado en el distrito de Altamira, en el límite sur de la región de Antofagasta (Figura 1), Franke es un proyecto de extracción por solventes/electro-obtención de cobre (SX/EW) situado aproximadamente 77 [km] al sur este de la ciudad de Taltal, 64 [km] al norte de Diego de Almagro y 52 [km] al noreste de El Salvador, tal como se observa en la figura 1. La altitud media de la zona es de 1730 m.s.n.m.

El sector mineralizado de interés cuenta con recursos de óxidos y sulfuros de cobre que se estiman del orden de 35 millones de toneladas de recursos y 26 millones de toneladas de reservas, con una ley promedio de 0,85% Cu.

La mina ha sido explotada por pequeños y medianos pirquineros por más de 60 años, quienes seleccionaban manualmente el mineral de alta ley y lo comercializaban en la Estación de Ferrocarril Altamira o lo enviaban a Taltal o Copiapó para su venta a empresas mineras con poder de compra. Esta modalidad de explotación dio lugar a

una dispersión de laboreos y acopios de estériles y minerales de baja ley en el área, así como instalaciones precarias de apoyo a la actividad de pirquen.

Figura 1: Ubicación del Proyecto Franke.¹



Por medio de la implementación del Proyecto Franke, S.C.M. Centenario Copper Chile tiene como objetivo iniciar la explotación y el procesamiento del mineral de la mina Frankenstein, integrando los laboreos preexistentes en la operación de un único rajo abierto, diseñado para producir 30.000 [t/año] de cátodos de cobre de alta pureza. La relación de estéril/mineral promedio anual, según el plan minero de largo plazo, es de 1,26. El total movimiento de mineral de la mina durante su vida útil será de 38 millones de toneladas, en tanto el movimiento de estéril durante el mismo período será de 48 millones de toneladas.

¹ Fuente: S.C.M. Centenario Copper Chile.

La fase de construcción del proyecto se inició el tercer trimestre del año 2007, teniendo una duración aproximada de un año, en tanto, la puesta en marcha esta prevista para el cuarto trimestre del año 2008. El monto de inversión asociado a la implementación del Proyecto es de US\$ 160 millones, el cual incluye la ingeniería de detalle, adquisición de equipos, construcción y montaje.

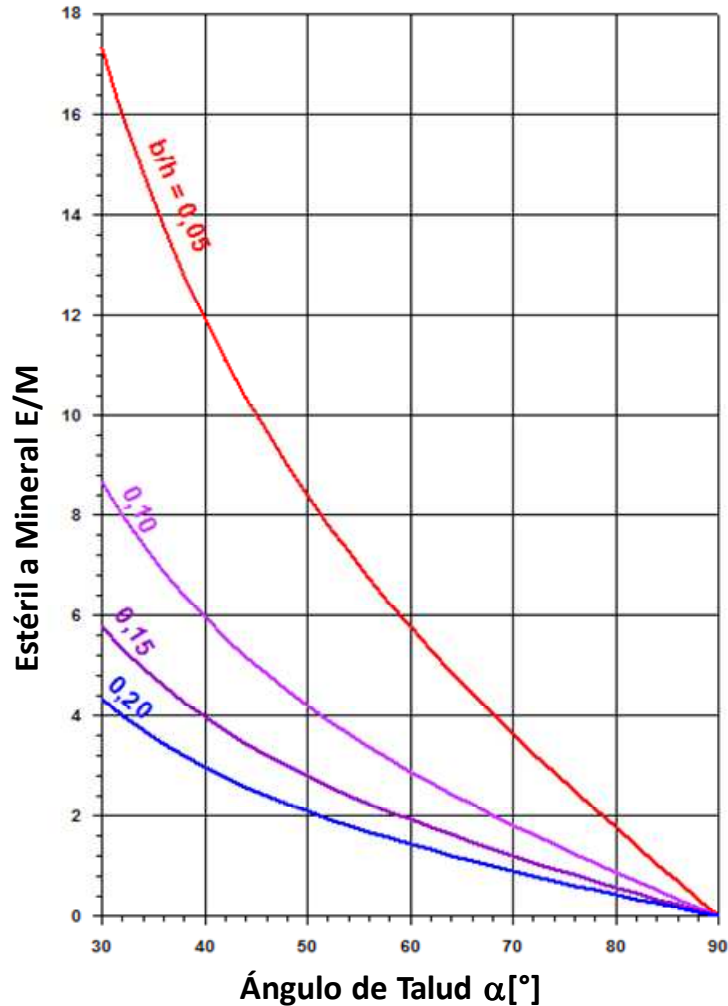
1.1.3 Motivación.

Una etapa fundamental de todo proyecto minero a cielo abierto considera llevar a cabo la caracterización geológico-geotécnicas del macizo rocoso y la evaluación de los ángulos de talud. La primera debe tomar en cuenta las características litológicas, tipos y distribución de la mineralización, tipos e intensidades de alteración, tipos y distribución de las estructuras geológicas presentes y las condiciones geomecánicas y ambientales (agua y esfuerzos) del macizo rocoso en estudio. Segundo, desde el punto de vista de estabilidad, y considerando el objetivo de negocio de la minería, interesa el poder aumentar al máximo el ángulo de talud de una mina, por cuanto si este valor sube disminuye la razón entre el material estéril y el mineral (E/M). Si consideramos α como el ángulo de inclinación del talud, h como la altura del mismo, y b como la extensión del cuerpo mineralizado de interés en el fondo del talud, la razón estéril mineral queda determinada por la siguiente fórmula:

$$\frac{E}{M} = \frac{h}{2b \cdot \tan \alpha}$$

Por ello se busca con el presente trabajo revisar los ángulos de talud propuestos anteriormente, de acuerdo a la nueva información disponible. Es decir ver la factibilidad de aumentar el valor de α en la ecuación anterior para disminuir la relación estéril a mineral, como se aprecia en la figura 2.

Figura 2: Relación ángulo de talud con sobrecarga².



En base a la información disponible en la faena y/o en la adquisición de información proveniente de mapeos geológico-estructurales en el macizo rocoso expuesto y/o en testigos de sondajes, se lleva a cabo una zonificación del área en estudio, determinando unidades geológicas-geotécnicas de isocalidades y patrones estructurales distintivos. Con esto se proponen los ángulos de talud globales para el proyecto, considerado los modos de fallas para cada uno de los perfiles que serán utilizados para determinar dicho ángulo en distintos sectores de la mina.

² Fuente: Cátedra de Geotecnia Minera, Universidad de Chile.

II. OBJETIVOS Y ALCANCES.

2.1 Objetivos

2.1.1 Objetivo General.

Proponer los ángulos de talud en etapa de ingeniería conceptual en distintos sectores de la mina a partir de la realización una caracterización geotécnica de la futura mina a cielo abierto Franke, y de la metodología propuesta.

2.1.2 Objetivos Específicos.

- Definir las calidades geomecánicas del macizo rocoso basado en el Índice de Resistencia Geológica, GSI (Geological Strength Index).
- Identificar los modos de falla estructural de cada una de las secciones de análisis propuestas, para realizar un análisis de estabilidad de los ángulos de talud en cada una de ellas.
- Proponer los ángulos de talud de pit final en distintas secciones de la mina.

2.2 Alcances.

- El presente tema se desarrollará en el yacimiento Franke, propiedad de S.C.M. Centenario Copper Chile, ubicado en la región de Antofagasta, en los cuales se usarán datos existentes de una caracterización preliminar realizada en etapa de Ingeniería de Perfil (Ingeroc, 2007). Para ello se utilizarán datos de la nueva campaña de sondajes de diamantina, la cual se realizó en profundidades sobre 100 [m].

III. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.

3.1 Métodos de Clasificación del Macizo Rcoso.

Debido a la complejidad que presentan los macizos rocosos, diversos autores han intentado establecer sistemas de clasificación del mismo. Muchos de estos métodos han sido mejorados subsecuentemente, sin embargo la mayoría de estos se basa en observaciones cualitativas y por ello se hace muy importante una interpretación correcta, y experta, de las observaciones en terreno. Se presenta a continuación una revisión de los más importantes para minería a cielo abierto: RQD, RMR, MRMR, GSI y SMR.

3.1.1 RQD - Deere (1967)^[1].

El índice RQD (*Rock Quality Designation*) se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud en su eje, sin tener en cuenta las roturas frescas del proceso de perforación respecto de la longitud total del sondeo. Para determinar el RQD en el campo o zona de estudio de una operación minera, existen tres procedimientos de cálculo.

- A partir de sondajes: se calcula midiendo y sumando el largo de todos los trozos del testigo mayores que 10 cm en el intervalo de testigo de 1.5 m. a partir de los testigos obtenidos en la exploración. Se recomienda utilizar un diámetro de perforación de al menos 54,7 mm.
- A partir del mapeo de celdas geotécnicas: comprende el cálculo del RQD en función del número de fisuras por metro, determinadas al realizar el levantamiento litológico-estructural (*detail line*) en el área o zona predeterminada de la operación minera.
- Tercer procedimiento: se hace el cálculo del RQD en función del número de fisuras por metro cúbico (J_v), determinadas al realizar el levantamiento

litológico-estructural en el área o zona predeterminada de la operación minera. Esto se usa para voladura y queda establecido de acuerdo a la relación entre RQD y J_v .

3.1.2 RMR - Bieniawski (1989) ^[2].

Bieniawski (1976) publicó una clasificación del macizo rocoso denominada Clasificación Geomecánica o Sistema Rock Mass Rating (RMR). Posteriormente este sistema ha sido mejorado hasta llegar a la versión de clasificación de Bieniawski (1989).

Los siguientes 6 parámetros son utilizados para clasificar un macizo rocoso usando el sistema RMR de Bieniawski (1989):

1. Resistencia a la compresión uniaxial.
 - Determinada en laboratorio y ensayos de carga puntual en terreno.

2. Valor del RQD.
 - Se asigna desde puntaje de 20 si este índice es mayor a 90% hasta 3 si es menor a 25%.

3. Espaciamiento de discontinuidades.
 - Se asume que la roca tiene 3 conjuntos de fracturas y se utiliza el sistema más relevante.

4. Condición de discontinuidades.
 - Descripción de “aspereza” de la superficie y del material de relleno. Se usa el más liso y desfavorable.

5. Aguas subterráneas.
 - De acuerdo al flujo de agua en excavación subterránea (si está disponible) o la presión de agua en discontinuidades. Se puede usar también el testigo.

6. Orientación de discontinuidades.

- Determinada mediante cámaras en sondajes y/o mapeo de piques.

La clasificación final por este método se realiza en intervalos de 20 puntos comenzado por 100 y hasta llegar a 0. Es decir son generalmente usados 5 intervalos, los que también pueden ser denominados con números romanos del I al V en calidad ascendente, para clasificar el macizo rocoso.

3.1.3 MRMR - Laubscher (2000) ^[3].

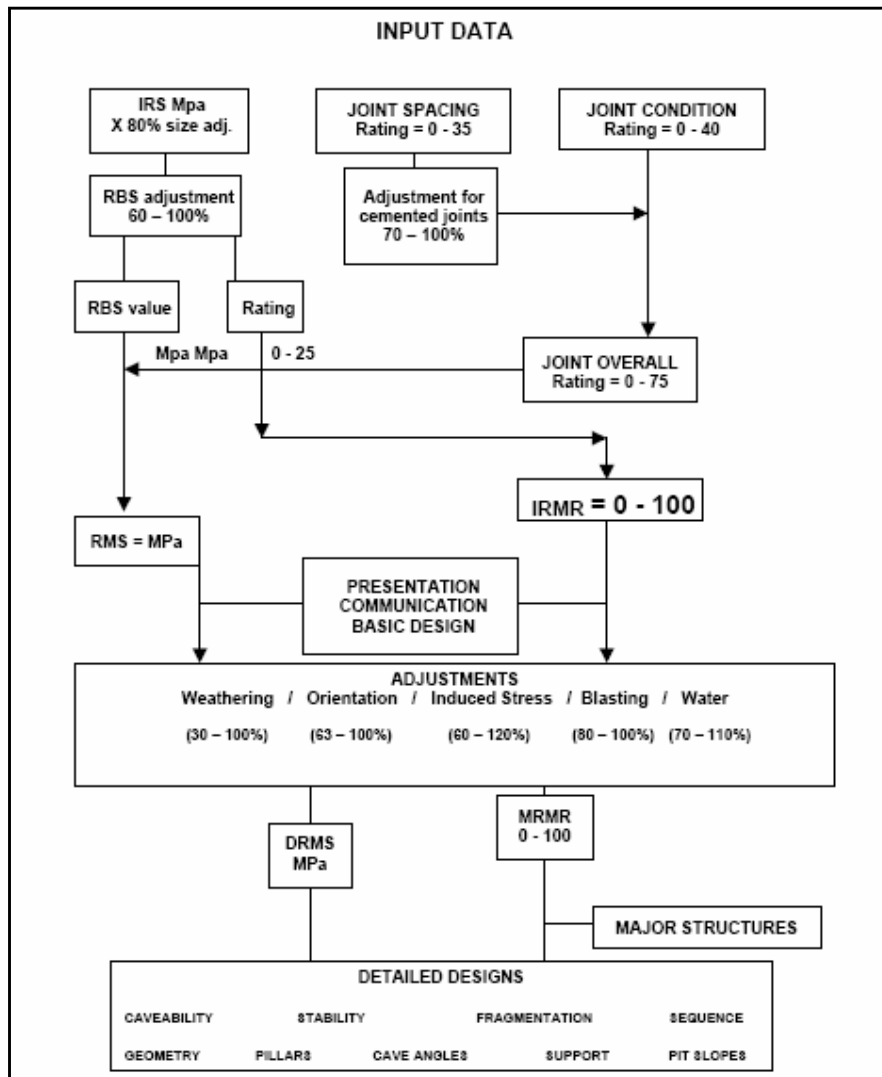
Laubscher desarrolló un sistema de clasificación basado en el RMR de Bieniawski (de ahí el nombre de MRMR, *Modified Rock Mass Rating*) que categorizaba desde 0 (muy mala) a 100 (muy buena), tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1: Clasificación según MRMR.

| Calidad del Macizo | Clase | MRMR |
|--------------------|-------|--------|
| Muy mala | 5 | 0-20 |
| Mala | 4 | 21-40 |
| Regular | 3 | 41-60 |
| Buena | 2 | 61-80 |
| Muy buena | 1 | 81-100 |

El método cambia la valoración de algunos parámetros y altera la determinación del espaciamiento de las discontinuidades con respecto a su predecesor. Además considera los esfuerzos in situ e inducidos y los efectos en el macizo producto de la tronadura y su alteración por exposición de la roca fresca al ambiente. Cabe destacar que las modificaciones fueron hechas inicialmente para condiciones en minas de *Block Caving*. El procedimiento para su determinación puede ser visto en el esquema de la figura 3:

Figura 3: Esquema para determinación del MRMR de Laubscher (2000).



3.1.4 Q - Barton (1974) [4].

Barton (1974) del *Norwegian Geotechnical Institute*, definió el Índice de Calidad de Túneles (Q) para la caracterización geotécnica del macizo rocoso y para la determinación del sostenimiento requerido para túneles. Los valores numéricos del Índice Q varían en escala logarítmica desde 0,001 hasta 1.000, y se obtienen a través de parámetros que se relacionan a través de la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Donde,

RQD : Índice de calidad de roca.

J_n : Número de sistemas de discontinuidades (*Joint Set Number*).

J_r : Número de rugosidad de discontinuidades (*Joint Roughness Number*).

J_a : Número de alteración de las discontinuidades (*Joint Alteration Number*).

J_w : Factor de reducción por agua (*Joint Water Reduction Factor*).

SRF : Factor de reducción por esfuerzos (*Stress Reduction Factor*).

Para explicar el significado de los parámetros usados para determinar el valor de Q, Barton propone que el primer cociente (RQD/J_n), representa la estructura del macizo rocoso, como una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas. El segundo cociente (J_r/J_a), representa la rugosidad y las características de fricción de las paredes de las discontinuidades o de los materiales de relleno. El tercer cociente (J_w/SRF) consiste de 2 parámetros de esfuerzos. El SRF es una medida de: 1) la pérdida de carga en el caso en una excavación a través de una zona de falla y de roca con altos contenidos de arcillas; 2) los esfuerzos en roca competente; 3) las cargas compresivas en rocas plásticas no competentes. El SRF puede ser considerado como un parámetro que considera una corrección por esfuerzos efectivos. El parámetro J_w es una medida de la presión del agua, la que tiene un efecto adverso sobre la resistencia al corte de las discontinuidades debido a la reducción del esfuerzo normal.

De esta forma, el Índice de Calidad de roca en túneles (Q), puede ser considerado en función de 3 parámetros, los que son una medidas aproximadas de:

- Tamaño del bloque (RQD/J_n)
- Resistencia al esfuerzo al corte entre bloques (J_r/J_a)
- Esfuerzos activos (J_w/SRF)

3.1.5 GSI - Hoek (1994) [5].

El sistema Índice Geológico de Resistencia (GSI, *Geological Strength Index*) y su uso en el criterio de falla de Hoek-Brown ha sido presentado en diversos artículos por Hoek (1994), Hoek et al. (1995) y Hoek-Brown (1997), asociado a macizos de roca dura y equivalente al sistema RMR. A partir de 1998 a la fecha se ha desarrollado el sistema GSI con el objetivo de incluir macizos rocosos de mala calidad (Hoek et al., 1998; Marinos y Hoek, 2000 y 2001).

El GSI proporciona un sistema para estimar la disminución de la resistencia que presentaría un macizo rocoso con diferentes condiciones geológicas y se obtiene de la combinación de 2 parámetros geológicos fundamentales, la estructura del macizo rocoso y la condición de las discontinuidades. En la práctica, es usual definir el GSI en rangos de ± 15 puntos. La clasificación se hace según el siguiente criterio:






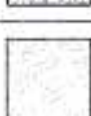
Tabla 2: Clasificación según GSI.

| Calidad del Macizo | Clase | GSI |
|--------------------|-------|--------|
| Muy mala | V | 0-20 |
| Mala | IV | 21-40 |
| Regular | III | 41-60 |
| Buena | II | 61-80 |
| Muy buena | I | 81-100 |

Además es posible establecer una relación del GSI con el caso del RMR de 1989, la que ha sido establecida de manera empírica. Si el rating de la condición de aguas es de 15 y el de la orientación de discontinuidades es de 0, se puede observar, siempre de forma aproximada, que se cumple la siguiente igualdad:

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

Tabla 3: Determinación del GSI de Hoek (Hoek y Marinos, 2000).

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

3.1.6 SMR - Romano (1988) ^[6].

El Índice SMR para la clasificación de taludes se obtiene del índice RMR básico sumando dos "factores de ajuste"; uno que es función de la orientación de las discontinuidades (y que es, a su vez, producto de tres subfactores) y otro conocido como "factor de excavación", el cual depende del método utilizado.

$$SMR = RMR + (F_1 + F_2 + F_3) + F_4$$

- F1 depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y de la cara del talud. Varía entre 1,00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0,15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores, establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F_1 = [1 - \text{sen}(a_d) - a_s]^2$$

donde a_d y a_s son los valores del buzamiento de la discontinuidad y del talud respectivamente.

- F2 depende del buzamiento de la discontinuidad en la rotura plana. En cierto sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia al esfuerzo de corte. Varía entre 1,00 (para discontinuidades con buzamiento superior a 45°) y 0,15 (para discontinuidades con buzamiento inferior a 20°). Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse aproximadamente según la relación:

$$F_2 = [\tan^2(b_d)]^2$$

donde b_d es el buzamiento de la discontinuidad. F2 vale 1,00 para las roturas por vuelco.

- F3 refleja la relación entre los buzamientos de la discontinuidad y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por Bieniawski en 1976 que son siempre negativos.
- F4 se determina dependiendo el método de excavación. Así el valor asignado queda definido por la siguiente tabla.

Tabla 4: Factores de ajuste para el SMR.

| Caso | | Muy favorable | Favorable | Normal | Desfavorable | Muy desfavorable |
|----------------------|-----------------------------|---------------|----------------|-----------------|---------------------|---------------------|
| P | $\alpha_j - \alpha_s$ | >30° | 30°-20° | 20°-10° | 10°-5° | <5° |
| T | $\alpha_j - \alpha_s - 180$ | | | | | |
| P/T | F1 | 0,15 | 0,40 | 0,70 | 0,85 | 1,00 |
| P | β_j | <20° | 20°-30° | 30°-35° | 35°-45° | >45° |
| | F2 | 0,15 | 0,40 | 0,70 | 0,85 | 1,00 |
| T | F2 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| P | $\beta_j - \beta_s$ | >10° | 10°-0° | 0° | 0°-(-10°) | <-10° |
| T | $\beta_j + \beta_s$ | <110° | 110°-120° | >120° | -50 | -50 |
| P/T | F3 | 0,00 | -6,00 | -25,00 | | |
| Método de Excavación | | | | | | |
| | Talud Natural | Precorte | Voladura suave | Voladura normal | Voladura deficiente | Excavación mecánica |
| F4 | 15 | 10 | 8 | 0 | -8 | 0 |

Y la estabilidad del talud queda definida como sigue:

Tabla 5: Estabilidad de talud según SMR.

| SMR | Estabilidad |
|--------|----------------------|
| 100-81 | Totalmente estable |
| 80-61 | Estable |
| 60-41 | Parcialmente estable |
| 40-21 | Inestable |
| <20 | Totalmente Inestable |

3.1.7 Consideraciones Finales.

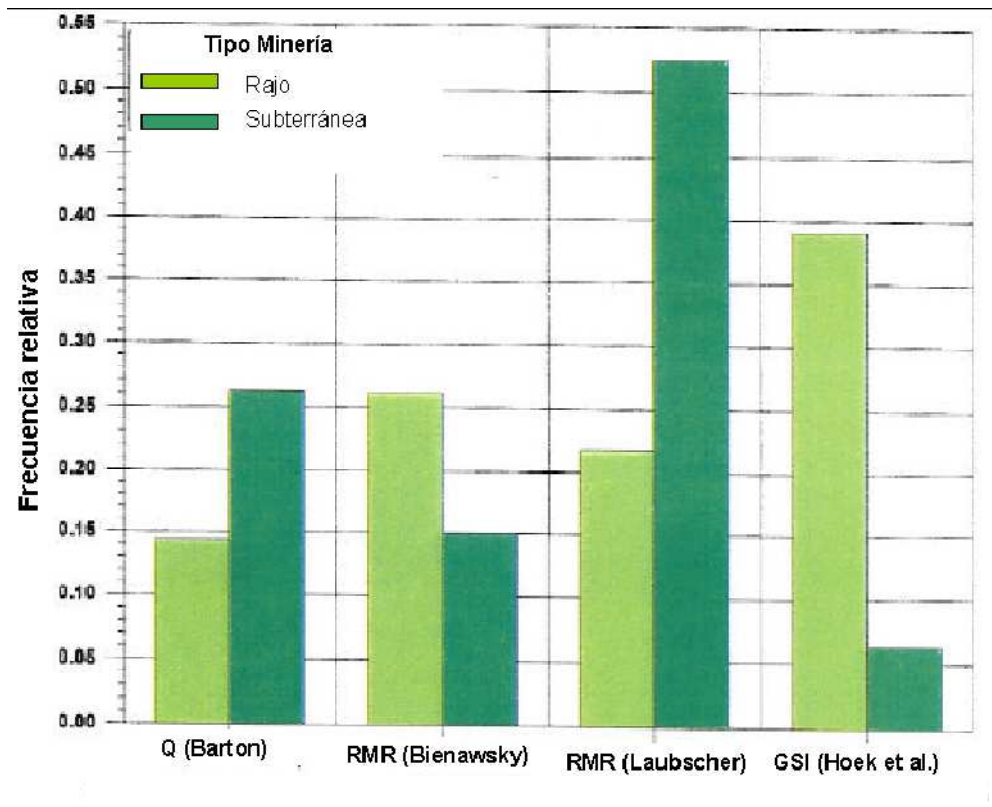
De acuerdo a la revisión de los diferentes métodos de clasificación del macizo rocoso, podemos extraer las siguientes consideraciones:

- El RQD es un parámetro direccional del grado de fracturamiento de un testigo de roca, por lo tanto no debe ser considerado como una clasificación del macizo, sino como un valor necesario para determinar la clasificación en cualquiera de los cinco métodos siguientes propuestos. Dado que la presente clasificación se realizará de acuerdo a los testigos de roca recuperados por una campaña de sondajes, el RQD ha sido determinado de acuerdo al primer procedimiento.
- El MRMR fue específicamente diseñado para establecer las condiciones de soporte en excavaciones subterráneas, por lo que entra en cierta ambigüedad cuando se trata de bancos superficiales. Además para macizos de calidad pobre (MRMR <40) la clasificación puede ser altamente influenciada por el espaciamiento de las discontinuidades y la condición de aguas debido a la alta importancia que tienen estos parámetros en su determinación, tal y como se puede apreciar en la figura 3.
- El Q de Barton fue principalmente diseñado con motivo de entregar una recomendación en la construcción de túneles en obras civiles, y su aplicación en minería a cielo abierto es muy reducida. No considera además el espaciamiento de las discontinuidades ni el UCS de la roca intacta en forma directa, sólo lo hace a través del RQD.
- Con respecto al SMR, este índice se presenta como un método óptimo, debido a que considera la orientación de los planos de discontinuidad con respecto a la cara del talud. Sin embargo, para el caso de la mina Franke, la orientación de dichos planos sólo ha sido definida de acuerdo a un escaneo óptico de pozos de sondajes, lo que no entrega mayor información acerca de la persistencia de

las estructuras, por lo que incorporarlas, y sus orientaciones, como factores de ajuste no es del todo correcto.

Consideremos también el resultado de un estudio de benchmarking realizado para el proyecto “Chuquicamata Subterráneo”, en el que se identifican las variables geotécnicas más utilizadas para realizar la determinación de ángulos de talud y el diseño de minería a rajo abierto y subterránea (ver figura 3.2). En el gráfico se puede ver como el GSI es largamente el método de caracterización geotécnica más usado en minería a cielo abierto, seguido por el RMR de Bieniawski.

Figura 4: Uso de métodos de clasificación según tipo de minería³.



³ Proyecto Chuquicamata Subterráneo, extraída de “*Geotechnical guidelines for a Transition from Open Pit to Underground Mining*”.

Se utilizará entonces en la presente caracterización geomecánica el Índice de Resistencia Geológica (GSI, Hoek (1994)), ya que considera eficientemente tanto la estructura del macizo como la condición de las discontinuidades. Además como apoyo se usará el RMR de Bieniawski (1989), el cual será obtenido a partir de los valores entregados por la caracterización geotécnica de tramos de sondajes y de los estimados a partir del GSI.

3.2 Criterio de falla de Macizo Rocoso^[7].

Se ha reconocido que el Índice de Resistencia Geológica GSI (Hoek (1994)) como vehículo adecuado para relacionar el criterio de falla de Hoek y Brown con las observaciones geológicas en campo (las que siempre dependen del criterio de quién toma la información), particularmente para macizos rocosos, incluso en aquellos muy débiles. El criterio de Hoek-Brown generalizado se expresa como:

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

Donde,

m_b es el valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

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

S es una constante del macizo rocoso dada por:

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

A es la constante del macizo rocoso dada por:

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

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

Con estos factores claramente determinados, se pueden calcular, con la ayuda del programa RocLab, los parámetros para ajustar el criterio de falla de Hoek-Brown al de Mohr-Coulomb y así obtener la cohesión (ϕ') y el ángulo de fricción (c'). El proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr-Coulomb. Esto da lugar a las ecuaciones para determinar analíticamente ϕ' y c' (Hoek y Brown, "El criterio de rotura de Hoek-Brown", 2002).

3.3 Modelo de resistencia al corte^[8].

La información de ensayos, efectuados en este caso a testigos de roca en el laboratorio del IDIEM de la Universidad de Chile, sólo entrega lo que se denomina ángulo de fricción básico. La resistencia de los planos de discontinuidad depende además de otros parámetros, tales como la rugosidad, que incrementa la resistencia al corte.

La estimación de la resistencia al corte de las discontinuidades se efectúa en base a la expresión propuesta por Barton:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[\text{JRC} \cdot \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] \quad (5)$$

donde,

- τ : resistencia al corte máxima.
- σ_n : esfuerzo normal efectivo sobre la superficie de corte.
- JRC : coeficiente de rugosidad estimado en los mapeos de terreno.
- JCS : resistencia a la compresión de las paredes de las discontinuidades.
- ϕ_b : ángulo de fricción básico medido en los ensayos de laboratorio.

Para esta expresión, se opta generalmente por utilizar el valor peak determinado en los ensayos, asumiendo que ese es el valor que se moviliza.

El JCS se estima en este caso como un porcentaje del valor de resistencia de la roca en la cual está contenida la discontinuidad. El porcentaje se define en base a la observación efectuada en terreno, sobre el grado de alteración mecánica de las paredes de las discontinuidades. Para este caso se ha supuesto que JCS es igual a un 75% de la resistencia de la roca (Ingeroc, 2007).

Debido a que los ensayos de corte directo miden la resistencia al corte de un área muy pequeña, la resistencia al corte de la estructura real no considera el efecto de sus irregularidades mayores. Esto significa que se está subevaluando la resistencia al corte de la estructura en observación. Para corregir este inconveniente, se asigna una cohesión de acuerdo a las irregularidades mayores observadas en terreno, quedando la expresión corregida de Barton como sigue:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[\text{JRC} \cdot \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] + C_e \quad (6)$$

Siendo “C_e” la cohesión inferida a partir de la información de terreno y experiencia del geólogo (Ingeroc, 2007).

3.4 Modelos de falla.

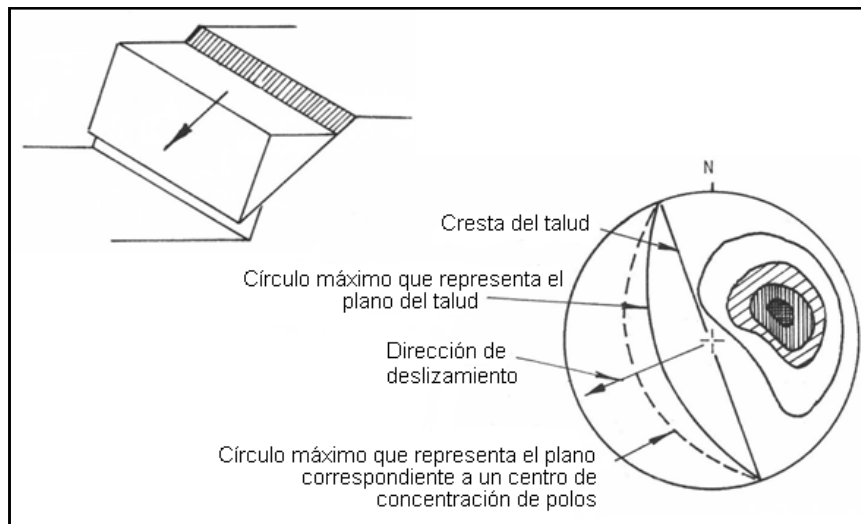
El acabado conocimiento del comportamiento de un talud frente a sus posibles roturas, repercute enormemente en los costos y en la seguridad, por ello las investigaciones de campo (in situ) y de laboratorio deben ser las suficientes, como para poder caracterizar en la medida de lo posible las características geomecánicas del terreno, así como los posibles mecanismos de rotura. Se presenta a continuación una revisión de los tipos de fallas probables en un talud: cuando esta se encuentra dominada por las estructuras (con control estructural) y cuando no es posible determinar la familia de discontinuidades que determinaría el modo de falla (sin control estructural).

3.4.1 Fallas con control estructural.

3.4.1.1 Falla plana.

Se entiende por falla plana, o rotura planar, como aquella en el que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana. Siendo la más sencilla de las formas de rotura posibles se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud. La representación semiesférica en la red de Schmidt de esta condición se observa en la figura 5, se prevé el deslizamiento cuando el rumbo de la familia de discontinuidades es similar al del talud y su buzamiento menor que este.

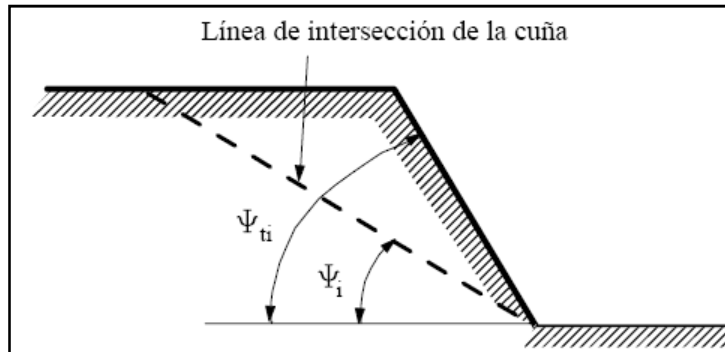
Figura 5: Proyección estereográfica de falla plana.



3.4.1.2 Falla por cuñas.

En este tipo de rotura se aprecia la existencia de dos familias de discontinuidades de rumbos oblicuos respecto al del talud, quedando el rumbo de este comprendido entre los de las familias de discontinuidades. La condición geométrica que hace posible el deslizamiento es $\Phi < \psi_i < \psi_{ii}$, figura 6:

Figura 6: Condición geométrica falla por cuña.



Donde,

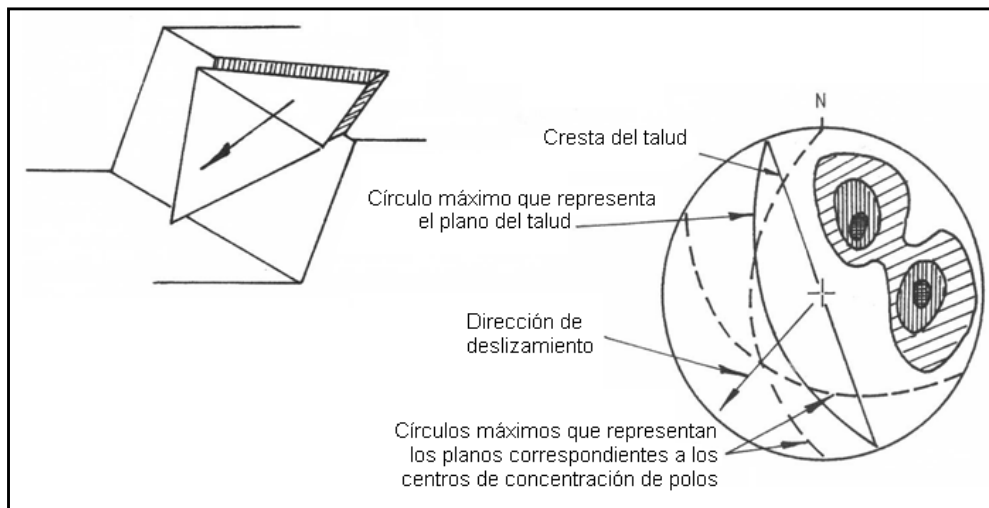
Φ : ángulo de fricción de la estructura.

ψ_i : ángulo de inclinación de la línea de intersección de la cuña

ψ_{ti} : ángulo de inclinación del talud.

En proyección estereográfica esta condición se cumple si el punto de intersección de los círculos máximos de las dos familias de discontinuidades es exterior al círculo máximo que representa el talud; figura 7.

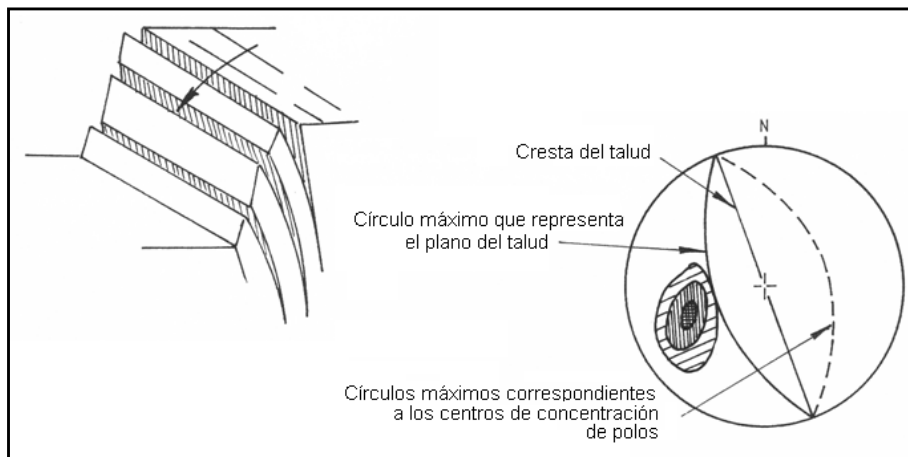
Figura 7: Proyección estereográfica de falla por cuña.



3.4.1.3 Volcamientos.

Una rotura por volcamiento se produce debido a la existencia de un set de fracturas paralelas o subparalelas y otro set perpendicular o sub-perpendicular. Estas estructuras forman bloques los cuales pierden la adhesión a la matriz y pueden rotar por sobre la base por efectos de la gravedad. La condición en la red de Schmidt se observa en la figura 8.

Figura 8: Proyección estereográfica de falla por volcamiento.



3.4.2 Fallas sin control estructural.

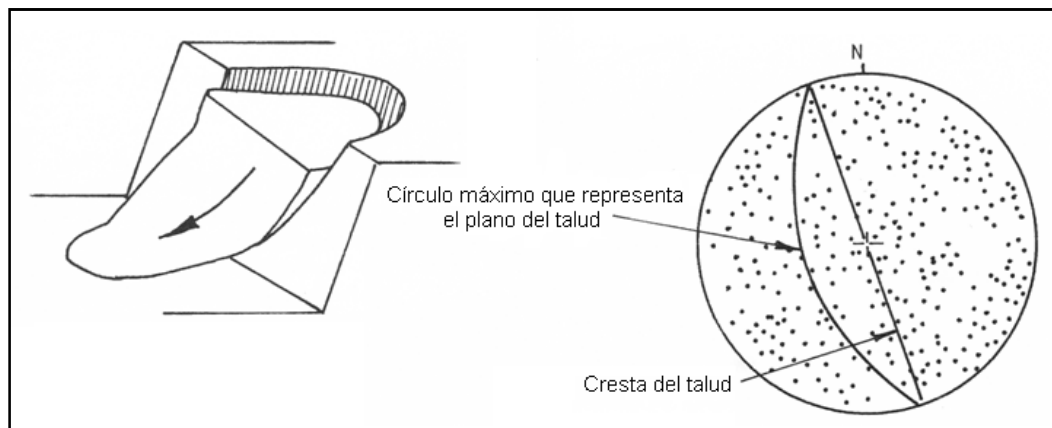
3.4.2.1 Caída de rocas

Es el tipo de falla más simple, y sucede cuando una roca suelta, o varias, se movilizan producto de una pequeña perturbación que hace cambiar su estado desde reposo a movimiento, rodando por el talud hasta quedar detenida. Su predicción es muy difícil y por tanto se recurre comúnmente a métodos de contención de rocas en la caída más que al modelamiento de la falla misma, por lo tanto modelos de simulación de caída relativas de rocas sueltas son capaces de producir razonablemente exactas predicciones de trayectorias de caída de rocas.

3.4.2.2 Falla circular.

También conocida como deslizamiento o rotura rotacional, es producida por muchos sets de fallas, las cuales tienen distintos rumbos y manteos, y dejan la roca muy fracturada, perdiendo la cohesión. Por la cantidad de fracturas, el macizo rocoso se transforma en una especie de gravilla, la que desliza por la cara del talud, tal como se muestra en la figura 9. Esta aproximación de rotura se hace cuando no es posible determinar la familia de discontinuidades que controla la inestabilidad.

Figura 9: Proyección estereográfica de rotura rotacional.



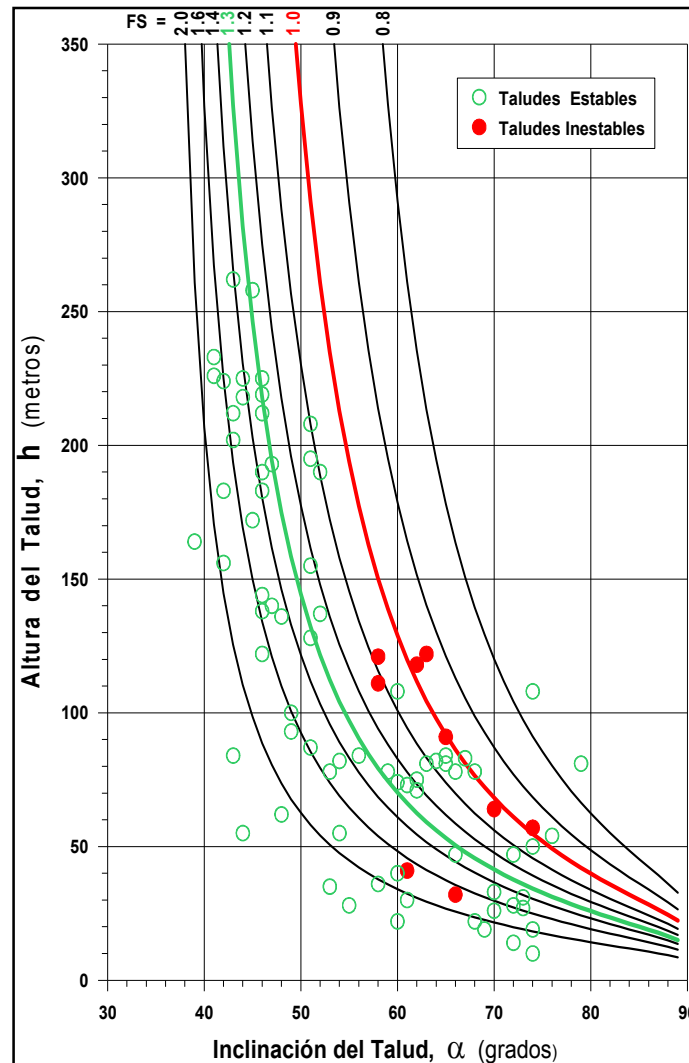
3.5 Factor de Seguridad

El análisis de los mecanismos de falla en los taludes nos permitirá cuantificar el factor de seguridad, el que a su vez entrega la condición mínima segura para la inclinación de la pared.

En ingeniería geotécnica se utiliza un factor de seguridad para taludes mineros superior a 1,3. Como se observa en la figura 10, resultados del análisis retrospectivo de taludes estables e inestables en pórfido cuprífero Rajo Atalaya (Río Tinto, España), sugieren que $FS \geq 1,30$ parece razonable (Hoek, 1969). En él se ha mostrado que taludes fallados presentan inestabilidad para valores de factor de seguridad inferiores a 1,3. Así mismo los taludes que tienen un valor mayor al antes señalado presentan,

generalmente, condiciones de estabilidad que hacen segura la operación de dichas condiciones.

Figura 10: Factor de seguridad en taludes estables e inestables.⁴



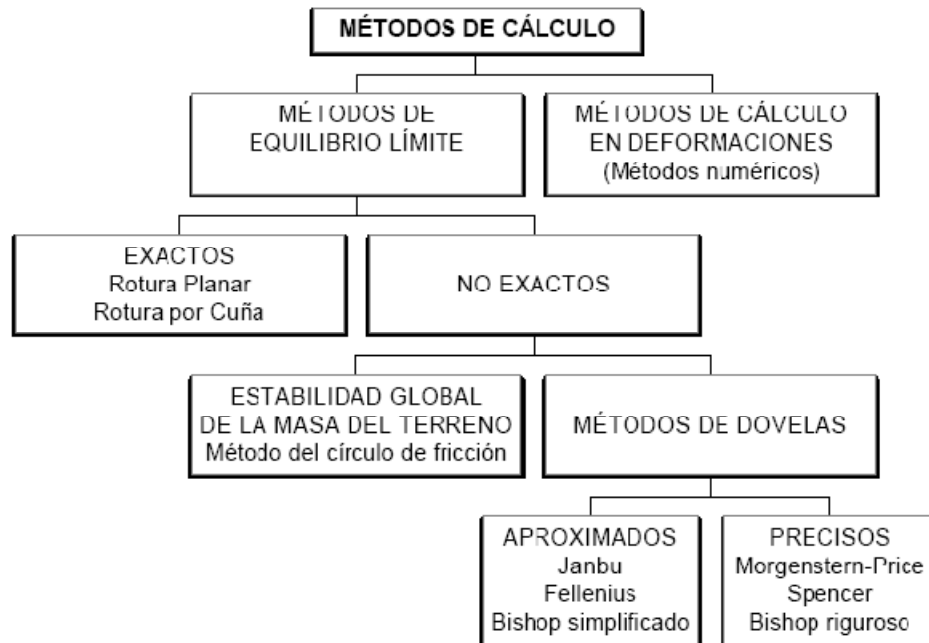
De acuerdo a este valor de 1,3, a los métodos listados en la sección de antecedentes y a los métodos que maneja el software SLIDE de RocLab, se cuantificará el valor del factor de seguridad de acuerdo a Janbu aproximado, Bishop simplificado (aproximados) y Morgensten-Price.

⁴ Fuente: Cátedra de geotecnia minera. Universidad de Chile.

3.6 Cálculo de Estabilidad de Taludes

Los métodos de cálculo para analizar la estabilidad de un talud buscan determinar el factor de seguridad (FS) del mismo y se pueden clasificar en dos grandes grupos: métodos de cálculo de deformaciones y métodos de equilibrio límite; figura 11.

Figura 11: Esquema métodos de cálculo para estabilidad de taludes.



3.6.1 Métodos de cálculo de deformaciones.

Consideran el cálculo de las deformaciones en terreno, además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse usando métodos de elementos finitos u otras soluciones numéricas.

3.6.2 Métodos de equilibrio límite.

Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta deformaciones del terreno y suponen que la resistencia al corte se moviliza total y

simultáneamente a lo largo de la superficie de corte. Estos a su vez se pueden clasificar en métodos exactos y métodos aproximados.

3.6.2.1 Métodos exactos.

Se refieren a los cálculos de fallas con total control estructural. Podemos distinguir en los métodos exactos aquellos destinados a identificar roturas planares y por causa de cuñas.

3.6.2.1.1 Modelo estructural determinístico.

Este modelo reconoce que la causa más probable de un colapso es a través de estructuras geológicas que forman bloques o cuñas que pueden deslizarse por la pared del talud. Se asigna un valor único a cada una de las variables que intervienen en el cálculo y se obtiene finalmente una estimación de la posibilidad de deslizamiento en función de un factor de seguridad. En la medida de que este factor es mayor que 1,3 ó que un valor superior que se acepta como valor mínimo (para cubrir posibles incertezas en la asignación de las propiedades), el talud se considera estable. Este es el método tradicionalmente empleado para los análisis de estabilidad.

En el caso de rotura planar el factor de seguridad se obtiene de forma directa como cociente entre las fuerzas que tienden a producir el movimiento y las fuerzas resistentes del terreno que se oponen al mismo, proyectadas todas según la dirección del plano de rotura. Al calcular el FS de esta manera, se supone implícitamente constante a lo largo de toda la superficie de rotura, lo cual se acepta a pesar de no ser estrictamente cierto. Dependiendo de los resultados que se obtengan para cada perfil de análisis, el cálculo se repite variando el ángulo del talud hasta alcanzar el factor de seguridad mínimo definido.

Para el análisis de estabilidad en rotura por cuñas la obtención del factor de seguridad es tarea más compleja que en el caso de rotura planar, debido a que el cálculo debe realizarse en tres dimensiones y no en dos. El factor de seguridad se

obtiene como cociente entre las fuerzas resistentes del terreno y las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento.

3.6.2.1.2 Modelo estructural probabilístico.

En este modelo, la estabilidad del talud se expresa en términos de la probabilidad de que el talud falle. El método empleado en este caso corresponde a una simulación de Montecarlo, en el cual cada propiedad o variable se expresa como una distribución estadística. Las variables o parámetros que se presentan como una función de probabilidad, son la orientación de los planos de debilidad, la cohesión y ángulo de fricción. La simulación obtiene valores de cada parámetro en forma aleatoria de cada distribución y se calcula un factor de seguridad en base a los valores obtenidos.

Al repetir este análisis un número significativo de veces, se obtiene una distribución de factores de seguridad. Así es posible conocer la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que 1,0; por ejemplo. El uso de este método está difundido en estudios de estabilidad de taludes y existen numerosas publicaciones que analizan el método y lo proponen como uno de los más adecuados para el desarrollo de un modelo probabilístico.

Lo anterior se aplica al cálculo considerando los siguientes criterios de diseño geotécnico:

- Cada perfil debería tener un factor de seguridad mínimo aceptable igual a $FS = 1,3$.
- La probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que $FS = 1,0$ no debería superar el 3% al 5%.
- La probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que $FS = 1,3$ no debería superar el 30%.

En la práctica podrían existir otras condiciones particulares que fijen el factor de seguridad mínimo aceptable. Por ejemplo, si en una pared del rajo pasa un acceso principal del pit, podría considerarse un factor de seguridad mínimo aceptable aún mayor que el entregado sólo por la altura del talud.

A veces es difícil que se cumplan todas las condiciones en forma simultánea, de modo que se deben considerar algunos criterios para finalmente decidir cuál sería el ángulo del talud a escoger:

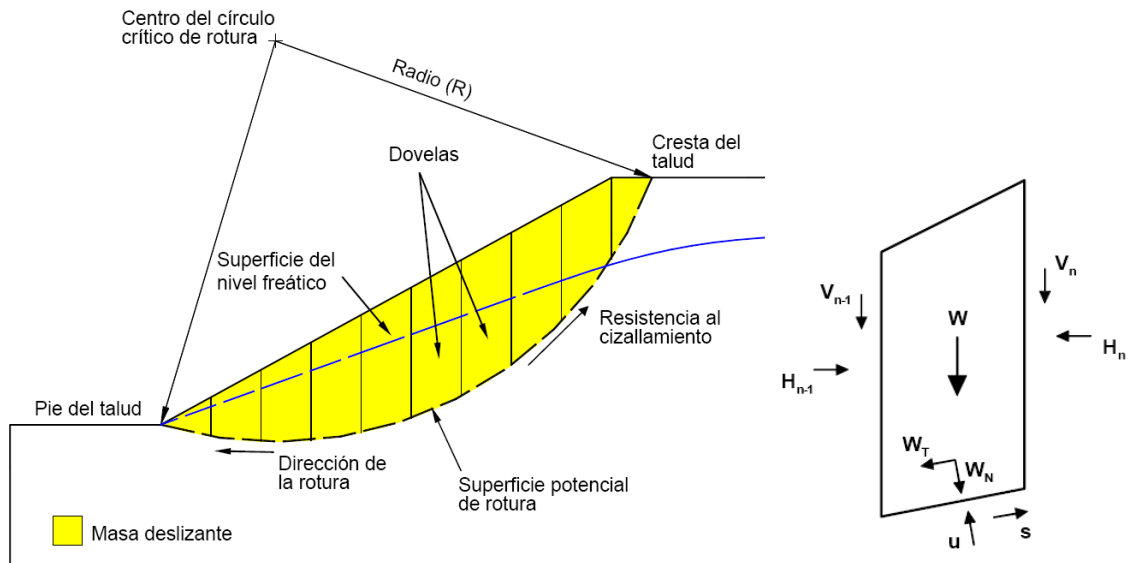
- Si se satisfacen todos los criterios, es decir, el FS es mayor que el mínimo aceptable y si las probabilidades $P(FS < 1.0)$ y $P(FS < 1.3)$ no excedan los valores máximos aceptables, el talud debe considerarse estable.
- Si el talud tiene un factor de seguridad mayor que el mínimo aceptable pero no se cumplen algunos de los otros dos factores probabilísticos, el talud presenta ciertos riesgos, pero éstos pueden ser aceptables y en cualquier forma, sería recomendable que existiera un control mediante monitoreo geomecánico.
- Si el factor de seguridad medio del talud es menor que el mínimo pero se satisfacen los criterios probabilísticos, es conveniente modificar la geometría del talud para subir el valor de FS a un nivel satisfactorio.
- Si no se cumplen en general los criterios mencionados, el talud debe considerarse como inestable, por lo que se requiere modificar su geometría o considerar trabajos de refuerzo y en cualquier caso debe considerarse monitoreo.

3.6.2.2 Métodos no exactos.

Se puede distinguir aquí entre los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, prácticamente en desuso, y los métodos de dovelas, o rebanadas. Este último es en el que casi la totalidad de los métodos utilizados

actualmente se basan y consisten en dividir el macizo potencialmente deslizante en rebanadas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas, y finalmente analizar el equilibrio global, obteniendo el factor de seguridad, que se define como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos motores.

Figura 12: Principio de los métodos de rebanadas



El peso de la rebanada (W) se descompone en un empuje tangencial (W_T) y otro vertical (W_N), paralelo y normal, respectivamente, a la base de aquella. W_T origina una tensión cortante, a la que se opone la propia resistencia al corte (s) del terreno, definida por la cohesión y la fuerza normal (N_i) disminuida en la presión intersticial (u). Las fuerzas V y H , con sus subíndices, definen la interacción entre rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos. Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través del macizo, así como las acciones sísmicas.

Para una masa deslizante de n dovelas, tenemos entonces que el problema queda determinado por las siguientes características:

Tabla 6: Parámetros método de dovelas.

| Incógnitas | Número |
|--|--------|
| Factor de seguridad | 1 |
| Fuerzas normales en las bases | n |
| Fuerzas normales caras verticales | n-1 |
| Fuerzas de corte caras verticales | n-1 |
| Ubicación fuerzas normales | n |
| Ubicación fuerzas normales caras vert. | n-1 |
| Número total de incógnitas | 5n-2 |
| Ecuaciones | |
| Equilibrio fuerzas horizontales | n |
| Equilibrio fuerzas verticales | n |
| Equilibrio de momentos | n |
| Número total de ecuaciones | 3n |

El problema es estáticamente indeterminado ya que existen más incógnitas que ecuaciones y no es posible determinar directamente la fuerza normal efectiva en la base de cada dovela, y por lo tanto para obtener el factor de seguridad es necesario hacer $2n-1$ hipótesis para eliminar las incógnitas extras. Varios métodos ha sido desarrollados el respecto, dependiendo de las hipótesis que se formulen. En la sección siguiente se revisarán los más importantes de ellos.

Una vez calculado FS para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un mínimo para FS, suponiéndose entonces que esta será el peor caso.

3.6.2.2.1 Métodos de dovelas precisos

En los métodos de dovelas precisos la aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite. Esto es sólo posible en casos de geometría sencilla, como modos de falla planar y cuñas.

El método de Morgenstern-Price (1965) se utiliza aplicado a líneas de rotura cualquiera, y se basa en la suposición de que la relación entre las fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las dovelas se ajusta según una función, que es preciso definir previamente, multiplicada por un parámetro, el cual es la incógnita que completa el problema. Satisface todas las condiciones de equilibrio.

El método de Spencer (1967) es análogo al anterior, pero considera al parámetro como una función constante, la cual se precisa encontrar para completar el problema. Existe también un método de Bishop exacto, en el cual no se ahondará dada la poca variación que tiene con respecto a los dos anteriores mencionados.

3.6.2.2 Métodos de dovelas aproximados

En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las ecuaciones de la estática, luego se requiere una solución aproximada al problema. El problema es hiperestático y hay que hacer alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución.

El método ordinario de Fellenius (1927) se basa en la suposición de que la resultante de las fuerzas laterales en las caras de las rebanadas actúa paralelamente a la base de las mismas, satisfaciendo sólo el equilibrio de momentos. Su aplicación es sólo a roturas circulares.

El método simplificado de Bishop (1955) supone que las fuerzas de las caras laterales son horizontales. Sólo satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerza horizontales y es de aplicación a líneas de roturas circulares.

El método de Janbu (1954) supone conocidos los $n-1$ valores de las posiciones de los empujes normales a las caras de las dovelas, es de aplicación a cualquier superficie de falla, cumpliendo el equilibrio de fuerzas, pero no el de momentos.

IV. PROYECTO FRANKE

4.1 Consideraciones Preliminares

Dentro del desarrollo minero, tanto de nuevos yacimientos, como de expansiones mineras, se requiere perforar enormes cantidades de sondeos diamantinos para la recuperación de testigos, con el propósito de evaluar geológica y geotécnicamente el macizo rocoso. Generalmente dentro de estas campañas, el objetivo primordial es el de determinar los recursos mineros disponibles, que serán finalmente el objetivo del diseño minero. Posteriormente se adicionan en forma más selectiva sondajes geotécnicos, destinados a reconocer los sectores no mineralizados, que se encuentran en el entorno del yacimiento, y que corresponderán a las rocas que conformarán los taludes mineros, o las rocas de caja de caserones o hundimientos mineros.

Con el propósito de aprovechar al máximo esta gran cantidad de sondajes, y considerando un pequeño lapso de tiempo para el mapeo de ellos, ya que la gran mayoría serán cortados por la mitad para su análisis químico (quedando sólo almacenados en la bodega las mitades partidas), se ha desarrollado una metodología de levantamiento geotécnico de sondajes, la cual va de la mano con la caracterización geológica de los testigos recuperados del sondeo. Esta información permitirá junto con la información determinada a partir de la campaña de sondeos mineros, determinar y ajustar la información necesaria para la definición de un modelo geotécnico del yacimiento minero estudiado.

La descripción y análisis de los parámetros geotécnicos básicos de medición en testigos de sondajes de diamantina, como son el RQD, frecuencia de fracturas y espaciamiento se ven entorpecidos por la irregularidad de las muestras obtenidas, las cuales corresponden en algunos casos solamente a roca triturada, o degradada a suelo, o una alternancia de trozos de rocas separados por tramos de roca totalmente alterada. Debido a lo anterior se ha adoptado la metodología de medir el largo de todos los trozos de testigos limitados por fracturas abiertas de origen geológico, realizando

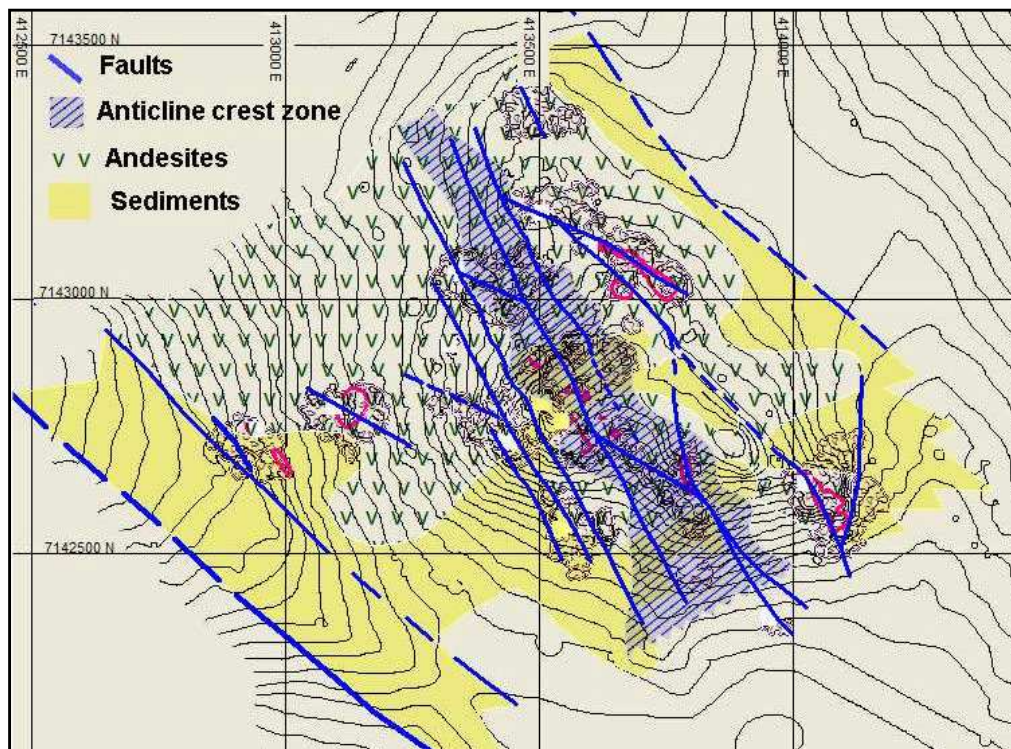
La dirección estructural principal dentro del distrito de Altamira tiene rumbo norte a noroeste (N10-50°W) y corresponden principalmente a fallas y pliegues. Es también el rumbo principal de la estratigrafía del sector. Se identifican también dentro de la zona tres direcciones estructurales secundarias: una con rumbo oeste a noroeste (N60-70°W), otra norte-sur (N10-20°E), y finalmente otra noreste (N30-45°E).

4.2.2 Geología Local.

El depósito de Franke es de tipo hidrotermal en rocas andesíticas en que los sulfuros han sido parcialmente oxidados. La solución hidrotermal ha sido rica en cobre, pero pobre en hierro y azufre; en consecuencia la mineralización primaria está constituida fundamentalmente por calcosina y en menor proporción de covelina y bornita. Se observan además trazas de calcopirita. Debido a la falta de pirita no se generó ácido sulfúrico durante el proceso de la oxidación y por lo tanto la conversión de los sulfuros primarios en óxidos se produjo fundamentalmente in situ sin desplazamiento de la mineralización desde su posición original. Por esto la mineralización se encuentra en estratos de 1 a 5 metros de potencia y ubicada en los flancos de un anticlinal. Cuando este anticlinal es cortado por estructuras, se presentan estratos mineralizados potentes y de mejor ley, formando bloques mineralizados de 10 a 30 metros de potencia separados por horizontes estériles relativamente delgados.

El cerro Frankenstein muestra un pliegue anticlinal de rumbo N20-40°W. Es mayormente empinado en el flanco suroeste (hasta 20°) que en el noreste (entre 5-15°). Recostado sobre el eje del anticlinal hay una cresta casi horizontal de aproximadamente 100 a 200 metros de ancho. Estudios previos (Smith, 1998; Fletcher & McClave, 1998) sugieren que este anticlinal también tiene un buzamiento al NNW y SSE, definiendo un domo estructural de suave manteo. Estas características se pueden apreciar en la figura 14.

Figura 14: Patrones estructurales en el cerro Frankenstein.⁶



Flanqueando la zona de la cresta sub-horizontal del anticlinal, muchas fallas bastante empinadas (N25-35°W/70-80°E) son aparentemente una de las estructuras que controlaron la mineralización de alta ley del depósito. El otro control mineralógico está dado por segmentos de fallas en la dirección N60-70°W. Aparentemente la dirección NNE domina las partes profundas del depósito (sulfuros, entre niveles 1620 y 1670), mientras que la parte superior (óxidos y zonas mixtas, niveles 1675 a 1730) se encuentra claramente dominada por el control NNW. Las figuras 15 y 16 ilustran cómo se presentan los controles estructurales tanto en zonas profundas, figura 15, como en las superficiales, figura 16.

⁶ Fuente: S.C.M.Centenario Copper Chile.

Figura 15: Zonas profundas (1205 msnm, sulfuros), muestran control N30W.⁷

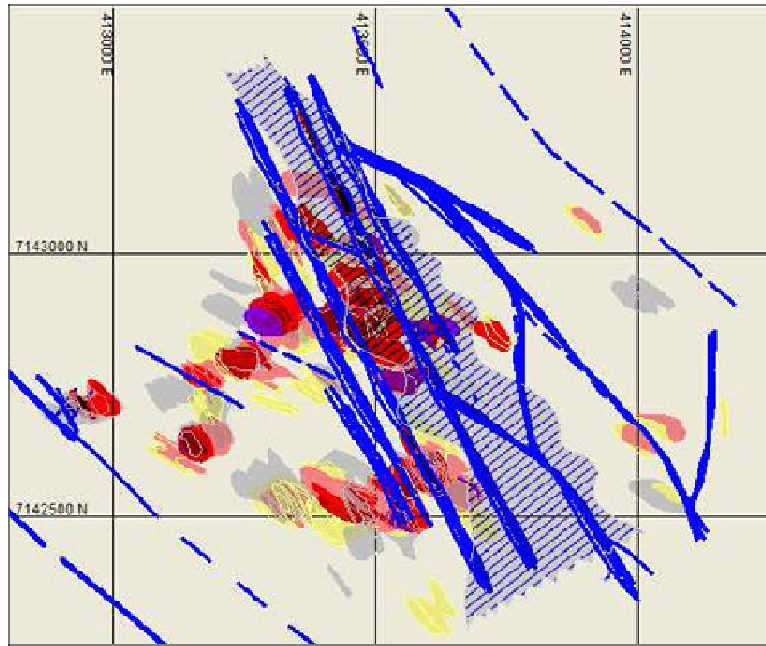
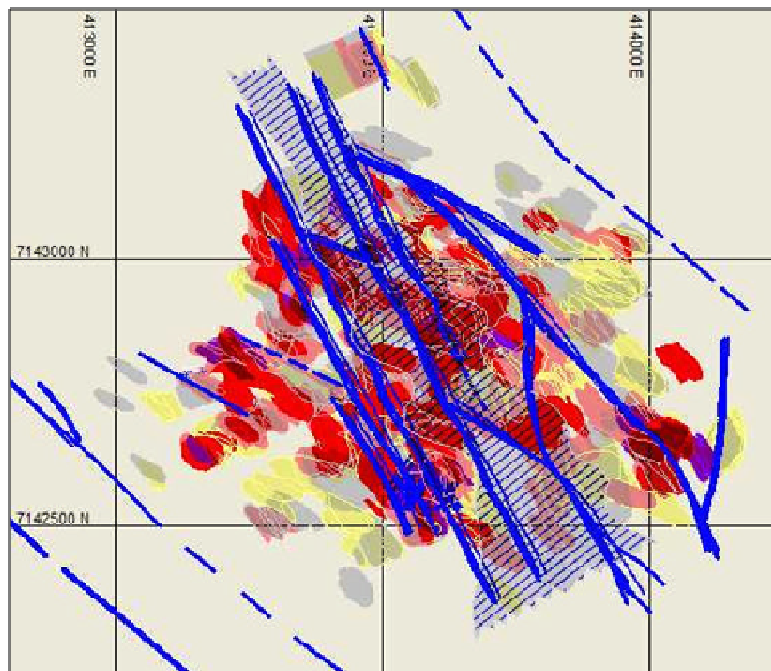


Figura 16: Zonas superficiales (1295 msnm, óxido y mixtos) muestran control N60W.⁸



⁷ Fuente: S.C.M.Centenario Copper Chile.

⁸ Fuente: S.C.M.Centenario Copper Chile.

Los tipos litológicos presentes en el yacimiento corresponden principalmente a andesitas. Podemos distinguir entonces andesitas porfídicas, andesitas porfídicas amigdaloidales, ocoítas, ocoítas amigdaloidales, areniscas volcánicas, brechas, limonitas o areniscas y andesitas no porfídicas [10].

4.3 Levantamiento de datos geotécnicos.

El levantamiento de los datos geotécnicos estuvo formado de dos partes: la primera correspondió a un levantamiento sistemático de tramos de perforación o tramos entre tacos de perforación, es decir se determinaron las propiedades geotécnicas básicas para cada tramo perforado. La segunda parte correspondió a un levantamiento dirigido, el cual consideró varios tramos de testigos de sondeos de igual aspecto y comportamiento geotécnico. Para este tramo se determinaron las propiedades de las estructuras, la resistencia de la roca, el grado de meteorización y se realizó una estimación visual del RMR de acuerdo a los criterios anteriormente explicados. Se cuenta además con información acerca de las propiedades y orientaciones de las mayores fallas presentes en el sector (Ingeroc, 2007).

4.3.1 Mapeo geotécnico básico.

Esta etapa del levantamiento geotécnico correspondió a un levantamiento sistemático de parámetros geotécnicos, los cuales fueron registrados entre tramos de perforación (tacos), y/o tramos sistemáticos. Para cada tramo se determinó el número de fracturas, el largo de los trozos de roca, el tipo de molido, el grado de meteorización y el tipo de roca.

- Tramo de sondaje: corresponde al tramo de perforación considerado, se incluye la posición de perforación de inicio (desde) y termino del tramo (hasta).
- N° de fracturas: se contabilizaron todas las fracturas abiertas de origen geológico presentes en un determinado tramo de sondaje, evitando contar todas aquellas estructuras abiertas por la manipulación de los testigos ya sea a

través de planos de debilidad o a través de la matriz de la roca. Se agruparon las estructuras de acuerdo al ángulo menor que forman con respecto al eje del testigo o ángulo α . Los rangos utilizados corresponden a: 0-30°, 30-60° y 60-90°, además del total que es la suma de las estructuras contabilizadas en estos rangos, y que se describen en la tabla 7.

Tabla 7: Rangos de contabilización de estructuras.

| Angulo C/R Eje | Descripción |
|-----------------------|---|
| 0°-30°: | Número de fracturas con un ángulo entre 0 y 30° respecto al eje del testigo. |
| 30°-60°: | Número de fracturas con un ángulo entre 30 y 60° respecto al eje del testigo. |
| 60°-90°: | Número de fracturas con un ángulo entre 60 y 90° respecto al eje del testigo. |
| Total: | Número total de fracturas, suma de los tres items anteriores. |

- Largo de trozos de Roca: se consideró la medición de todos los trozos de roca separados por estructuras geológicas abiertas, que no se desintegren luego de un golpe firme (Deere 1988), que tengan un grado de meteorización bajo, entre I y III, como se aprecia en la tabla 8. Los testigos con grados de IV, V, y VI no se deben medir. Se usó una línea o eje central para medir en ella la longitud de los tramos, según lo recomendado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1981). Las rupturas causadas por el proceso de perforación o el operador, que son usualmente evidenciadas por superficies rugosas frescas, no fueron incluidas y se consideraron como un solo trozo de testigo.
- Tipo de molido: se entregó una descripción del material disgregado recuperado por la perforación del sondeo, que puede presentar un comportamiento como suelo, o los tramos de roca triturada que no es capaz de mantener la forma cilíndrica producida por la corona de perforación y las zonas con alto grado de meteorización (IV, V, y VI). La tabla 8 describe las categorías de caracterización utilizadas.

Tabla 8: Caracterización del tipo de molido.

| Tipo Molido | Descripción |
|--------------------|--|
| Fino | Material principalmente de grano fino con escasos fragmentos de mayor tamaño. |
| Medio | Es aquel que presenta una mezcla de arenas o suelo y fragmentos de roca más gruesos, siendo en general los fragmentos, menores o iguales al radio de la sección del testigo. |
| Grueso | Predominan los fragmentos de tamaño superior al radio del testigo, pero se presentan como trozos donde no se puede reconstruir el cilindro original de perforación. |

- Grado de Meteorización: para cada tramo considerado se realizó una estimación del grado de meteorización de acuerdo a lo recomendado por ISRM (1981), tabla 9.

Tabla 9: Grado de Meteorización ISRM (1981).

| Término | Descripción | Grado |
|---------------------------|--|--------------|
| Roca Fresca | No presenta signos visibles de meteorización en la roca: tal vez una leve decoloración en las superficies de las discontinuidades mayores. | I |
| Levemente Meteorizada | La decoloración indica meteorización de la roca y en las superficies de las discontinuidades. La roca en su totalidad puede estar decolorada por la meteorización y puede estar externamente algo más débil, que en su condición fresca. | II |
| Moderadamente Meteorizada | Menos de la mitad de la roca esta descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca o decolorada se puede presentar como colpas o testigos continuos. | III |
| Muy Meteorizada | Más de la mitad de la roca esta descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca o decolorada se puede presentar como colpas o testigos discontinuos. | IV |
| Completamente Meteorizada | Toda la roca esta descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La estructura original del macizo aún se mantiene en gran parte intacta. | V |
| Suelo Residual | Toda la roca está convertida como suelo. La estructura del macizo y la fábrica del material están destruidas. Existe un gran cambio de volumen, sin embargo el suelo no ha sido transportado significativamente. | VI |

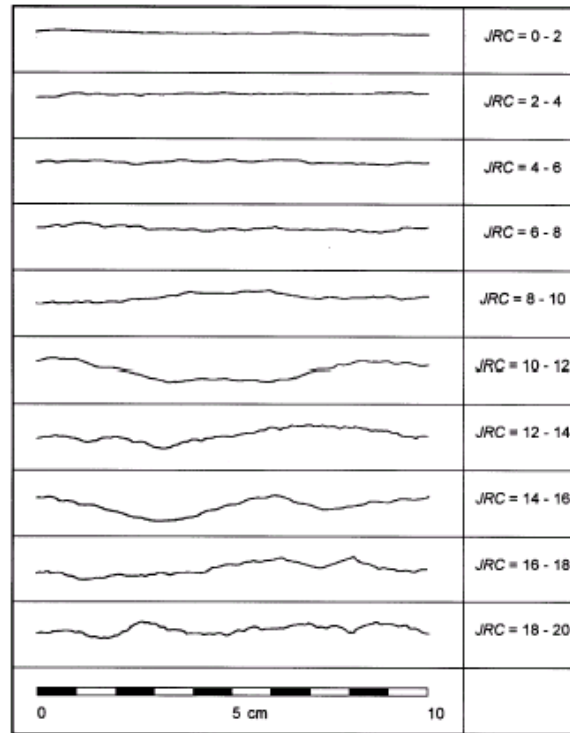
4.3.2 Mapeo por tramos geotécnicos.

Una vez completado el mapeo básico se procede a la definición de los tramos geotécnicos, para ello, se debe revisar los núcleos del sondaje completo y definir tramos de sondajes de iguales características geotécnicas.

Dentro de la definición de tramos geotécnicos se deberán considerar en especial los cambios litológicos, de alteración y mineralización. Es importante en este caso apoyarse en el registro del levantamiento geológico. Los datos con los que se contó fueron:

- Tramos geotécnicos: se entregó la posición de inicio y la posición de término de un tramo de igual calidad geotécnica en base al GSI, el cual es definido por la persona que efectúa el levantamiento geotécnico.
- Caracterización de estructuras: descripción las propiedades geotécnicas de las estructuras geológicas las cuales son caracterizadas para cada tramo definido.
 - Rugosidad (JRC): permite estimar el grado de aspereza natural presente en las discontinuidades de la roca a escala menor (10 [cm]). Fue definido de acuerdo al esquema de la figura 17.
 - Resistencia relleno: se consideró el uso del criterio empírico para la estimación de la resistencia del material ISRM (1981), prefiriendo siempre el de peor condición en el caso de ocurrir más de un tipo de relleno.
 - Caracterización matriz de la roca: las propiedades de la matriz de la roca o “Roca Intacta”, se determinaron principalmente a través de ensayos de laboratorio.

Figura 17: Esquema para la determinación del JRC (Barton, 1977).⁹



- Estimación RMR: al revisar las cajas de los sondajes se obtuvo una estimación del RMR, la cual es usada como apoyo al GSI determinado en terreno.
- Alteración de las paredes: se refiere al grado de alteración de éstas con respecto a la matriz de la roca, en este caso el núcleo del testigo. Los criterios utilizados para determinar este parámetro se señalan en la tabla 10:

⁹ Fuente: EVERT HOEK, 2006, *Practical Rock Engineering*.

Tabla 10: Criterios para determinar el grado de alteración de las paredes^[11].

| Código | Grado de Alteración | Descripción |
|--------|---------------------|--|
| 1 | Alta | La pared se encuentra totalmente alterada, y su grado de alteración es alto con respecto a la matriz de la roca. |
| 2 | Media | La pared se encuentra medianamente alterada y su grado de alteración es medio con respecto a la matriz. |
| 3 | Baja | La pared se encuentra ligeramente alterada en relación a la matriz. |
| 4 | Igual Matriz | El grado de alteración entre la pared y la matriz es similar. |
| 5 | Menor Matriz | La pared se encuentra menos alterada que la matriz de la roca. |

4.3.3 Información estructural de fallas.

La empresa proporcionó información acerca de las orientaciones, cohesión y ángulo de fricción para las fallas presentes en el sector, la cual se encuentra representada en las siguientes tablas ^[12]:

Tabla 11: Orientaciones de fallas en el sector.¹⁰

| | | | |
|--------|--------|--------|--------|
| 80/059 | 78/056 | 80/060 | 78/056 |
| 77/075 | 85/075 | 14/225 | 85/075 |
| 10/090 | 61/078 | 89/315 | 61/078 |
| 19/218 | 80/110 | 70/080 | 80/110 |
| 70/235 | 79/232 | 69/033 | 79/232 |
| 70/305 | 74/212 | 90/270 | 74/212 |
| 70/080 | 85/343 | 65/075 | 85/343 |
| 69/033 | 70/300 | 65/060 | 70/300 |
| 64/034 | | | |

En base al estudio realizado por Ingeroc en 2007 en etapa de ingeniería de perfil, y a la nueva información relevante disponible, se decidió utilizar los siguientes valores de para la cohesión y el ángulo de fricción.

¹⁰ Fuente: S.C.M. Centenario Copper Chile.

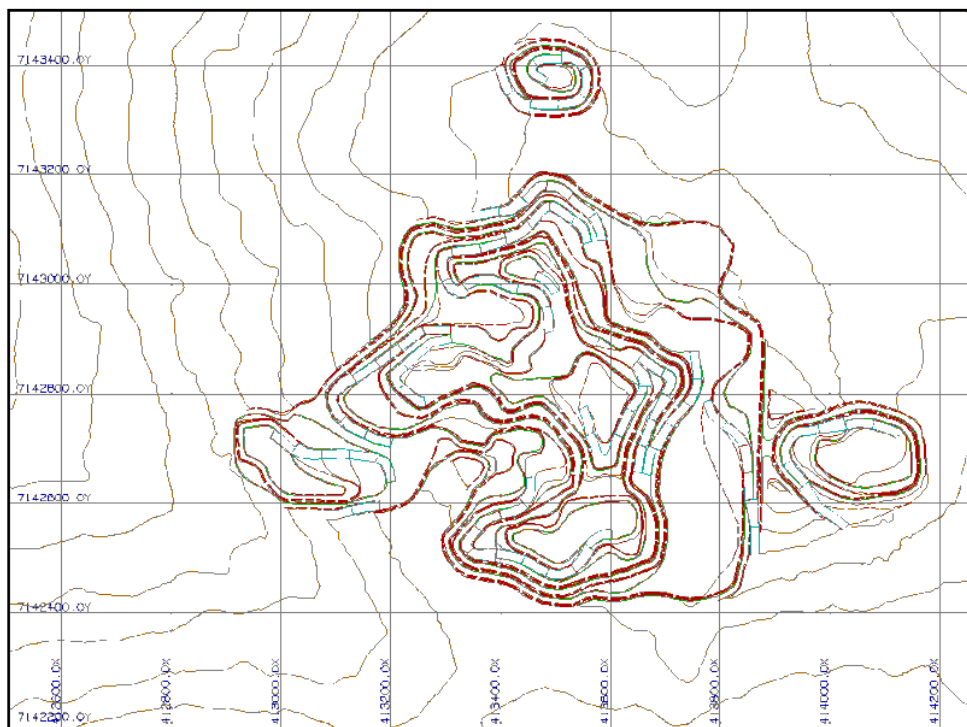
Tabla 12. Cohesión y ángulo de fricción para fallas.¹¹

| | |
|--------------------|----------|
| Cohesión | 75 [KPa] |
| Ángulo de fricción | 28° |

4.4 Diseño Minero^[13].

En la etapa previa de ingeniería, se ha establecido como diseño minero de pre factibilidad un ángulo de talud de 49,2° para realizar la optimización del pit final. La geometría del rajo operativo queda configurada de acuerdo a la siguiente figura:

Figura 18: Pit final mina Franke en etapa de ingeniería de perfil.¹²



Existen además en Franke numerosas labores subterráneas, las cuales no fueron consideradas para la presente caracterización, por cuanto la mayor parte de ellas se encuentra en la zona mineralizada y lejos de las paredes del rajo.

¹¹ Fuente: S.C.M.Centenario Copper Chile.

¹² Fuente: S.C.M.Centenario Copper Chile.

4.5 Bases de datos.

Para realizar la caracterización geotécnica de la mina Franke, se cuenta con diferentes bases de datos, en formato de planillas Excel, la cuales se listan a continuación:

- Valores de compresión simple en base a ensayos de carga puntual para cada una de las litologías.
- GSI a partir de mapeo geológico-geotécnico de 13 celdas y de estimación a partir de sondajes.
- RMR para diferentes tramos de sondajes, de acuerdo a su litología.

Se tienen además información de los siguientes parámetros parámetros, que también resultan relevantes para este trabajo:

- Coeficiente de fricción básico " ϕ_b " de las estructuras, obtenido mediante ensayos de corte directo de testigos de sondajes en laboratorios del IDIEM.
- Valores de la resistencia a la compresión uniaxial, para algunas litologías, con medición de deformaciones, efectuados en laboratorios del IDIEM.
- Orientación de discontinuidades, de acuerdo a un escaneo óptico de pozos de sondajes.
- Orientación de planos de fallas mayores, de acuerdo a información proporcionada por la empresa.

Se considerará, además, la siguiente información como complementaria:

- Modelo de bloques del yacimiento.
- Informe de pre-factibilidad del proyecto Franke, con información acerca de la altura de bancos y consideraciones operacionales.
- Valores de los m_i del criterio de falla de Hoek y Brown, estimados a partir de los valores entregados por el software RocLab.
- Fotografías de los sondajes.

V. METODOLOGÍA PROPUESTA.

5.1 General.

En base a todas las consideraciones antes descritas, se ha generado una propuesta metodológica de trabajo.

Los pasos a seguir son entonces los siguientes:

1. Recopilación y estudio de datos para la memoria: se recabará toda la información necesaria para lograr los objetivos de la presente. Se debe revisar la cantidad y calidad de los datos proporcionados por la empresa. Para definir los parámetros a utilizar se cuenta con:
 - Mapeos geotécnicos de sondajes.
 - Ensayos de carga puntual, de muestras obtenidas de los sondajes.
 - Análisis visual de fotografías de los sondajes
 - Ensayos de corte directo de muestras de sondajes.
 - Escaneos ópticos de pozos de sondajes.
2. Definición del método de caracterización geomecánica a utilizar: en base a los datos antes recopilados, su calidad y los diferentes parámetros de entrada para cada uno de los método de clasificación del macizo rocoso, determinar el (los) índice(s) a utilizar.
3. Identificación y caracterización de diaclasas, a partir de resultados de escaneo óptico de pozos entregado por la empresa, y su correlación con la litología y profundidad dentro de la mina. Análisis acerca de distribución de densidad de estructuras de acuerdo a la profundidad. Generación de diagramas de polos, densidades y rosetas como apoyo.

4. Zonificación del yacimiento de acuerdo a GSI, incorporando diaclasas y fallas: se generan planos, los cuales dan una imagen tridimensional acerca del comportamiento del índice de acuerdo a la litología, profundidades y patrones estructurales distintivos (de existir) dentro del depósito.
5. Definición de secciones de análisis: se establecen los perfiles de los taludes para los análisis, y de acuerdo a su orientación con respecto a las estructuras determinadas como incidentes en dicha zona se determina el modo más probable de falla para el posterior análisis de estabilidad.
6. Aplicación de métodos de análisis para determinación del factor de seguridad en cada uno de los perfiles determinados en el paso anterior: determinación del factor de acuerdo al diseño propuesto por la empresa, de acuerdo a control estructural, con métodos determinístico y probabilístico, análisis de falla rotacional (en caso de existir dicha opción) y control de caída de rocas (contención).
7. Determinación del valor más restrictivo para el valor final del ángulo de talud en cada una de las secciones analizadas, de acuerdo a el (los) método(s) aplicado(s) al perfil.
8. Análisis preliminar de resultados: revisión de parámetros, métodos y supuestos de existir valores que puedan parecer anómalos.
9. Análisis de resultados: entrega de conclusiones y recomendaciones.

5.2 Herramientas de análisis.

Serán empleadas las siguientes herramientas computacionales como software de análisis y/o de apoyo en la realización de esta memoria:

- Datamine.

- Slide.
- RocPlane.
- Swedge.
- RocLab.
- Excel.

5.3 Aplicación de métodos de cálculo.

5.3.1 Exactos: falla plana y cuñas.

Para aplicar los métodos de falla plana y por cuñas se ha procedido a identificar las orientaciones de cada una de las caras del talud en los diferentes perfiles, y luego el mecanismo de falla que esta podría presentar de acuerdo con la relación de esta con los sets estructurales presentes en los pozos escaneados más cercanos. Se ha ocupado el software RocPlane y Swedge de Roclab para estos propósitos. La geometría del talud se ha considerado plana, es decir se analiza sólo de forma local y no global de acuerdo a las curvas que existen dentro del rajo.

5.3.2 Aproximados: por dovelas.

La aplicación de métodos de falla rotacionales es justificable sólo en suelos o en macizos con GSI inferior a 30. De esta forma sólo será usado en los perfiles con menor índice como una forma de descartar esta posibilidad de esta tipo de falla. Para aplicar los métodos de Janbu, Bishop y Morgenstern-Price (GLE), la metodología a grandes rasgos es la misma, y puede definirse como una iteración del factor de seguridad con un FS inicial estimado de 1.00 (se supone así para ayudar a una convergencia más rápida de cada método). Si la diferencia del FS propuesto y el calculado es mayor a 0,001, el nuevo FS calculado es utilizado en la ecuación hasta que esta diferencia se alcanza. La iteración se ha realizado con la ayuda del software Slide, analizando modelos en dos dimensiones.

VI. RESULTADOS.

6.1 Roca intacta y macizo rocoso.

De acuerdo a la base de datos de ensayos de carga puntual, se estimó la resistencia a la compresión uniaxial de las diferentes unidades geológicas como un promedio simple de todos los datos. El resultado de este análisis se encuentra expresado en la tabla a continuación.

Tabla 13: UCS por litología según carga puntual.

| Unidad | UCS | DesvEst | N° de datos |
|---------------------------------|-----|---------|-------------|
| Andesita porfídica | 186 | 61 | 21 |
| Andesita porfídica amigdaloidal | 154 | 69 | 11 |
| Ocoíta | 151 | 59 | 15 |
| Ocoíta amigdaloidal | 245 | 49 | 14 |
| Arenisca volcánica | 120 | 46 | 7 |
| Brechas | 134 | 74 | 12 |
| Limonita o arenisca | 161 | 30 | 9 |
| Andesita no porfídica | 212 | 86 | 16 |

Existen también ensayos de compresión uniaxial realizados en el IDIEM para 3 de las litologías presentes. Estos arrojan resultados menores y con una desviación estándar más baja. Por ello se podría pensar que los ensayos de carga puntual pueden estar sobredimensionados, ya que el UCS de compresión uniaxial es menor al entregado mediante carga puntual.

Tabla 14: UCS según compresión uniaxial.

| Unidad | UCS | DesvEst | N° de datos |
|---------------------------------|-----|---------|-------------|
| Andesita porfídica | 131 | 24 | 3 |
| Andesita porfídica amigdaloidal | 107 | 29 | 3 |
| Ocoíta | 109 | 25 | 3 |

El GSI se determinó de acuerdo a los valores entregados por el mapeo de 13 celdas geotécnicas y las estimaciones realizadas a partir de la apreciación de los testigos de sondaje por parte de personal de la compañía en terreno. Los valores fueron integrados mediante el uso de promedios simples, y arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 15: GSI según unidad geológica.

| Unidad | GSI (promedio) | DesvEst | N° de datos |
|---------------------------------|----------------|---------|-------------|
| Andesita porfídica | 40-50 (47) | 7 | 7 |
| Andesita porfídica amigdaloidal | 40-50 (46) | 10 | 4 |
| Ocoíta | 40-50 (48) | 12 | 7 |
| Ocoíta amigdaloidal | 40-50 (46) | 12 | 3 |
| Arenisca volcánica | 45-55 (52) | 9 | 4 |
| Brechas | 30-40 (38) | 5 | 5 |
| Limonita o arenisca | 45-55 (52) | 8 | 2 |
| Andesita no porfídica | 45-55 (51) | 7 | 6 |

Se realizó luego el mismo procedimiento para la estimación del RMR en las diferentes unidades, con la salvedad de que no se tienen valores provenientes de celdas de mapeo, proviniendo ellos exclusivamente de la clasificación de los trozos de sondajes. Los valores obtenidos, como promedios simples, en cada unidad son:

Tabla 16: RMR según unidad geológica.

| Unidad | RMR | DesvEst | N° de datos |
|---------------------------------|-----|---------|-------------|
| Andesita porfídica | 66 | 15 | 67 |
| Andesita porfídica amigdaloidal | 64 | 14 | 43 |
| Ocoíta | 66 | 7 | 52 |
| Ocoíta amigdaloidal | 67 | 8 | 36 |
| Arenisca volcánica | 65 | 11 | 40 |
| Brechas | 51 | 9 | 31 |
| Limonita o arenisca | 54 | 17 | 39 |
| Andesita no porfídica | 65 | 6 | 28 |

Luego, y de acuerdo a la relación que indica que $GSI = RMR_{89} - 5$ (considerando que se cumplen las condiciones para aplicar dicha igualdad), podemos contrastar los RMR y los GSI obtenidos para cada unidad.

Tabla 17: Comparación RMR y GSI según relación empírica.

| Unidad | RMR | GSI promedio (RMR estimado) | Diferencia |
|---------------------------------|-----|-----------------------------|------------|
| Andesita porfídica | 66 | 40-50 (47) | 19 |
| Andesita porfídica amigdaloidal | 64 | 40-50 (46) | 18 |
| Ocoíta | 66 | 40-50 (48) | 18 |
| Ocoíta amigdaloidal | 67 | 40-50 (46) | 21 |
| Arenisca volcánica | 65 | 45-55 (52) | 13 |
| Brechas | 51 | 30-40 (38) | 13 |
| Limonita o arenisca | 54 | 45-55 (52) | 2 |
| Andesita no porfídica | 65 | 45-55 (51) | 14 |

Finalmente fueron obtenidas las propiedades del macizo rocoso considerando los GSI obtenidos de los mapeos, m_i de acuerdo a tablas del programa Roclab. El parámetro D se obtuvo como una recomendación de la empresa de carácter más bien conservadora al no conocerse cabalmente el estado de las labores subterráneas. Finalmente el UCS se consideró como un promedio entre el estimado según los ensayos de carga puntual y los de compresión uniaxial, en caso de existir ambos.

Tabla 18: Propiedades macizo rocoso según unidad geológica.

| Unidad | σ_{ci} | GSI (promedio) | m_i | D |
|---------------------------------|---------------|----------------|-------|------|
| Andesita porfídica | 158,5* | 47 | 25±5 | 0,85 |
| Andesita porfídica amigdaloidal | 130,5* | 46 | 25±5 | 0,85 |
| Ocoíta | 130* | 48 | 25±5 | 0,85 |
| Ocoíta amigdaloidal | 245 | 46 | 25±5 | 0,85 |
| Arenisca volcánica | 120 | 52 | 17±4 | 0,85 |
| Brechas | 134 | 38 | 20±2 | 0,85 |
| Limonita o arenisca | 161 | 52 | 10±5 | 0,85 |
| Andesita no porfídica | 212 | 51 | 25±5 | 0,85 |

* promedios entre ensayos de carga puntual y resistencia a la compresión uniaxial de IDIEM.

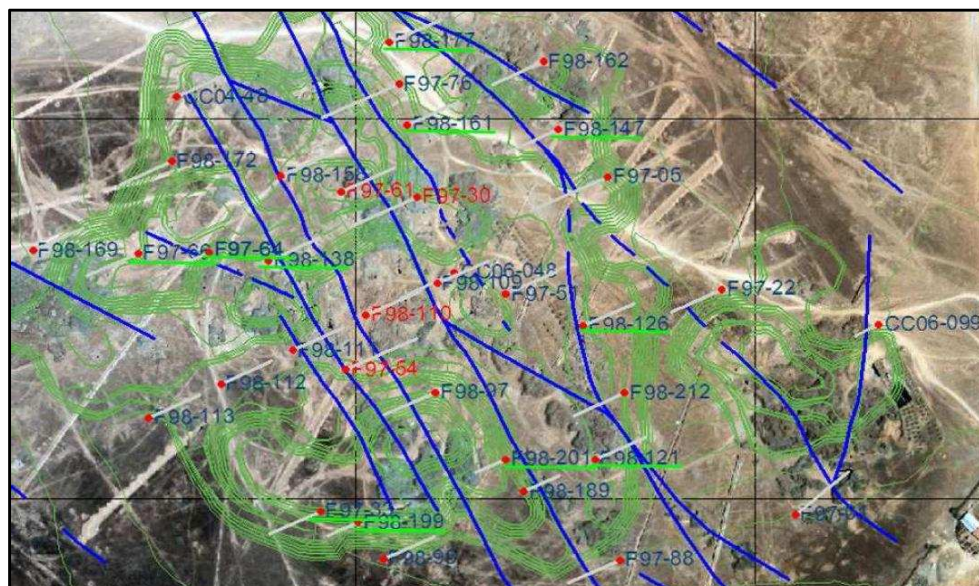
6.2 Caracterización de discontinuidades.

Las discontinuidades fueron separadas en dos grupos: fallas y diaclasas. Para los estudios de estabilidad de taludes interesan fundamentalmente dos aspectos: la orientación de los planos de discontinuidad y la cohesión y ángulo de fricción de las superficies de dichos planos o del material de relleno que puede estar contenido en el plano de debilidad.

6.2.1 Orientación de discontinuidades.

La orientación de los planos de falla ha sido entregada por la empresa y se encuentran listadas en la sección de antecedentes. Para el caso de las diaclasas, se cuenta con un escaneo óptico de pozos de sondaje, mediante el cual se recaba información acerca de la cantidad de estructuras presentes a lo largo de éste.

Figura 19: Ubicación pozos escaneados para estructuras.¹³



Se han mapeado 14 pozos, que se muestran como puntos rojos en la figura 19, los cuales se encuentran ubicados de forma más o menos homogénea dentro del yacimiento. Dentro de la información recabada es importante considerar tanto la orientación preferencial de las estructuras como aquellas catalogadas como rank 3 y 4, por cuanto son las que presentan mayor grosor, mayor a 1 cm, y podrían generar un fallamiento a través de ellas mismas.

Se observa además que las estructuras más gruesas, mayores a 5 cm de espesor, se encuentran principalmente en los primeros 10 m y sólo algunas aparecen en profundidades mayores, entre 30 y 50 m. Asimismo las estructuras rank 3, de entre 1 cm y 5 cm de espesor, aparecen también en menor medida en los primeros 10 m y se encuentran mayormente agrupadas en el rango de 30 a 50 m. El resto de las estructuras, ranks 1 y 2, no presentan condensaciones anómalas dentro de un mismo rango y se presentan bien distribuidas a lo largo de la profundidad del pozo. La siguiente tabla muestra en resumen la información recabada mediante el escaneo.

¹³ Fuente: S.C.M. Centenario Copper Chile.

Tabla 19: Caracterización geotécnica de pozos escaneados.

| Pozos | Orientacion Preferencial | Orientacion Secundaria | Manteo Preferencial | Manteo Secundario | Rank | | | | CSC | ff/m | Fract. |
|---------|--------------------------|------------------------|---------------------|-------------------|------|-----|---|---|-----|------|--------|
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | | | |
| CC04-48 | NW | -- | NE | SW | 158 | 35 | 5 | 1 | si | 2,40 | medio |
| CC06-48 | NNW | -- | ENE | SSW | 234 | 68 | 8 | 1 | si | 2,59 | medio |
| F97-61 | NW | NNE | ENE | WSW | 232 | 38 | 1 | 1 | si | 4,95 | medio |
| F97-64 | NW | -- | NE | -- | 358 | 30 | 7 | 2 | no | 4,05 | bajo |
| F97-66 | NW | NS, ENE | NE | WNW, ESE, SE | 82 | 14 | 1 | 3 | no | 3,45 | bajo |
| F98-138 | NW->NNW | NNE | WSW,NE | NW | 415 | 61 | 5 | 1 | no | 5,18 | alto |
| F98-147 | NW | -- | NNE | NE | 299 | 20 | 0 | 1 | no | 3,72 | bajo |
| F97-88 | NNW | NE | ENE,WSW | SE | 255 | 85 | 3 | 2 | si | 3,71 | alto |
| F98-201 | NNW | EW | ENE | SE,S | 456 | 81 | 2 | 1 | no | 5,80 | alto |
| F98-95 | NNW | NE | ENE | WSW | 347 | 141 | 8 | 4 | si | 5,32 | alto |
| F98-161 | NNW->NW | -- | WSW->SW, ENE | -- | 438 | 90 | 7 | 3 | no | 5,49 | alto |
| F98-177 | NNW | -- | ENE | SW | 126 | 52 | 3 | 0 | si | 3,10 | medio |
| F98-189 | NNW | WNW | WSW | SSW | 216 | 72 | 3 | 5 | si | 3,36 | alto |
| F98-199 | NNW | NNE | ENE | ESE,SSW | 184 | 60 | 1 | 1 | si | 2,76 | medio |

Las rosetas y redes de Schmidt correspondientes a cada pozo escaneado pueden ser vistas en la sección anexos, así como también el largo del tramo escaneado.

6.2.2 Cohesión y ángulo de fricción.

Se consideran los siguientes valores para los planos de falla, de acuerdo a información suministrada por la empresa, la cual ya fue utilizada en la etapa de ingeniería de perfil de acuerdo a recomendación entregada por consultor geotécnico (Ingeroc, 2007):

- Cohesión = 75 [KPa]
- Ángulo de Fricción = 28°

Para las diaclasas se han considerado el JRC a partir de mapeos de terreno y estimado el JCS como un 75% del UCS, por recomendación de la misma empresa. Φ_b es el ángulo de fricción básico medido en los ensayos de laboratorio con la celda Hoek. Para esta expresión, se ha optado por utilizar el valor peak, Φ_{max} , determinado en los ensayos, asumiendo que ese es el valor que se moviliza. Dichos valores se aprecian en la siguiente tabla:

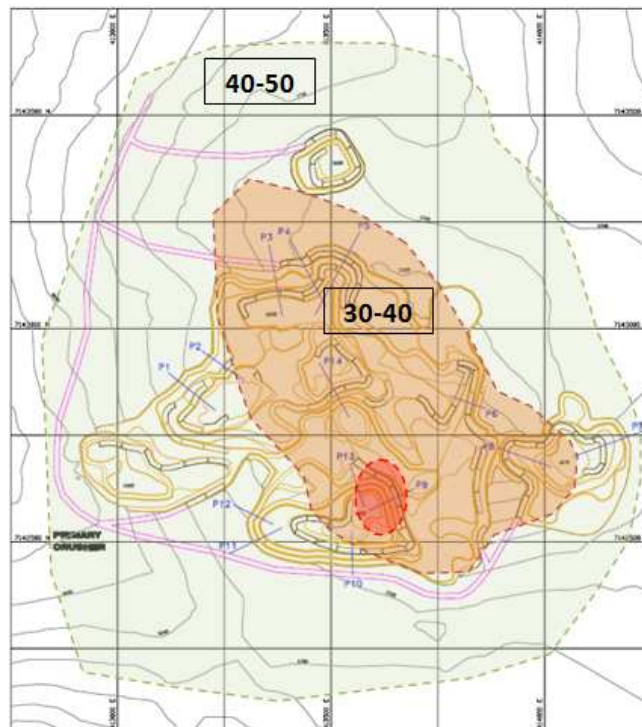
Tabla 20: Características de las diaclasas.

| Unidad Geológica | JRC | JCS | ϕ_b | ϕ_{max} |
|---------------------------------|-----|-------|----------|--------------|
| Andesita Porfídica | 10 | 118.9 | 11.3 | 28.1 |
| Andesita Porfídica Amigdaloidal | 10 | 97.8 | 14.4 | 30 |
| Ocoíta | 10 | 97.5 | 13.3 | 29.2 |
| Andesita Afanítica | 10 | 159 | 12 | 29.7 |

6.3 Definición de zonas geotécnicas.

Se observa que la gran mayoría de los dominios litológicos se encuentran en el mismo rango de GSI. Si consideramos que las litologías se encuentran orientadas en sentido horizontal, entonces no se puede establecer una correlación entre los tipos de roca y la distribución del índice. Se realiza entonces un análisis de acuerdo a los GSI estimados en los testigos de roca, lo que indica que hay un aumento del rango de acuerdo a la profundidad y conforme se aleja desde el centro del rajo proyectado, tal como se puede ver en los perfiles de las sección anexos. La siguiente figura lo ilustra a nivel de superficie.

Figura 20: Detalle de zonas de GSI a nivel superficial.

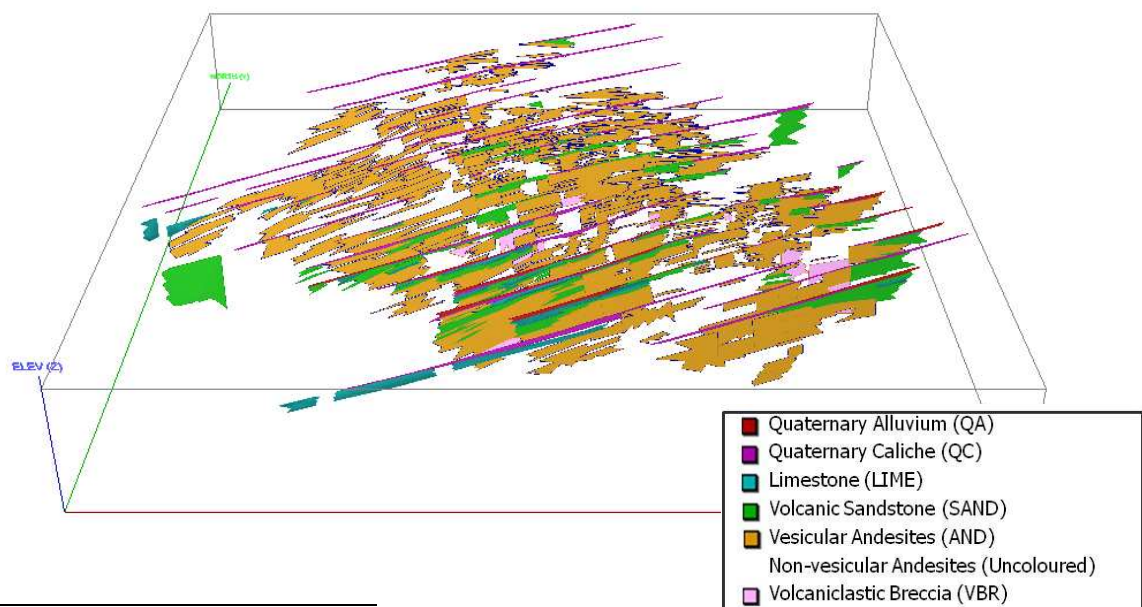


Como se puede apreciar en la figura existen en la zona dos claros sectores para distribuciones de GSI, lo que ha sido comprobado a partir de los registros de los testigos de sondaje. Se señala además un sector en rojo, en la zona de valores de 30 a 40. Este corresponde a la localización de GSI entre 20 y 30 en algunos tramos más superficiales, que van desde los 0 [m] a los 10 [m].

La zona de GSI 30-40 se presenta con una profundidad máxima de 80 [m], suficiente para no ser mayor a cualquier talud en la mina, sin embargo esto es sólo en la parte central, decayendo suavemente hacia el norte y sur a potencias de 30-40 [m]. Por otra parte los límites este y oeste del sector se presentan con un término más abrupto, pasando desde los 80 [m] hasta el final de la definición del sector en unos 10 a 20 [m], dando una forma general achatada hacia los extremos norte y sur.

Esta definición de zonas de GSI es claramente concordante con el mapa litológico del lugar mostrado en la figura 21, y presenta principalmente una disminución de GSI en el sector más central de la mineralización, que es también donde se encuentra la mayor cantidad de litologías, tal como se puede ver en la figura siguiente:

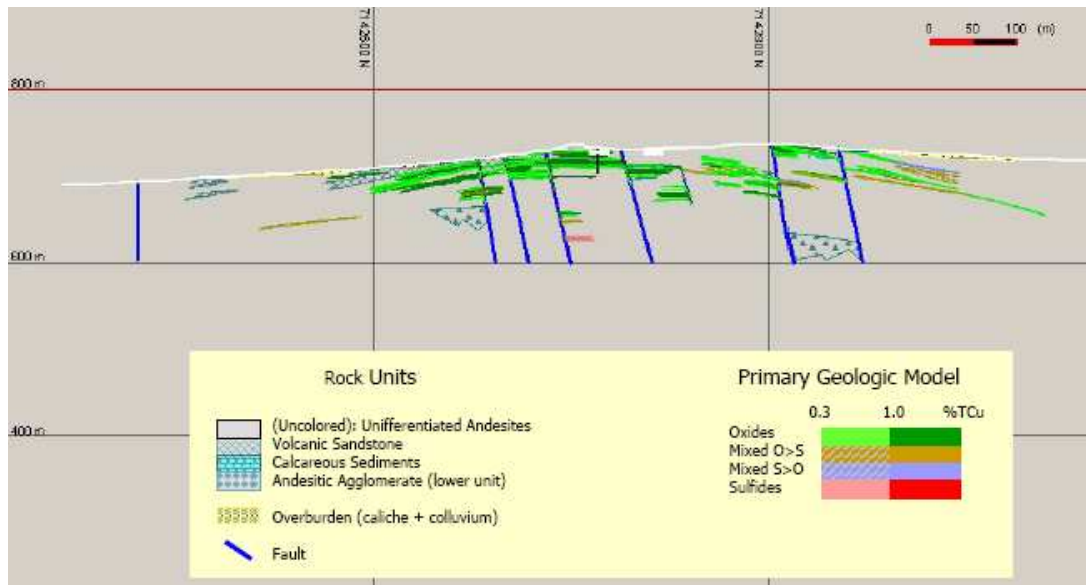
Figura 21: Mapa litológico tridimensional.¹⁴



¹⁴ Fuente: S.C.M. Centenario Copper Chile.

El siguiente perfil ilustra la distribución de las litologías, en donde se puede apreciar su distribución dentro de la mina y la concentración del sector mineralizado.

Figura 22: Perfil litológico y de mineralización NW 469.



El análisis de diaclasas consideró todos los rangos para definir la orientación preferencial de las estructuras y definir los posibles sets estructurales. Asimismo se consideró cada una de las estructuras mapeadas como rank 3 y 4 como una estructura independiente en el diagrama de polos, ya que de acuerdo a su características pueden perfectamente ocasionar fallamientos. Estas fueron incluidas en los perfiles pertinentes.

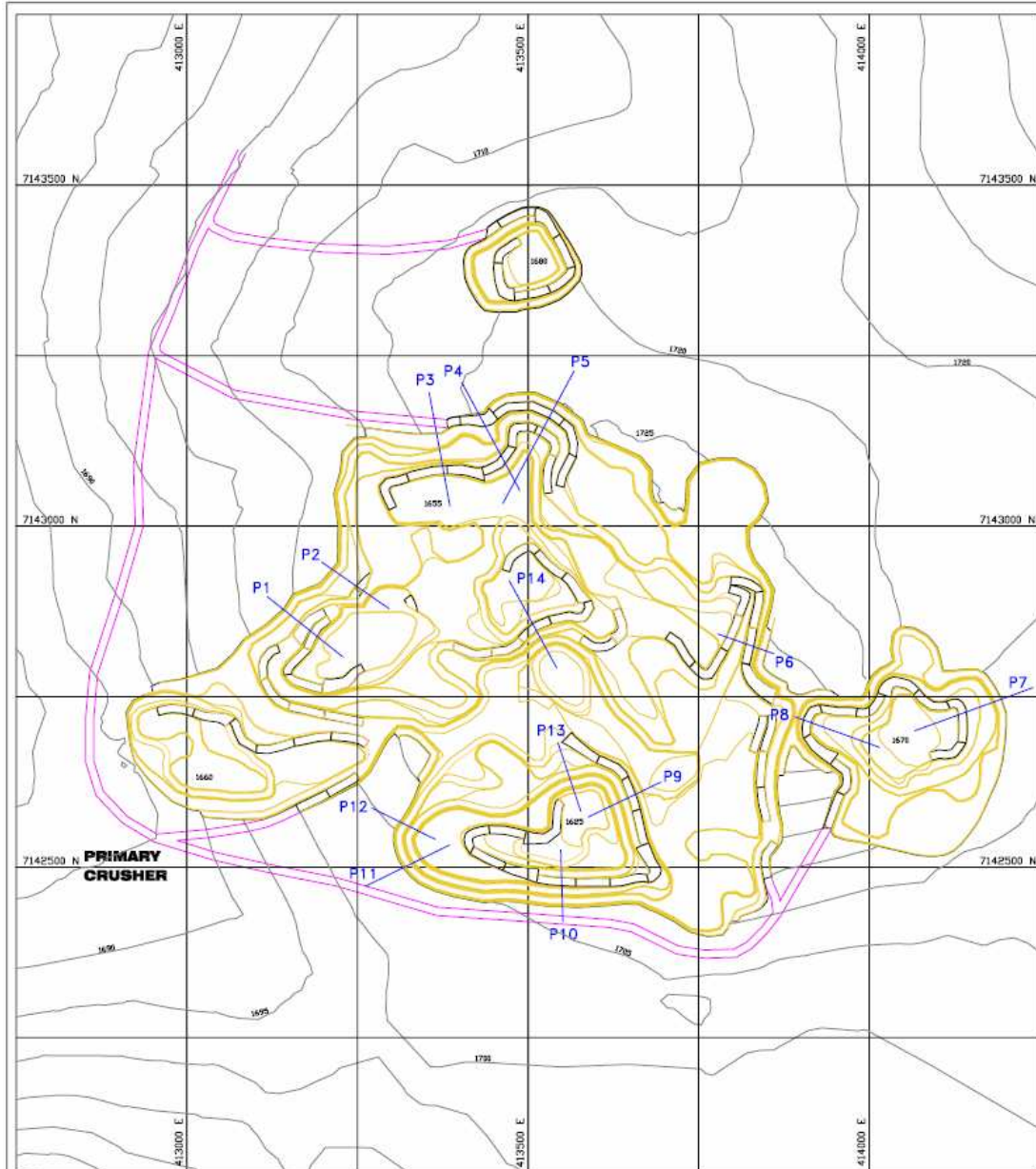
6.4 Perfiles de análisis.

Se definieron un total de 14 perfiles de análisis dentro del rajo, tratando de ser lo más representativo posible de acuerdo a las geometrías presentes y las orientaciones tanto de las caras del talud como de las estructuras con respecto a las mismas. En la siguiente tabla se pueden apreciar las características de los perfiles, y en la figura 23 su ubicación dentro de la mina.

Tabla 21: Características de los perfiles de análisis.

| PERFILES | | | |
|----------|--------|---------------|------------|
| | Azimut | Angulo Diseño | Altura [m] |
| 1 | 128 | 37 | 55 |
| 2 | 125 | 40 | 55 |
| 3 | 170 | 46 | 50 |
| 4 | 152 | 40 | 60 |
| 5 | 208 | 36 | 65 |
| 6 | 289 | 36 | 50 |
| 7 | 250 | 24 | 50 |
| 8 | 110 | 24 | 40 |
| 9 | 244 | 49 | 75 |
| 10 | 358 | 60 | 75 |
| 11 | 064 | 60 | 50 |
| 12 | 116 | 55 | 55 |
| 13 | 162 | 55 | 60 |
| 14 | 322 | 50 | 75 |

Figura 23: Ubicación de los perfiles de análisis.



6.5 Análisis de estabilidad.

6.5.1 Caída de rocas.

El criterio usado y que define la seguridad para la caída de rocas es el de Ritchie. Según este, se tiene que de acuerdo a la configuración geométrica para bancos de 20 [m] de altura el ángulo debe ser de $55,3^\circ$ y con una berma de 8,5 [m], considerando el ángulo cara de banco como 75° , el cual fue recomendado por la empresa de acuerdo a análisis previos realizados.

6.5.2 Fallas planas y cuñas.

De acuerdo con las orientaciones de estructuras definidas para cada uno de los perfiles en concordancia a lo indicado por los pozos escaneados más cercanos, se define el modo de falla más probable para cada uno de éstos.

Tabla 22: Modo de falla preferente por perfil.

| PERFILES | Modo de Falla | | Talud |
|----------|---------------|-------|------------|
| | Cuña | Plana | Altura [m] |
| 1 | X | | 55 |
| 2 | X | | 55 |
| 3 | X | | 50 |
| 4 | X | | 60 |
| 5 | X | | 65 |
| 6 | X | | 50 |
| 7 | | X | 50 |
| 8 | X | | 40 |
| 9 | | X | 75 |
| 10 | X | | 75 |
| 11 | | X | 50 |
| 12 | X | | 55 |
| 13 | X | | 60 |
| 14 | X | | 75 |

Si consideramos que la orientación preferencial de los sets de estructuras es NW hacia NNW, entonces es claro ver que los perfiles perpendiculares a esa dirección son aquellos que presentan una posibilidad de falla plana, por cuanto la cara del banco queda orientada en la misma dirección de las estructuras.

6.5.2.1 Análisis determinístico.

Para este modelo se requiere básicamente la siguiente información: Orientación de los planos de falla y conjuntos estructurales, resistencia al corte de los planos de falla y la resistencia al corte de planos de diaclasas. Todos estos ya han sido definidos anteriormente, y la resistencia al corte se ha calculado de acuerdo a la expresión de Barton, dado que los parámetros necesarios ya se encuentran establecidos.

De acuerdo con ellos los resultados fueron los que se ven en la tabla 23, en donde el ángulo global de diseño representa el obtenido del rajo a lo largo de todo el talud, y el ángulo máximo es el valor mayor que se podría alcanzar a lo largo del talud. Esto no supone la presencia de rampas u otras labores, por lo que se interpreta como el máximo ángulo interrampa que es posible alcanzar.

Tabla 23: Resultados análisis estructural determinístico.

| PERFILES | | | | | | | |
|----------|------|-------|------------|-----------------------------|-----|-------------------|-----|
| | Cuña | Plana | Altura [m] | Ángulo global de Diseño [°] | FS | Ángulo máximo [°] | FS |
| 1 | X | | 55 | 37 | 3,7 | 67 | 1,3 |
| 2 | X | | 55 | 40 | 3,6 | 69 | 1,3 |
| 3 | X | | 50 | 46 | 2,6 | 69 | 1,3 |
| 4 | X | | 60 | 40 | 2,9 | 69 | 1,3 |
| 5 | X | | 65 | 36 | 2,3 | 69 | 1,3 |
| 6 | X | | 50 | 36 | 2,9 | 55 | 1,3 |
| 7 | | X | 50 | 24 | 3,5 | 64 | 1,3 |
| 8 | X | | 40 | 24 | 3,8 | 62 | 1,3 |
| 9 | | X | 75 | 49 | 1,7 | 51 | 1,3 |
| 10 | X | | 75 | 53 | 1,8 | 53 | 1,3 |
| 11 | | X | 50 | 60 | 2,0 | 54 | 1,3 |
| 12 | X | | 55 | 60 | 1,8 | 61 | 1,3 |
| 13 | X | | 60 | 55 | 2,3 | 65 | 1,3 |
| 14 | X | | 75 | 50 | 1,8 | 66 | 1,3 |

6.5.2.2 Análisis probabilístico.

Para las propiedades de este modelo de análisis, se requiere definir los valores de los mismos parámetros que se utilizan en el análisis determinístico. Sin embargo, en

este caso, los parámetros no se entregan como un valor único, sino que deben entregarse como una distribución estadística y los parámetros característicos de cada distribución. En general, se han definido distribuciones normales, para las cuales se requiere el valor medio y la desviación estándar, además de valores máximos y mínimos, que truncan la distribución escogida.

Las variables que se han definido en la forma indicada son las siguientes:

- Orientación de cada set estructural de diaclasas. Para estos planos, las orientaciones se definen en base a dos ángulos, Manteo y Dirección del Manteo, se han considerado variaciones de $+ 5^\circ$ para estos valores.
- Los valores de cohesión y ángulos de fricción también se han estimado en la forma de una distribución de probabilidades, con los valores medios antes indicados y una variación de $\pm 5\%$ del valor medio.

Para las fallas, que corresponden a un plano único, no debe esperarse un rango de variación tan amplio como podría darse en un conjunto estructural, que en ocasiones son muy dispersos alrededor de una media. Por lo tanto se ha considerado este valor como fijo. La orientación del talud y su ángulo se han también considerado como valores constantes.

De acuerdo a las consideraciones anteriores, el resultado del análisis probabilístico es el que se muestra en la tabla 24, en donde el ángulo global de diseño representa el obtenido del rajo a lo largo de todo el talud, y el ángulo máximo es el valor mayor que se podría alcanzar a lo largo del talud. Como ya se ha dicho anteriormente, no se considera por ello la presencia de rampas u otras labores, por lo que se interpreta como el máximo ángulo interrampa que es posible alcanzar.

Tabla 24: Resultados análisis estructural probabilístico.

| PERFILES | | | | Ángulo global de diseño [°] | | | Ángulo máximo [°] | | |
|----------|------|-------|------------|-----------------------------|-----------|-----------|-------------------|-----------|-----------|
| | Cuña | Plana | Altura [m] | [°] | P(FS<1,0) | P(FS<1,3) | [°] | P(FS<1,0) | P(FS<1,3) |
| 1 | X | | 55 | 37 | 0 | 0 | 67 | 0 | 1 |
| 2 | X | | 55 | 40 | 0 | 0 | 69 | 0 | 0 |
| 3 | X | | 50 | 46 | 0 | 0 | 69 | 0 | 2 |
| 4 | X | | 60 | 40 | 0 | 0 | 69 | 2 | 7 |
| 5 | X | | 65 | 36 | 0 | 0 | 69 | 0 | 2 |
| 6 | X | | 50 | 36 | 0 | 0 | 55 | 3 | 21 |
| 7 | | X | 50 | 24 | 0 | 0 | 64 | 0 | 17 |
| 8 | X | | 40 | 24 | 0 | 0 | 62 | 5 | 20 |
| 9 | | X | 75 | 49 | 2 | 8 | 51 | 7 | 30 |
| 10 | X | | 75 | 53 | 0 | 0 | 53 | 5 | 23 |
| 11 | | X | 50 | 60 | 3 | 12 | 54 | 9 | 26 |
| 12 | X | | 55 | 60 | 0 | 0 | 61 | 4 | 20 |
| 13 | X | | 60 | 55 | 3 | 11 | 65 | 8 | 30 |
| 14 | X | | 75 | 50 | 0 | 0 | 66 | 0 | 18 |

6.5.3 Falla rotacional.

Como se ha mencionado, el análisis de falla rotacional sólo debe ser efectuado cuando el macizo rocoso presenta un GSI de 30 o menos. De acuerdo a los resultados de la definición de zonas, existe un sector de la mina con GSI en el rango 30-40. Este ha sido obtenido a partir de los registros disponibles, y al realizar una revisión detallada de los datos presentes en ellos se han encontrado ciertos valores de GSI, principalmente en tramos cercanos a la superficie (primeros 15 [m]), menores a 30. Por ello se realizará un análisis de falla rotacional a aquellos perfiles que presenten cercanía a la zona donde se encuentran estos valores bajos, como una forma de descartar, y ciertamente analizar, la posibilidad de una rotura circular en dichos lugares. Se consideraran tanto condiciones estáticas como pseudo. estáticas (dinámicas).

De acuerdo con esto, los perfiles a los que se les realizará un análisis de falla rotacional son los números 9, 10 y 13, el cual será hecho de acuerdo al criterio de falla de Hoek y Brown (2002) con los parámetros establecidos en la tabla 18, ocupando el valor “real” del GSI y el central para el coeficiente m_i .

6.5.3.1 Análisis estático.

El resultado de este análisis se aprecia en la siguiente tabla:

Tabla 25: Resultados análisis rotacional, caso estático.

| Perfil | Ángulo Global | Altura [m] | Bishop | Janbu | GLE |
|--------|---------------|------------|--------|-------|------|
| 9 | 49 | 75 | 2,98 | 2,99 | 3,02 |
| 10 | 53 | 75 | 3,01 | 3,07 | 3,05 |
| 13 | 55 | 60 | 2,87 | 2,97 | 3,07 |

6.5.3.2 Análisis dinámico.

Considerando una aceleración de $0,15g^{15}$ en el medio, en base a información entregada por la empresa de acuerdo al consultor geotécnico, el resultado de este análisis se aprecia en la siguiente tabla:

Tabla 26: Resultados análisis rotacional, caso dinámico.

| Perfil | Ángulo Global | Altura [m] | Bishop | Janbu | GLE |
|--------|---------------|------------|--------|-------|------|
| 9 | 49 | 75 | 2,53 | 2,55 | 2,61 |
| 10 | 53 | 75 | 2,52 | 2,62 | 2,67 |
| 13 | 55 | 60 | 2,47 | 2,49 | 2,64 |

6.6 Determinación de ángulo más restrictivo.

Conforme se han realizado los análisis respectivos a cada uno de los perfiles, se tienen los ángulos máximos que es posible alcanzar en cada uno de ellos, el que queda determinado por el mínimo ángulo seguro arrojado por los análisis hechos por perfil.

¹⁵ Ingeroc, 2006.

Tabla 27: Ángulo más restrictivo por perfil.

| PERFILES | Ángulos obtenidos [°] | | | | | |
|----------|-----------------------|----------------------|------|-------|---------|--------|
| | Altura [m] | Ángulo de Diseño [°] | Cuña | Plana | Ritchie | Mínimo |
| 1 | 55 | 37 | 67 | - | 55 | 55 |
| 2 | 55 | 40 | 69 | - | 55 | 55 |
| 3 | 50 | 46 | 69 | - | 55 | 55 |
| 4 | 60 | 40 | 69 | - | 55 | 55 |
| 5 | 65 | 36 | 69 | - | 55 | 55 |
| 6 | 50 | 36 | 55 | - | 55 | 55 |
| 7 | 50 | 24 | - | 64 | 55 | 55 |
| 8 | 40 | 24 | 62 | - | 55 | 55 |
| 9 | 75 | 49 | - | 51 | 55 | 51 |
| 10 | 75 | 53 | 53 | - | 55 | 53 |
| 11 | 50 | 60 | - | 54 | 55 | 54 |
| 12 | 55 | 60 | 61 | - | 55 | 55 |
| 13 | 60 | 55 | 65 | - | 55 | 55 |
| 14 | 75 | 50 | 66 | - | 55 | 55 |

De esta forma vemos que es posible alcanzar ángulos de talud de 55° en la mayor parte de los perfiles, bajando éste a 51, 53 y 54 en los perfiles 9, 10 y 11 respectivamente. Se observa que el ángulo queda restringido principalmente por la caída de rocas.

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones.

7.1.1 Respecto de la caracterización geotécnica.

El UCS por unidad litológica ha sido estimado de acuerdo a ensayos de carga puntual para cada una de ellas; sin embargo existen ensayos de compresión uniaxial para tres de esas unidades (andesita porfídica, andesita porfídica amigdaloidal y ocoíta) que arrojan resultados mucho menores para este valor. Si bien no se tiene información acerca del equipamiento con el que han sido realizados ambos ensayos, sí es posible apreciar que existe una gran diferencia entre ambos métodos, y sólo considerando la desviación estándar en ambos casos se puede llegar a un valor común, pero muy alejado del promedio.

El GSI por unidad geológica determina sólo las características globales de las cualidades geotécnicas de la misma, entonces se concluye que lo que realmente gobierna el comportamiento es la profundidad y el evento mineralizador (asociado a fallas en el centro del yacimiento) tal como se puede apreciar en los planos y secciones transversales adjuntas.

El uso del RMR_{89} como apoyo entrega información valiosa por cuanto existe una relación empírica que puede asemejarlo al GSI. Al ver los resultados comparativos entre el RMR estimado a partir de los sondajes y el calculado con la fórmula relativa al GSI se aprecia que existe una diferencia mayor a 5 en todos los casos a excepción de la Limonita. Esto puede deberse principalmente a dos situaciones:

- Diferentes apreciaciones de ambos métodos de clasificación del macizo rocoso por parte del personal encargado de llevar a cabo las estimaciones en los sondajes.

- Una predominancia de valores altos de RMR en sectores más profundos de la mina, lo que hace que el índice pueda estar sobrevaluado. De acuerdo a los mapeos el GSI no presenta una correlación directa con las unidades litológicas, ya que éstas son de carácter subhorizontal y no se observa una evolución estratificada del GSI concordante a las litologías.

Es importante también destacar que el valor del GSI de la limolita se presenta muy alto con respecto a los de las otras unidades. Siendo que esta unidad es la más superficial y corresponde principalmente a material de sobrecarga y que su RMR es comparativamente más bajo que los otros entonces podemos inferir que:

- O bien el carácter de más preciso de las medidas superficiales hace que las mediciones sean más exactas y entreguen una correlación bastante más cercana al modelo empírico propuesto entre GSI y RMR.
- O el GSI se encuentra subvalorado y debiese ser menor y la diferencia entre éste y el RMR debiese estar dentro del mismo rango que las diferencias para las otras unidades.

Las estructuras no gobiernan la definición de dominios geotécnicos en la mina, ya que presentan orientaciones y distribuciones en profundidad constantes en la extensión del sector. Por ello dichos dominios han sido puramente definidos en función de la distribución de GSI en profundidad.

7.1.2 Respecto al análisis de estabilidad de taludes.

El análisis determinístico, según modo de falla para cada uno de los perfiles, entrega factores de seguridad mayores a 1,3 en todos los casos al considerar el ángulo global de diseño. Al forzar que cada ángulo sea el definido por un FS igual a 1,3 encontramos que los perfiles 6, 9, 10 y 11 presentan un valor significativamente más bajo que los demás.

Luego el análisis probabilístico se cumple para cada uno de los perfiles, satisfaciendo los requisitos establecidos como aceptables. Es importante destacar que los perfiles 6, 9, 10 y 11 presentan las mayores probabilidades de que el factor de seguridad sea menor a 1,3.

El criterio de Ritchie para la definición de bermas de contención para caída de rocas entrega un ángulo de 55° como seguro; de acuerdo con los datos considerados, podemos concluir que los ángulos de talud se encuentran definidos principalmente por este método, con excepción de los perfiles 9, 10 y 11 que entregan ángulos mas bajo dados por su modo de falla. El perfil 6, por su parte, entrega el mismo ángulo en análisis determinístico al sugerido por este criterio. Considerando que los perfiles 9, 10 y 11 se encuentran en el sector sur de la mina, se puede sugerir que dicha zona es la que presentan las mayores condiciones de inestabilidad con respecto al resto.

Finalmente los ángulos propuestos para cada uno de los perfiles analizados son:

Tabla 28: Ángulos máximos recomendados.

| PERFILES | | | |
|----------|------------|----------------------|----------------------------------|
| | Altura [m] | Ángulo de Diseño [°] | Ángulos máximos recomendados [°] |
| 1 | 55 | 37 | 55 |
| 2 | 55 | 40 | 55 |
| 3 | 50 | 46 | 55 |
| 4 | 60 | 40 | 55 |
| 5 | 65 | 36 | 55 |
| 6 | 50 | 36 | 55 |
| 7 | 50 | 24 | 55 |
| 8 | 40 | 24 | 55 |
| 9 | 75 | 49 | 51 |
| 10 | 75 | 53 | 53 |
| 11 | 50 | 60 | 54 |
| 12 | 55 | 60 | 55 |
| 13 | 60 | 55 | 55 |
| 14 | 75 | 50 | 55 |

7.2 Recomendaciones.

Se sugiere continuar actualizando el índice GSI y RMR en conjunto con el desarrollo de nuevas labores mineras y del análisis retrospectivo de las obras construidas, que permiten ir mejorando el método de caracterización. Además se recomienda recabar información acerca del equipamiento con el que han sido realizados los ensayos de compresión uniaxial y como ha sido estimado el índice de carga puntual, ya que la diferencia entre los resultados de ambos métodos es muy significativa.

Se recomienda realizar nuevos mapeos en la zona que presenta mediciones de GSI bajo 30, o bien revisar nuevamente los testigos de sondaje de dicho lugar, para descartar, o confirmar, la existencia de roca de una menor calidad geomecánica en ese sector de la mina.

La existencia de diferentes apreciaciones de RMR y GSI sugiere una revisión de los testigos con el mismo criterio. Se recomienda además realizar perfiles con la distribución del RMR en profundidad y correlaciones dichas zonas con los entregados para el GSI.

Conforme se profundiza en la labores, las estructuras que aparecen deben ser continuamente mapeadas, para determinar características de ellas de las cuales no se tiene conocimiento, tales como la persistencia y el tipo de relleno. En este sentido cabe destacar que los escaneos ópticos no entregan los tipos de relleno de cada estructura, sino que sólo el grosor de ésta.

Finalmente es importante resaltar que la gran mayoría de los perfiles presentan ángulo de talud determinado a través del criterio de contención, el cual fue modelado de forma empírica. Se recomienda entonces realizar un análisis por cada perfil con un software que simule la caída de rocas, para poder determinar a ciencia cierta (o al menos contrastar con el criterio de Ritchie) los ángulos necesarios para la contención de rocas. Si los ángulos fuesen mayores, se podría eventualmente incrementar el

ángulo de talud en los perfiles 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 12, 13 y 14 a valores más cercanos al máximo señalado por el análisis determinístico, con la consiguiente disminución de movimiento de estéril.

Finalmente se recomienda la realización de ensayos de compresión uniaxial para todas las litologías presentes, a fin de obtener una aproximación más exacta del UCS y revisar, o eventualmente descartar, los valores entregados por el índice de carga puntual. Asimismo se hace necesario la realización de ensayos triaxiales para determinar de forma más certera los parámetros σ_{ci} y m_b de la roca, ya que estos han sido obtenidos a partir de tablas y podrían variar respecto de los valores típicos.

VIII. REFERENCIAS

- [1], [2], [3] y [4] HOEK EVERT, 2006, Practical Rock Engineering, Capítulo 3: “Rock mass classification”, edición electrónica.
- [5] HOEK EVERT, 2006, Practical Rock Engineering, Capítulo 11: “Rock mass properties”, edición electrónica.
- [6] ROMANA, M., SERÓN, J.B., MONTALAR, E., 2003, SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation ISRM 2003–Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy.
- [7] EVERT HOEK, CARLOS CARRANZA-TORRES, BRENT CORKUM, 2002, Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition.
- [8] HOEK EVERT, 2006, Practical Rock Engineering, Capítulo 4: “Shear strength of discontinuities”, edición electrónica.
- [9] y [10] GEOLOGIC RESOURCES & RESERVES OF THE FRANKENSTEIN – SAN GUILLERMO DEPOSITS ANTOFAGASTA REGION – CHILE, 2005, Informe interno SCM Centenario Copper Chile.

- [11] VILLARROEL R., MERINO L., LEIVA G., SANCHEZ G., 2001, Metodología de caracterización geotécnica a partir de testigos de sondajes de diamantina en rocas alteradas, y su aplicación en minería a tajo abierto y subterránea. Actas, Vol. 1, p. 189-200: V Congreso Nacional de Taludes y Laderas Inestables, Madrid.
- [12] INGEROC, 2006, Geo-Engineering Observations; levantamientos de celdas campaña actual.
- [13] FINAL REPORT, INTEGRATED MINE PLAN, 2008, Franke Project. Scm Centenario Copper Chile.

Otra bibliografía consultada.

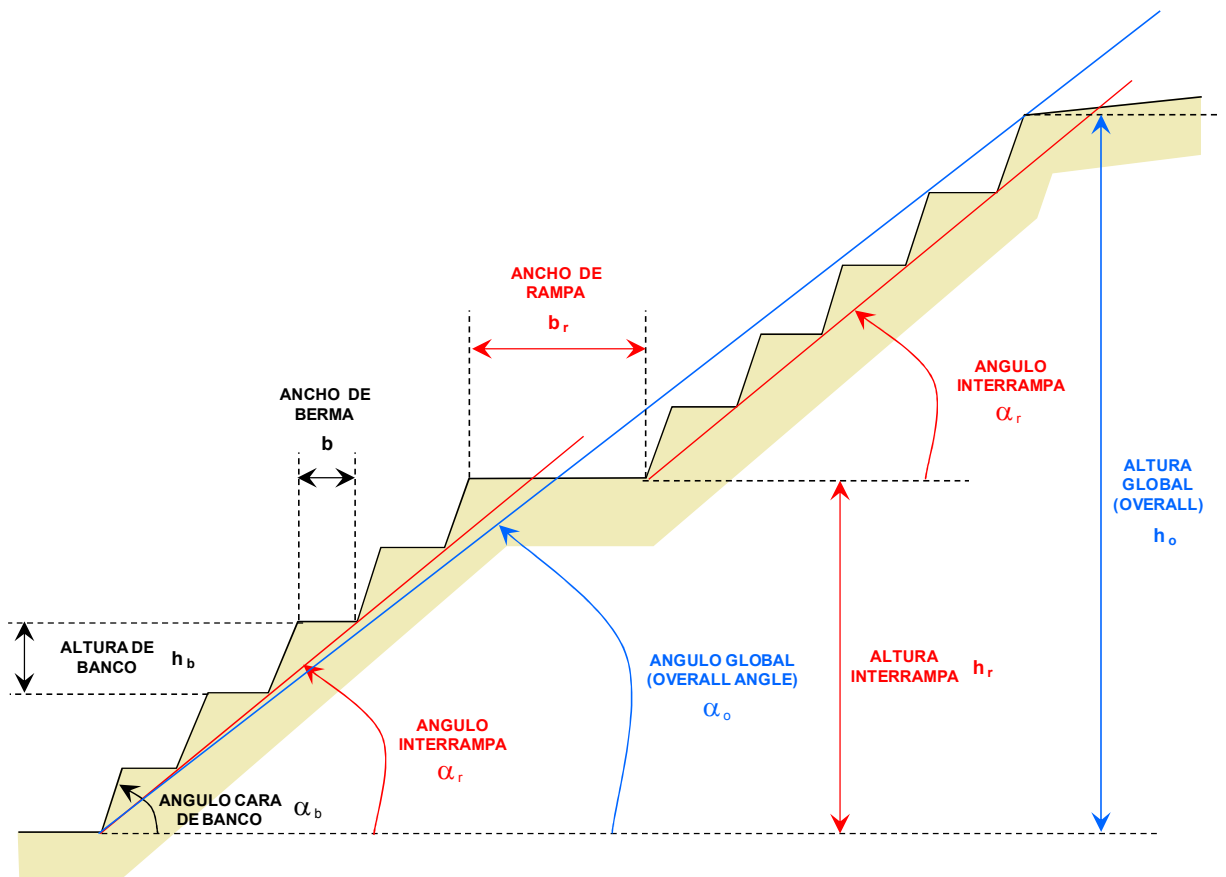
HOEK EVERT, KARZULOVIC ANTONIO, 2000, Rock mass properties for surface mines. Publicado en Slope Stability in Surface Mining, (Edited by W.A. Hustralid, M.K. McCarter and D.J.A. van Zyl), Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), pp 59-70.

MARINOS V., MARINOS P., HOEK E., 2004, The geological strength index: applications and limitations. Bull Eng Geol Environ (2005) 64: 55–65 DOI 10.1007/s10064-004-0270-5.

IX. ANEXOS

10.1 Geometría general de un talud.

La inclinación geotécnica del talud interrampa queda definida por la inclinación de una línea imaginaria que une la pata del banco inferior con la cresta del banco superior del talud interrampa. Conforme con esto y a diferencia del ángulo interrampa comúnmente utilizado en la planificación minera, la inclinación geotécnica del talud interrampa varía con la altura entre rampas y el ancho de las mismas.



| | |
|---|---|
| ALTURA DE BANCO, h_b | Corresponde a la altura de los bancos de la mina. Usualmente queda definida por consideraciones operacionales, asociadas a los equipos de carguío, y no por razones geotécnicas. |
| INCLINACIÓN CARA DE BANCO, α_b | Corresponde a la inclinación de la cara de los bancos respecto a la horizontal. Usualmente queda definida por las estructuras menores presentes en el macizo rocoso a nivel de banco, pero también depende fuertemente de la calidad de las tronaduras y el daño que las mismas inducen en el macizo rocoso. |
| ANCHO DE BERMA, b | Corresponde al ancho de las bermas. Usualmente queda definido por el volumen de los derrames asociados a inestabilidades controladas estructuralmente a nivel de banco, los cuales deben ser contenidos por las bermas. |
| ANGULO INTERRAMPA, α_r | Corresponde a la inclinación respecto a la horizontal de una línea imaginaria que une las patas de los bancos. Este valor se utiliza comúnmente en planificación minera y, aunque no corresponde a la inclinación geotécnica del talud interrampa, presenta la ventaja de no variar con el número de bancos. El ángulo interrampa queda determinado por la geometría del sistema banco-berma. |
| ALTURA INTERRAMPA, h_r | Corresponde a la altura máxima permisible entre rampas. Esta altura queda usualmente definida por consideraciones geotécnicas. |
| ANCHO DE RAMPA, b_r | Corresponde al ancho de las rampas. Usualmente queda definido por razones operacionales asociadas a los equipos de transporte. |

ANGULO GLOBAL, α_0

Corresponde al ángulo que define la pared del rajo, medido como la inclinación respecto a la horizontal de una línea imaginaria que une la pata del banco inferior con la cresta del banco superior de la pared en el sector considerado.

ALTURA GLOBAL, h_0

Corresponde a la altura de la pared del rajo, medida desde la pata del banco inferior a la cresta del banco superior de la pared en el sector considerado.

10.2 Criterio de Ritchie.

Al examinar el mecanismo de caída de rocas, Ritchie (1963) demostró que éstas caen relativamente cerca del pie del talud, pero, debido al momento horizontal y al espín, pueden rodar considerables distancias desde la base del talud. Basado en este análisis se desarrolló el criterio de profundidad y espesor de una zanja al pie del talud para proteger carreteras de caídas de rocas. Este concepto fue que la roca podría impactar en la zanja, y al chocar con el borde o cara de ésta, podría detener su rodado horizontal hacia la carretera.

El criterio anterior es difícil de aplicar en minería a tajo abierto, debido a que no es práctico excavar una zanja en un talud minero. Es por ello que Call (1986) modificó el criterio original reemplazando la zanja por un pretil en el borde de la berma. Este criterio está expresado por las siguientes igualdades:

$$\text{Espesor de la berma mínimo} = 4,5[\text{m}] + 0,2 \cdot H$$

$$\text{Altura del pretil} = 1[\text{m}] + 0.04 \cdot H$$

en que H corresponde a la altura del banco.

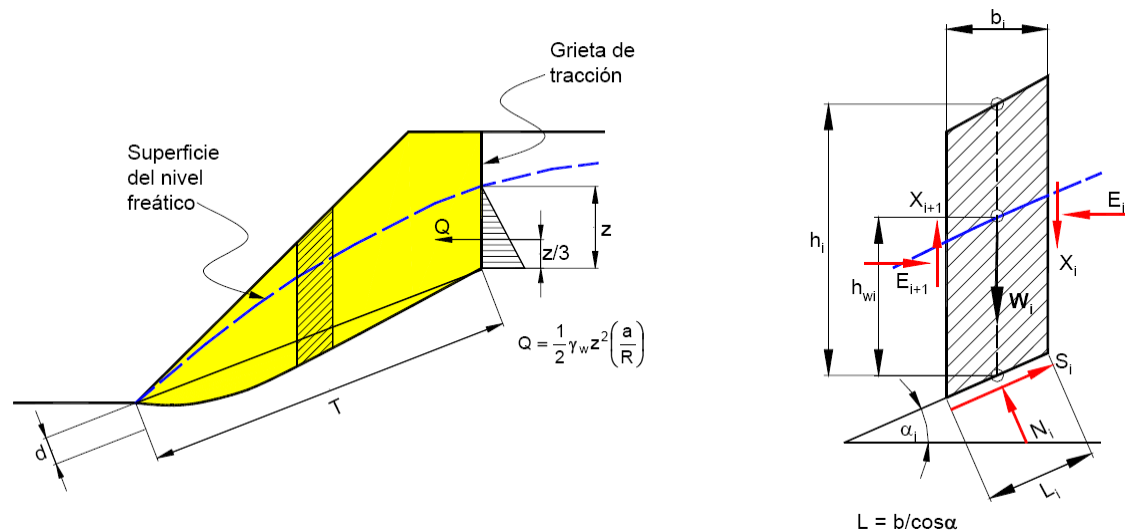
Este método de diseño de bermas que es utilizado actualmente (Hustrulid y Kuchtz, 1995) es en general adecuado para taludes de mala a regular condición

geotécnica donde los taludes son acostados, y donde este criterio no es restrictivo, primando los criterios de estabilidad para taludes interrampas y globales, sin embargo para taludes de buena calidad geotécnica, es decir rocas resistentes y con escasa estructuras que generen deslizamientos, este criterio se vuelve restrictivo, debido en especial al ancho de la berma, lo cual impide lograr ángulos máximos de talud, obtenidos a partir de los análisis clásicos de estabilidad.

10.3 Método de Janbu aproximado.

Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos.

Figura 24: Esquema de aplicación del método de Janbu.



Se basa en que la determinación del factor de seguridad puede ser calculado de acuerdo a la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{[c' + (\gamma h_i - \gamma_w h_{wi}) \cdot \tan \phi'] \cdot (1 + \tan^2 \alpha_i) b_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{FS}}}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \tan \alpha_i + \frac{1}{2} \gamma_w z^2}$$

donde:

| | | |
|------------|---|---|
| c' | : | cohesión en términos de tensiones efectivas [kN/m ²]. |
| Φ' | : | ángulo de fricción interna [°]. |
| γ | : | peso específico del terreno [kN/m ³]. |
| γ_w | : | peso específico del agua [9,8 kN/m ³]. |
| h | : | altura de la dovela en la parte media [m]. |
| h_w | : | altura del nivel de agua [m]. |
| α | : | ángulo de la base de la dovela con respecto al a horizontal [°]. |
| b | : | ancho de la dovela [m]. |
| W | : | peso [kN]. |
| z | : | altura del nivel de agua en la grieta de tracción [m]. |

Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección empírico aplicable al FS ya que la solución es quedaba sobredeterminada y no satisfacía completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Por ello se introduce el factor f_0 para tener en cuenta este posible error. De esta forma:

$$f_0 = 1 + k \cdot \left[\frac{d}{T} - 1,4 \left(\frac{d}{T} \right)^2 \right]$$

| | | |
|---------------------|---|------------|
| para: $c' = 0$ | → | $k = 0,31$ |
| $c' > 0; \Phi' > 0$ | → | $k = 0,50$ |

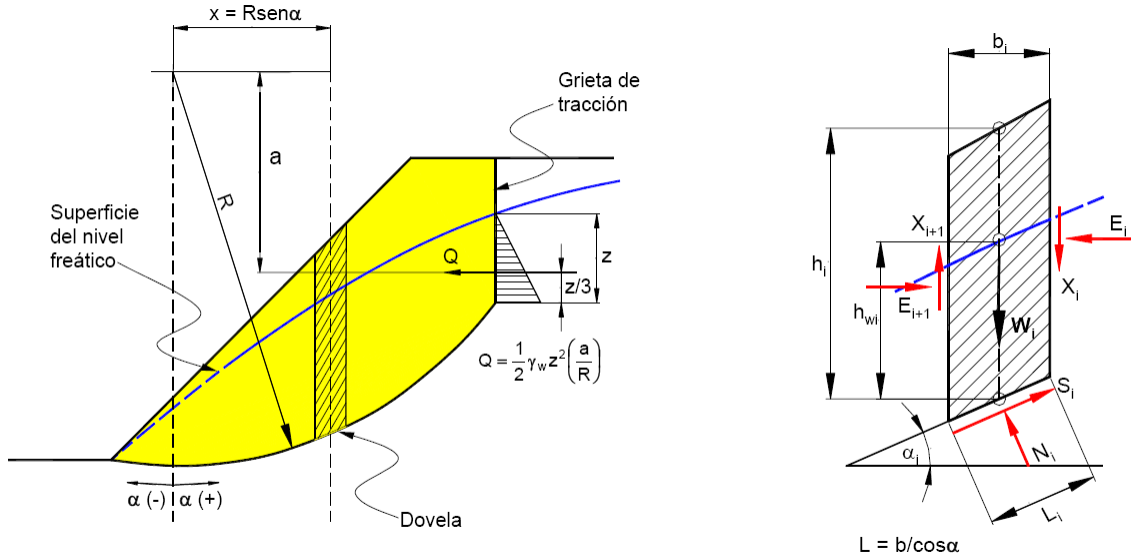
Luego:

$$FS_{\text{correguido}} = f_0 \cdot FS$$

10.4 Método de Bishop simplificado.

Originalmente desarrollado para roturas circulares, considera que las interacciones entre rebanadas son nulas.

Figura 25: Esquema de aplicación del método de Bishop.



El cálculo se lleva a cabo estableciendo el equilibrio de momentos de toda la masa deslizante respecto al centro del círculo de deslizamiento y despejando FS se obtiene:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c_i \cdot \frac{b_i}{\text{sen } \alpha_i} + N_i \cdot \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen } \alpha_i + \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \cdot \left(\frac{a}{R} \right)}$$

De las ecuaciones de equilibrio de fuerzas verticales de cada rebanada se puede despejar los N_i y sustituyendo en la ecuación anterior se obtiene:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c_i b_i + \tan \varphi_i (W_i - u_i b_i + X_i - X_{i+1}) \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \varphi_i \cdot \tan \alpha_i}{FS}} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen } \alpha_i + \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \cdot \left(\frac{a}{R} \right)}$$

En el método simplificado de Bishop se supone que se cumple:

$$\sum_{i=1}^n \frac{(X_i - X_{i+1}) \cdot \tan \varphi_i \cdot \sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \varphi_i \cdot \tan \alpha_i}{FS}} = 0$$

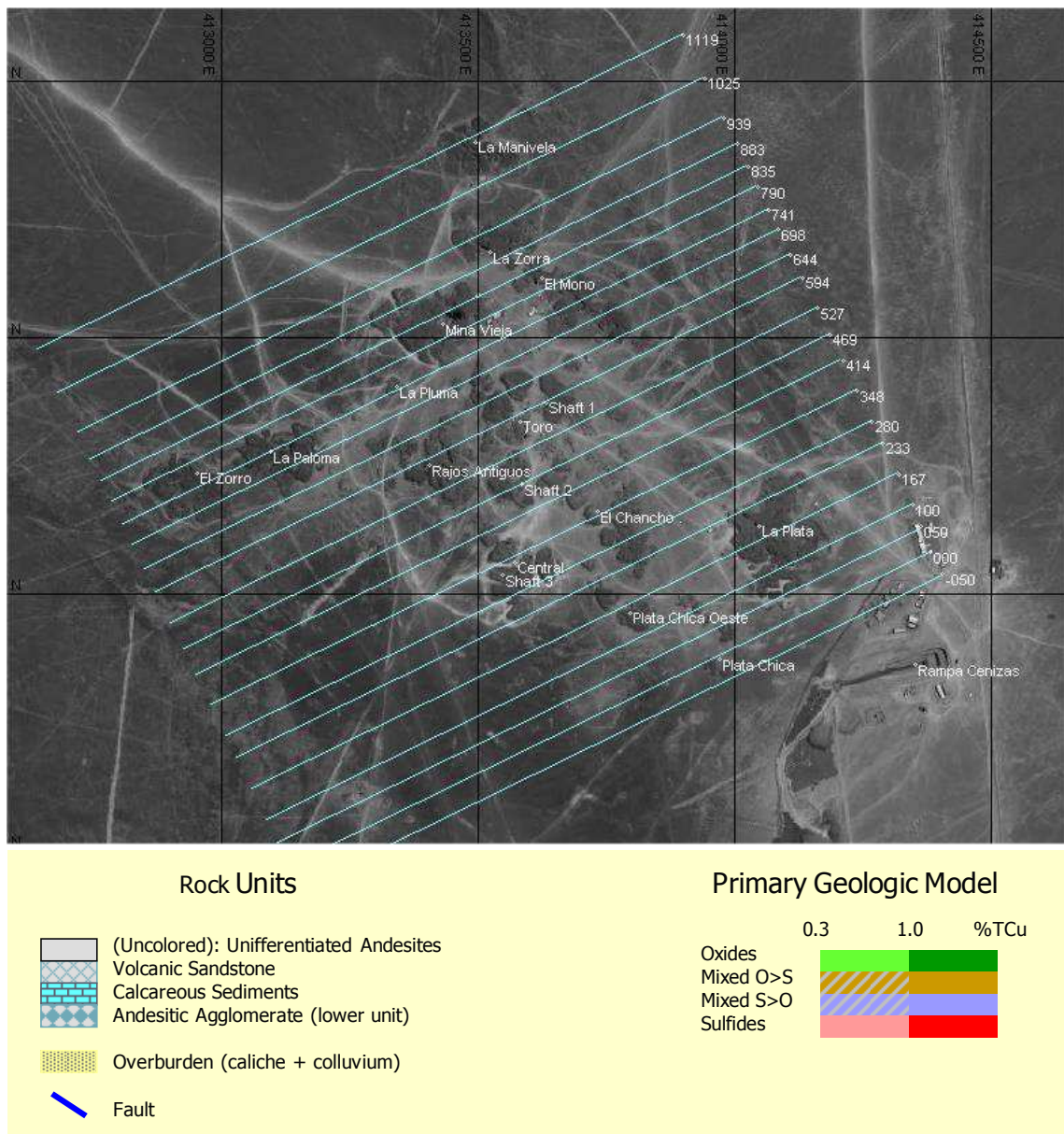
Con esta simplificación la expresión queda:

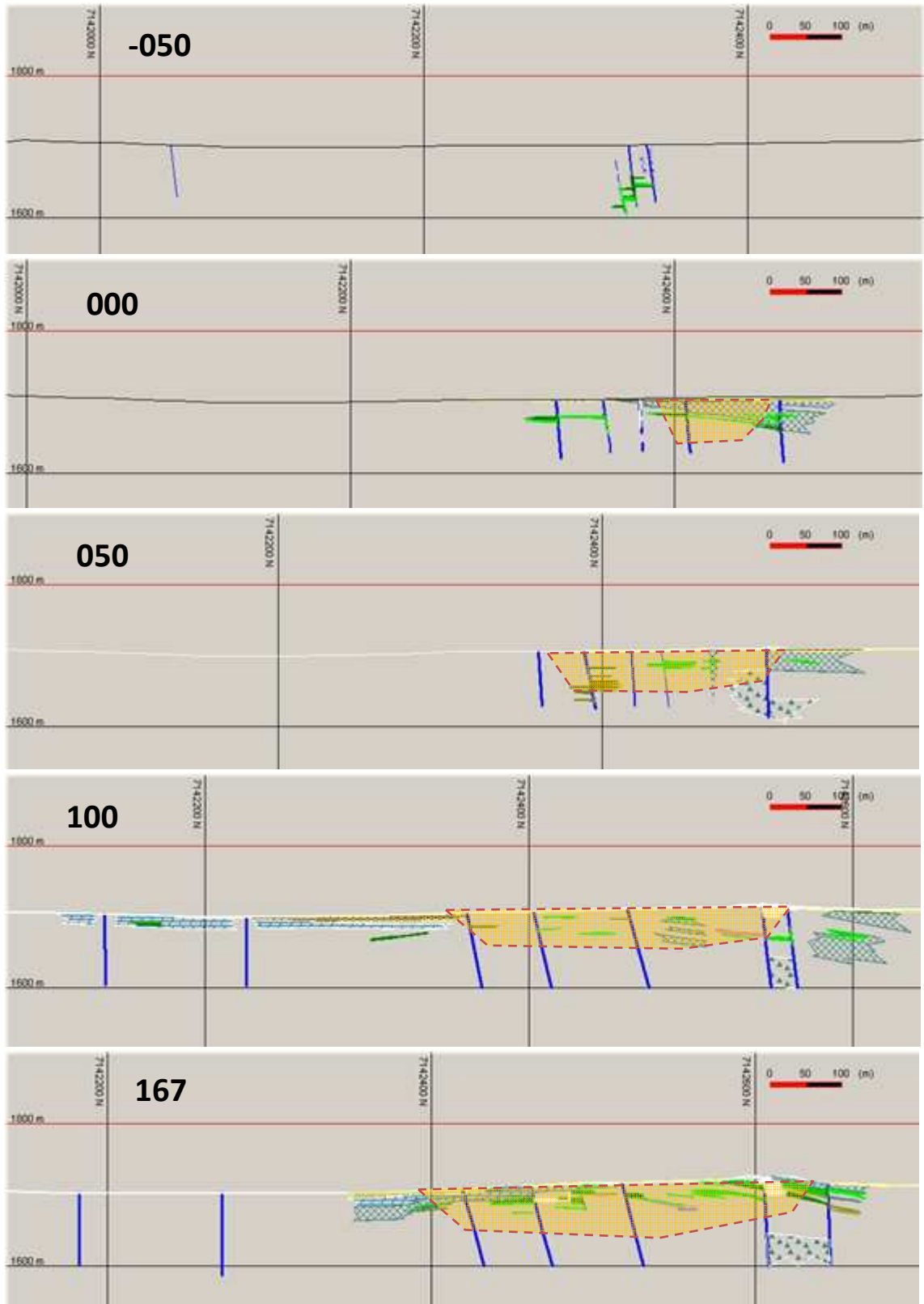
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c_i b_i + \tan \varphi_i (W_i - u_i b_i) \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \varphi_i \cdot \tan \alpha_i}{FS}} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i + \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \cdot \left(\frac{a}{R} \right)}$$

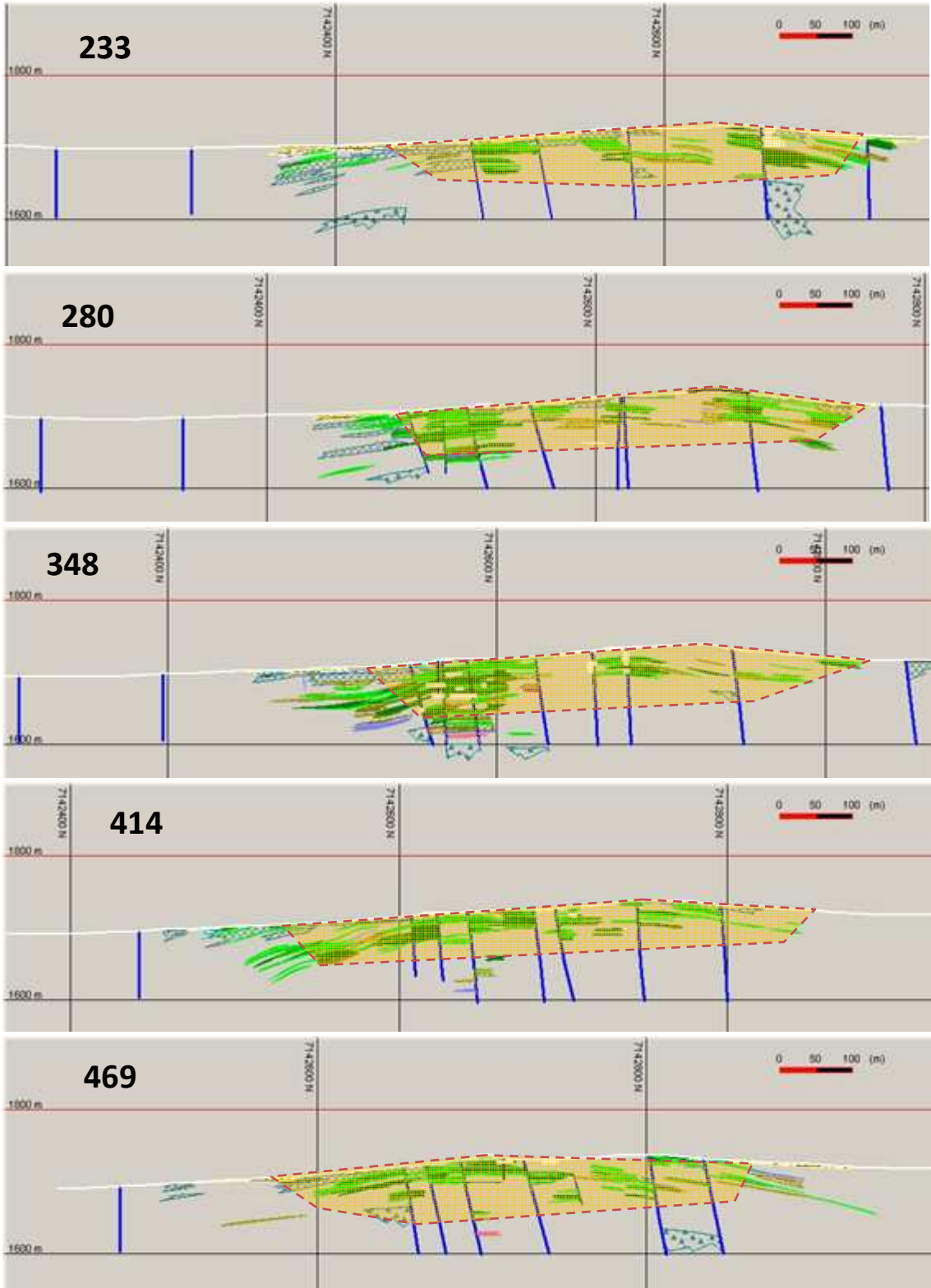
Como FS aparece de modo implícito ha de obtenerse mediante un proceso iterativo que suele converger rápidamente. La simplificación asumida por Bishop, hace que este método no cumpla el equilibrio de fuerzas horizontales.

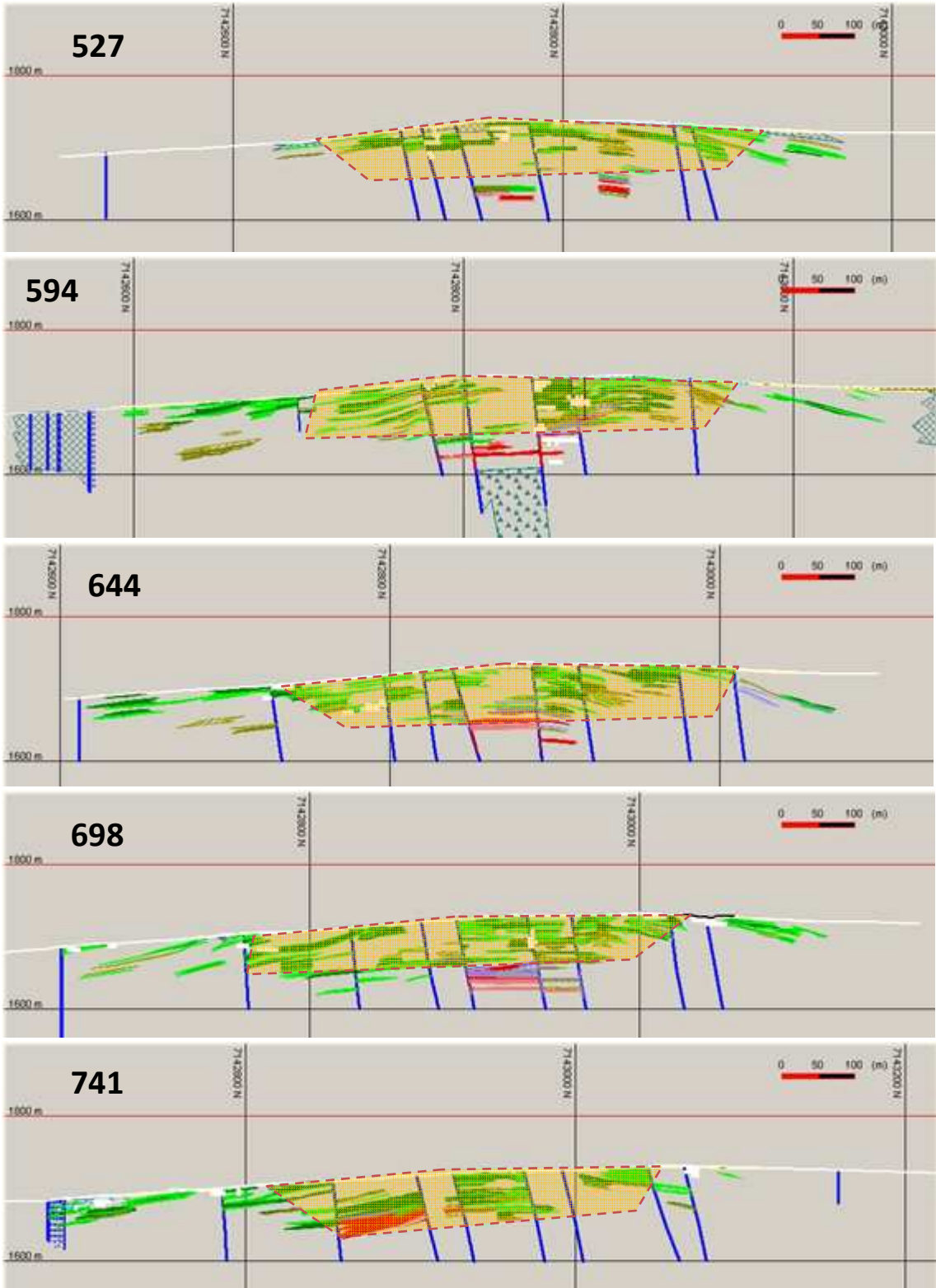
10.5 Perfiles geológicos – geotécnicos.

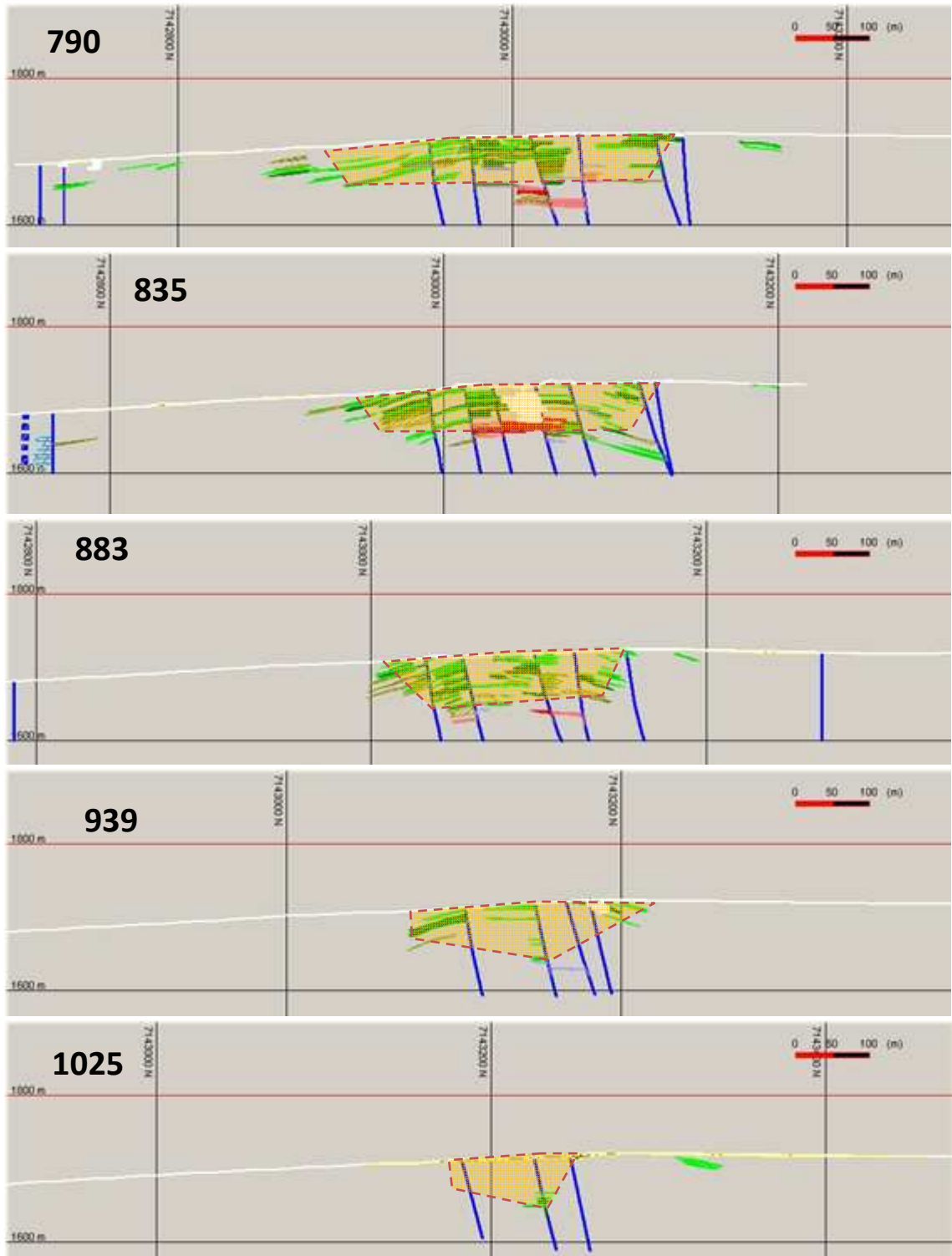
Los perfiles mostrados se encuentran desde sur a norte, partiendo por el -050 hasta llegar al 1119. La leyenda para la litología y mineralización se muestra a continuación de la figura y es común a todos los perfiles. El sector naranja con borde entrecortado corresponde a la zona con GSI 30-40 y el exterior a 40-50.

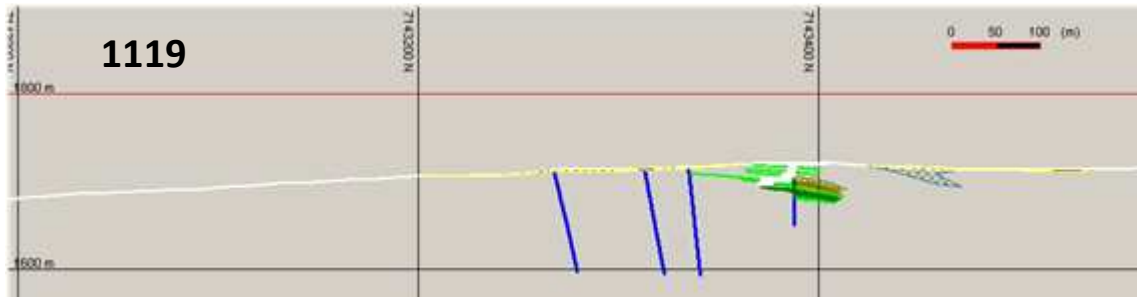










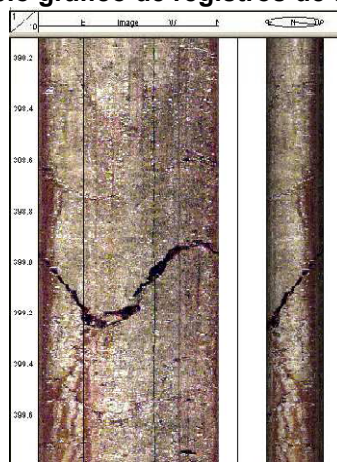


10.6 Escaneo óptico de pozos.

A continuación, se describe en forma general la metodología involucrada, para realizar geofísica de pozos y en forma específica, las características de los métodos y las herramientas utilizadas para el registro de los pozos muestreados.

La última generación de herramientas ópticas de adquisición de imágenes, usa la proyección de la imagen de la pared del pozo sobre espejos cónicos o hiperbólicos. Este es un refinamiento en la técnica de inspección por vídeo, y consiste en el registro de la imagen de una cámara de vídeo de alta resolución enfocada sobre dicho espejo. El espejo está perpendicular a las paredes del pozo, las cuales son iluminadas por una fuente cilíndrica generadora de luz blanca. La imagen proyectada sobre el espejo es procesada digitalmente para generar una imagen de la pared del pozo, figura 26.

Figura 26: Ejemplo gráfico de registros de televisor óptico.¹⁶



¹⁶ Fuente: S.C.M. Centenario Copper Chile.

Los visores televisivos ópticos entregan imágenes de igual o mejor resolución que el visor televisivo acústico. Este último es definida por el operador y puede llegar hasta 720 píxeles por 360° (azimutal) y hasta 0,5 mm vertical, dependiendo de la profundidad o del tiempo de muestreo.

Los visores televisivos ópticos, como también el TOP incluyen un sistema completo de orientación, consistente en un magnetómetro de precisión de 3 ejes, y 2 acelerómetros, permitiendo de esta manera la obtención de una exacta desviación en el pozo, y datos de orientación durante la misma toma de registro. Sistemas más elementales, necesitan de mediciones separadas de trayectoria en el pozo para entregar datos de orientación del pozo.

Una limitación de las técnicas ópticas es la de no registrar información sobre el diámetro del sondaje. Esto puede ser compensado mediante el uso de un registro separado con un calibre mecánico. Este puede tomarse durante la bajada inicial de inspección.

10.6.1 Orientación y clasificación de estructuras

El procesamiento de datos de un visor televisivo u óptico, se ejecuta con paquetes de software especializados que permiten mejorar la imagen, la clasificación y selección de atributos, cálculo de parámetros relevantes, configuración de datos y la impresión de informes.

La esencia del proceso de interpretación es: la selección de atributos y el proceso de clasificación. La selección de atributos consiste en el reconocimiento interactivo de estructuras en las imágenes obtenidas. El intérprete es ayudado por el software en un ajuste de formas sinusoidales sobre los atributos de la imagen. Los atributos son entonces clasificados de acuerdo al ranking del sistema y se acumulan en un informe para un reproceso posterior. En forma similar a la descripción de testigos y de registros, es importante mantener un método sistemático.

Durante la interpretación pueden ejecutarse análisis estadísticos con estereogramas o mapas, o bien, usar los datos interpretados independientemente mediante el software DIPS u otros. Se entiende por abertura al espesor relativo que se identifica a lo largo del sondaje, éste es reconocido en el TOP por la variación de tonos entre la roca de caja con respecto al relleno de la estructura.

El relleno antes mencionado usualmente se relaciona con las estructuras mayores (rank 3, 4). En los rank 1 y 2 el relleno no es observado debido a que las aberturas de las estructuras son menores, pero lo suficientemente notorias como para realizar su identificación en los registros.

Tabla 29: Nomenclatura para clasificación de estructuras.¹⁷

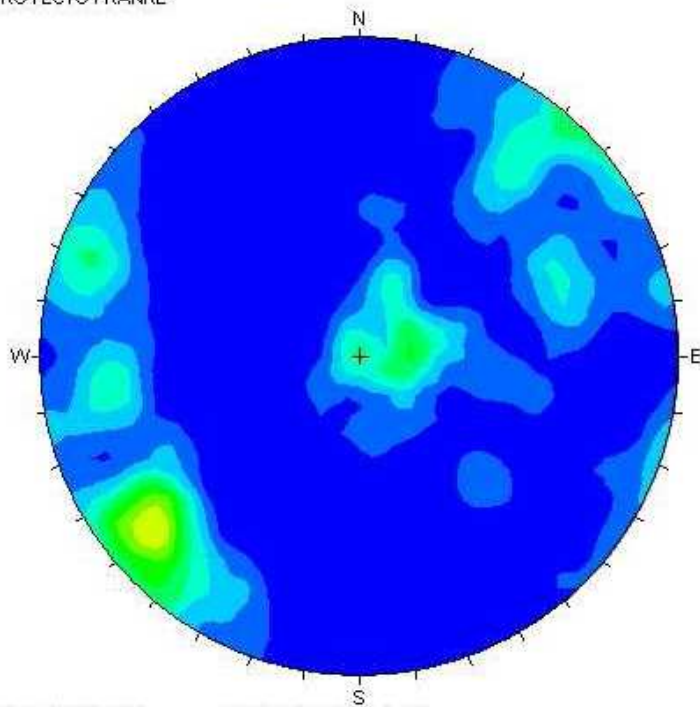
| Rank | Color | Código | Amplitud | Tiempo de Tránsito | Estructuras (Espesor) |
|------|---------|---|---|--------------------|--|
| 1 | Azul |  | No continua, fina | No visible | Muy finas, menores a 1 cm. |
| 2 | Verde |  | Continua, fina | No visible | Finas, menores a 1 cm. |
| 3 | Naranja |  | Continua, fina o moderadamente gruesa | Visible | Espesor moderado (entre 1 y 5 cm). Buena conductividad hidráulica. |
| 4 | Rojo |  | Continua, gruesa, claramente visible, algunas veces interconectadas | Visible, gruesa. | Gruesas (mayor a 5 cm), Buena conductividad hidráulica, pueden ser abiertas. |

¹⁷ Fuente: S.C.M. Centenario Copper Chile.

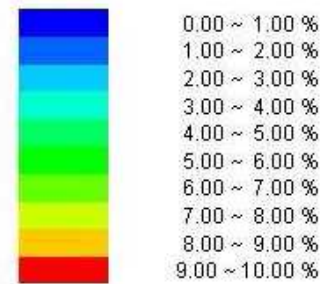
10.7 Diagramas de rosetas y concentración en polos por pozo

CC04-48 – desde 1.80 m a 91 m

PROYECTO FRANKE



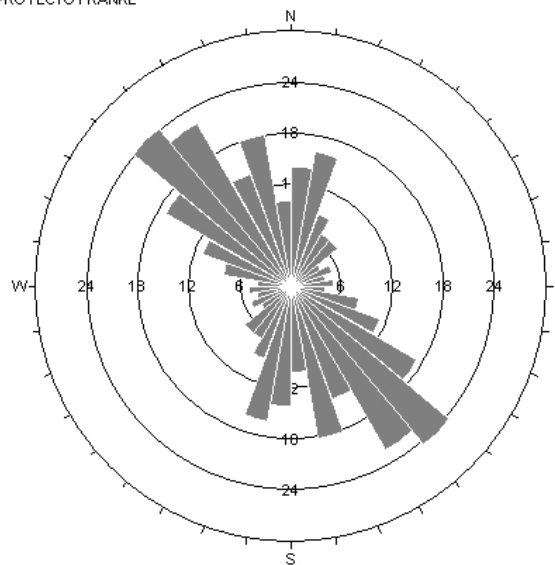
Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area



No Bias Correction
Max. Conc. = 7.9564%

Equal Angle
Lower Hemisphere
199 Poles
199 Entries

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
30 max planes / arc
at outer circle

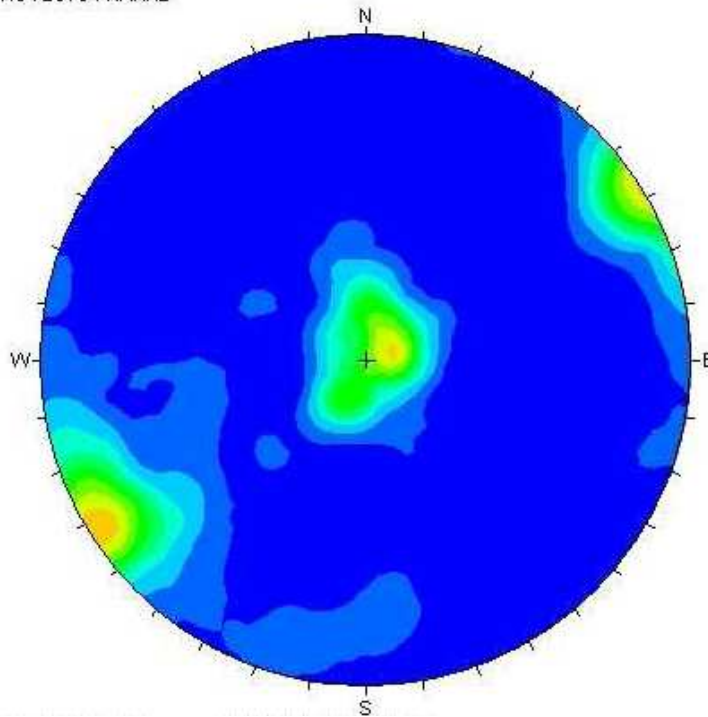
Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

No Bias Correction

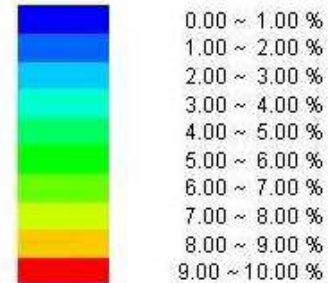
199 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

CC06-48 – desde 1.50 m hasta 132.58 m

PROYECTO FRANKE



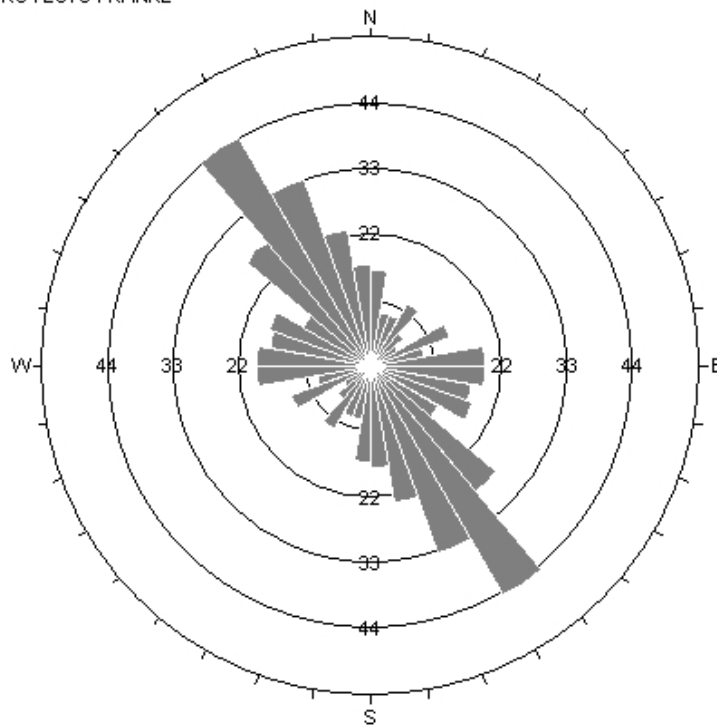
Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area



No Bias Correction
Max. Conc. = 8.5996%

Equal Angle
Lower Hemisphere
311 Poles
311 Entries

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
55 max planes / arc
at outer circle

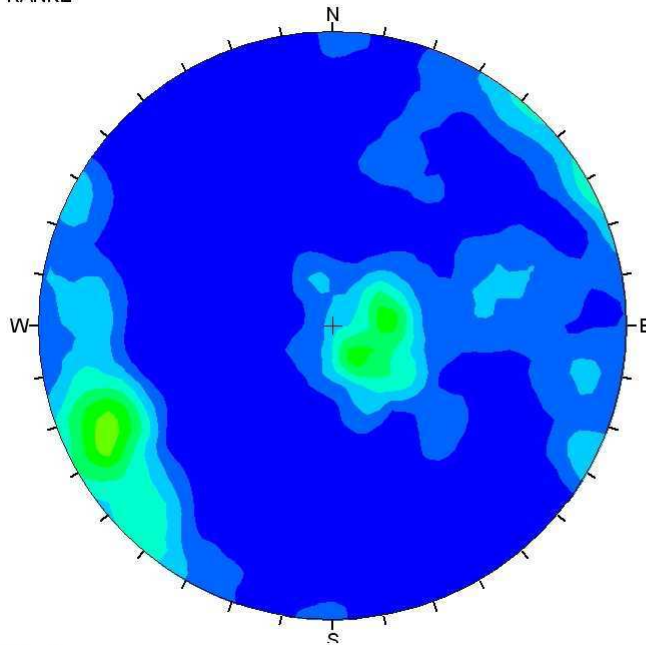
Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

No Bias Correction

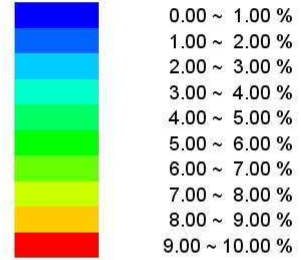
311 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

F97-61 – desde 1.58 m hasta 57 m

FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

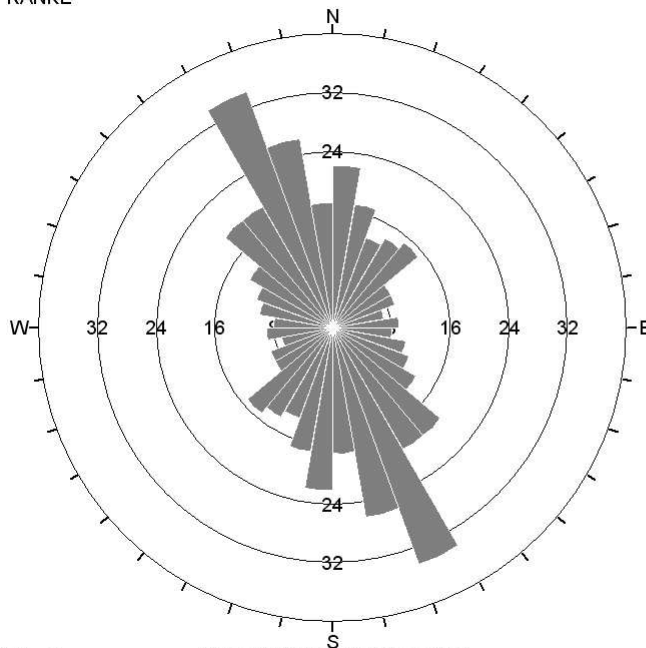


No Bias Correction
Max. Conc. = 6.6444%

Equal Angle
Lower Hemisphere
272 Poles
272 Entries

F97 - 61

FRANKE



Apparent Strike
40 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

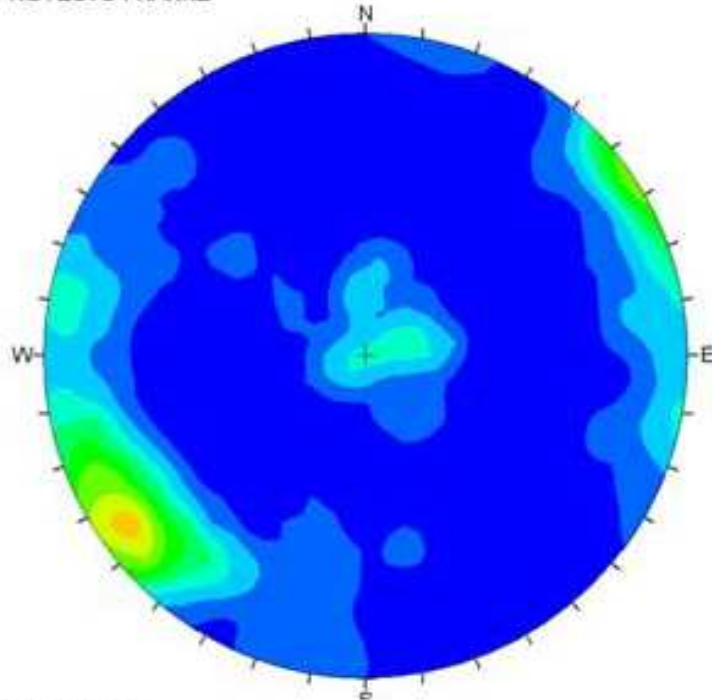
No Bias Correction

272 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

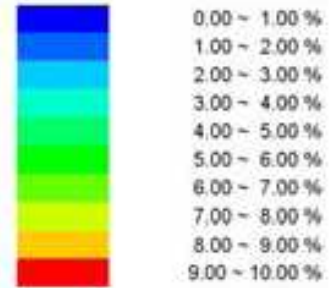
F97 - 61

F97-64 – desde 1.76 m hasta 100 m

PROYECTO FRANKE



Fisher Concentrations
% of total per 1.0 % area

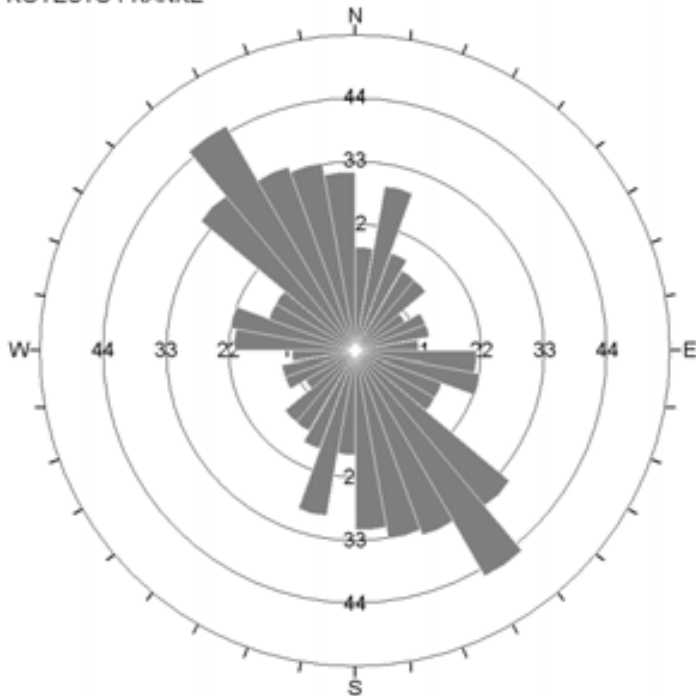


No Bias Correction
Max. Conc. = 8.5764%

Equal Angle
Lower Hemisphere
397 Poles
397 Entries

Pozo F 97 - 64

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
55 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

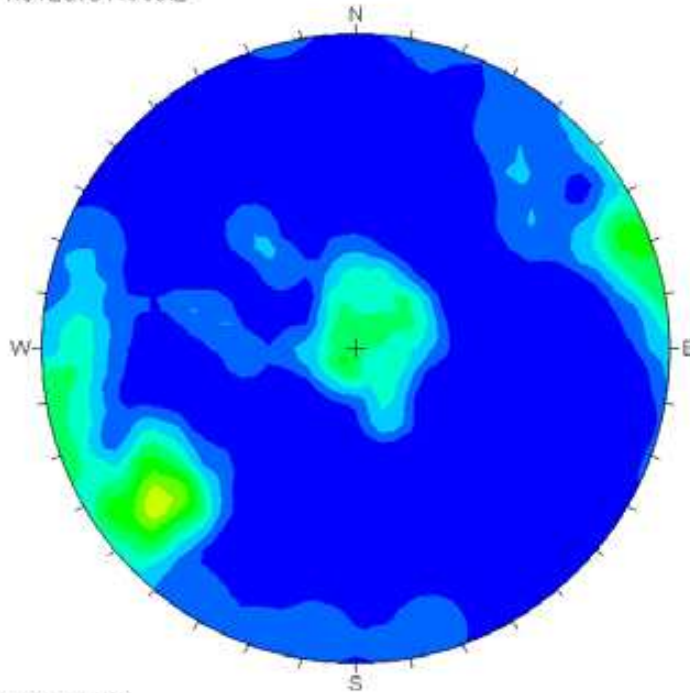
No Bias Correction

397 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

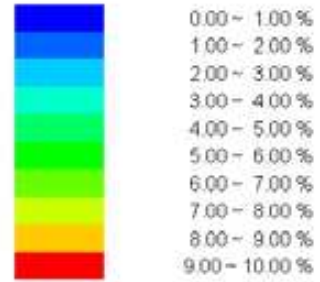
Pozo F 97 - 64

F97-66 – desde 1.66 m hasta 31.95 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

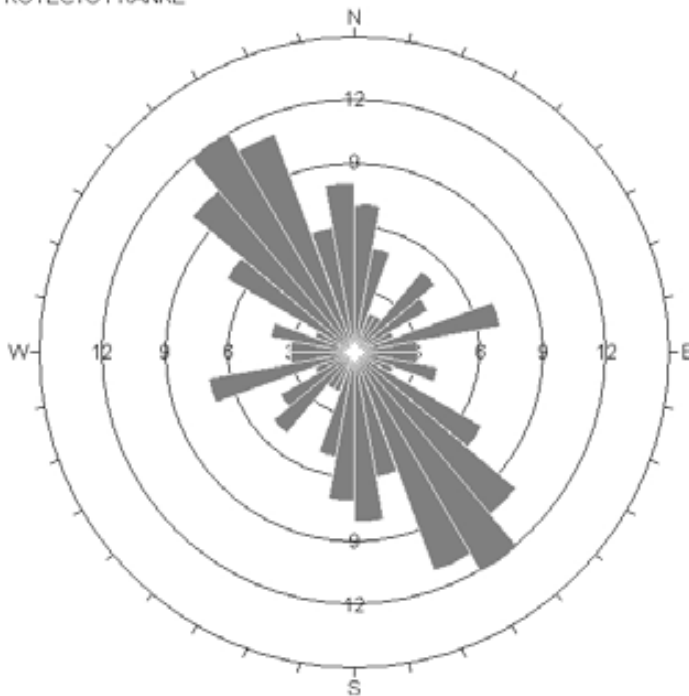


No Bias Correction
Max. Conc. = 7.8248%

Equal Angle
Lower Hemisphere
100 Poles
100 Entries

Pozo F 97 - 66

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
15 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

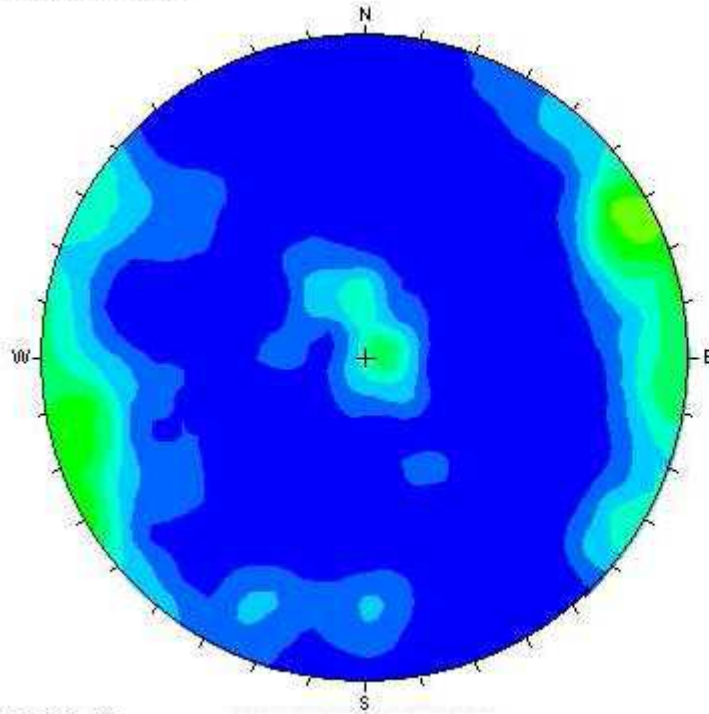
No Bias Correction

100 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

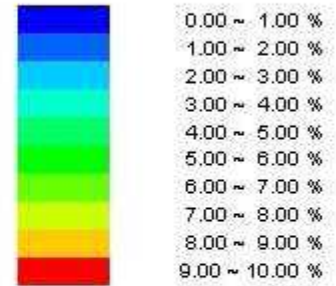
Pozo F 97 - 66

F97-88- desde 1.82 m hasta 100.01 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

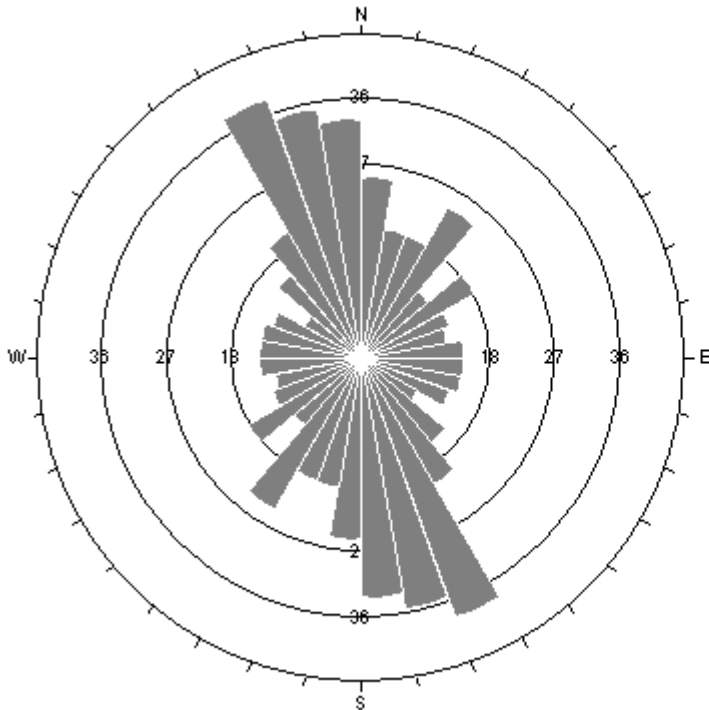


No Bias Correction
Max. Conc. = 6.6423%

Equal Angle
Lower Hemisphere
345 Poles
345 Entries

Pozo F 97 - 88

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
45 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

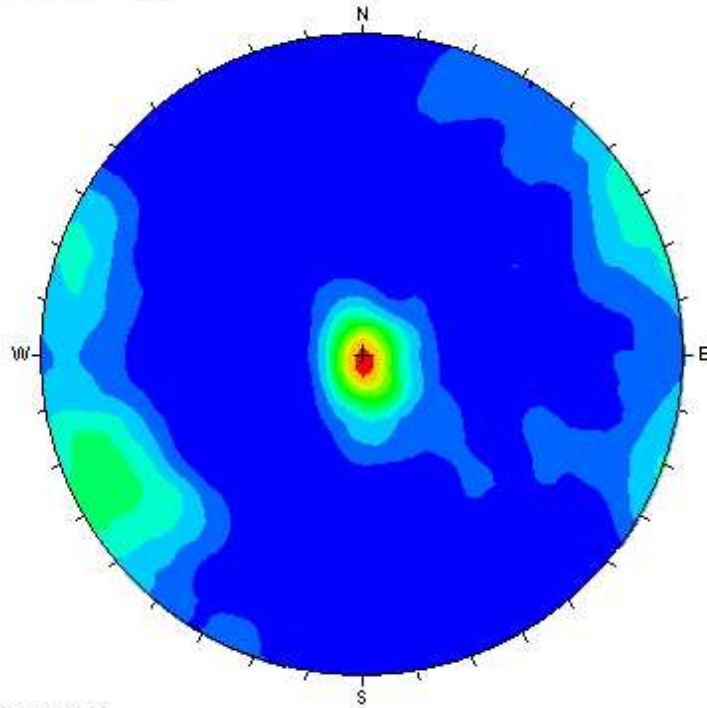
No Bias Correction

345 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

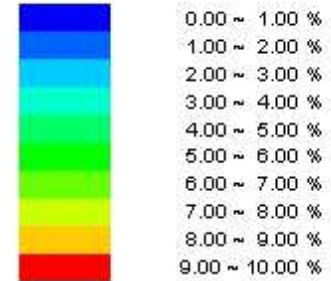
Pozo F 97 - 88

F98-95 – desde 1.65 m hasta 98.06 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

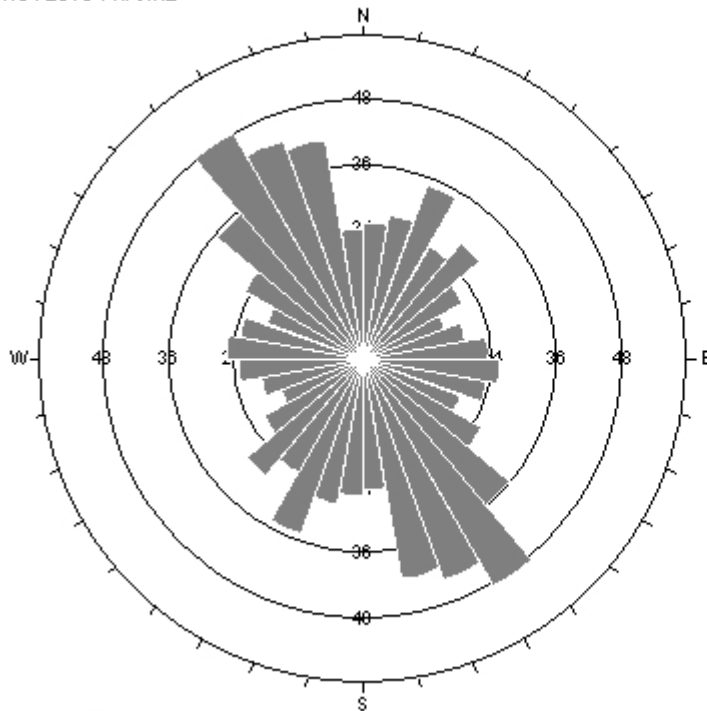


No Bias Correction
Max. Conc. = 9.8435%

Equal Angle
Lower Hemisphere
500 Poles
500 Entries

Pozo F 98 - 95

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
60 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

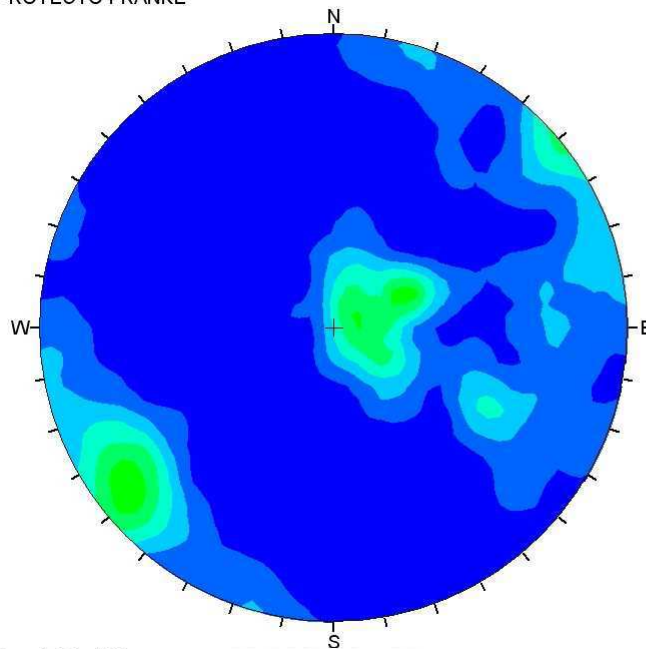
No Bias Correction

500 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

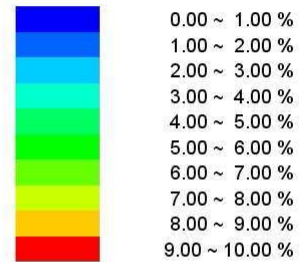
Pozo F 98 - 95

F98-138 – desde 1.40 m hasta 94.00 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

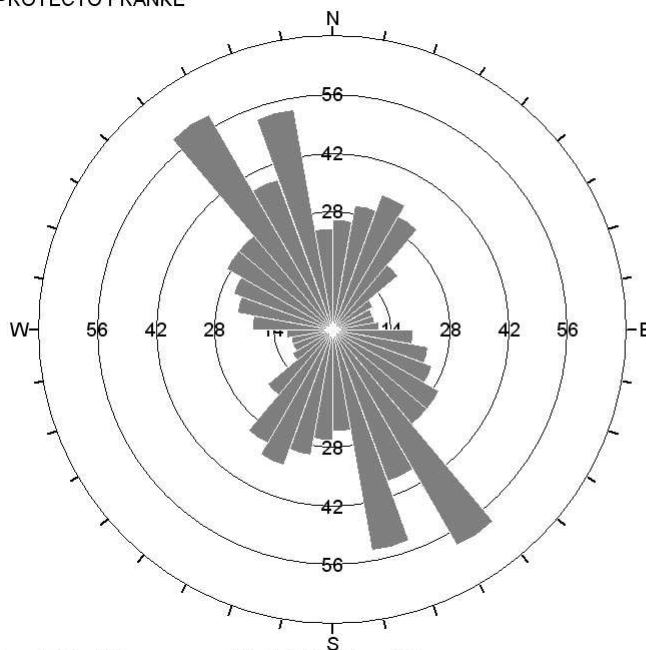


No Bias Correction
Max. Conc. = 5.8044%

Equal Angle
Lower Hemisphere
482 Poles
482 Entries

Pozo F98 - 138

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
70 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

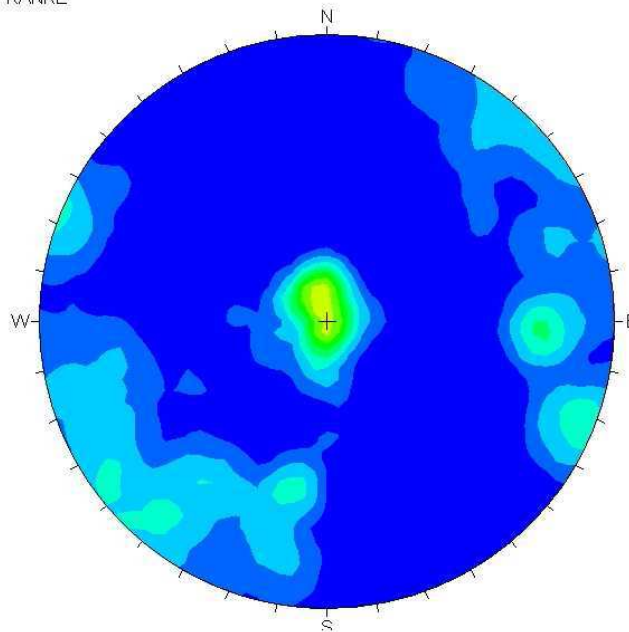
No Bias Correction

482 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

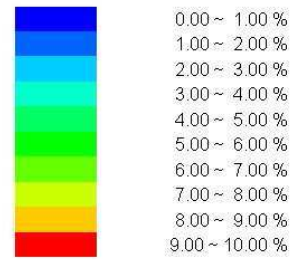
Pozo F98 - 138

F98-147 – desde 1.29 m hasta 87.94 m

FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

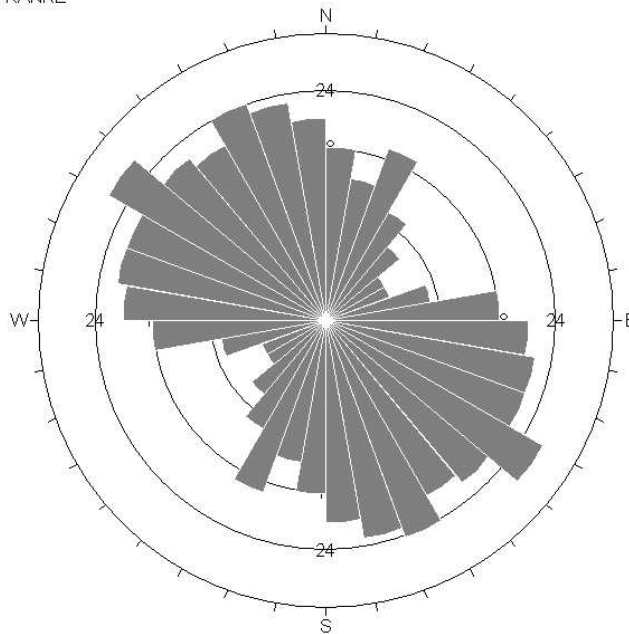


No Bias Correction
Max. Conc. = 7.6522%

Equal Angle
Lower Hemisphere
320 Poles
320 Entries

F98 - 147

FRANKE



Apparent Strike
30 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

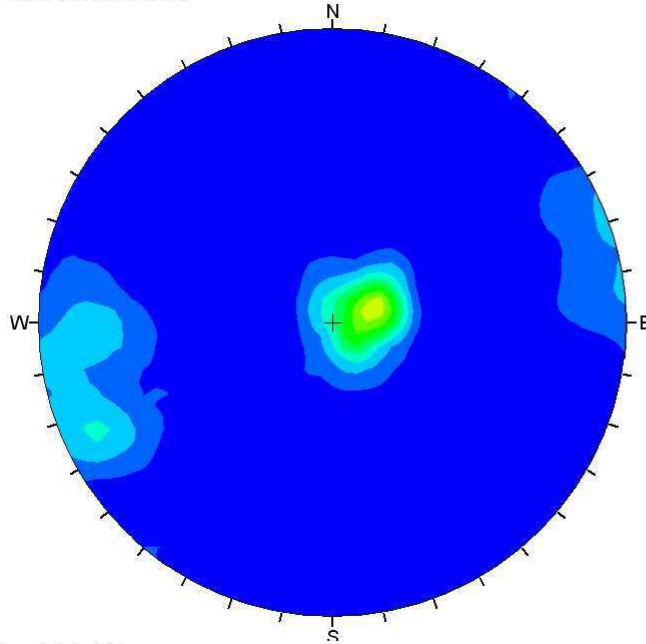
No Bias Correction

320 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

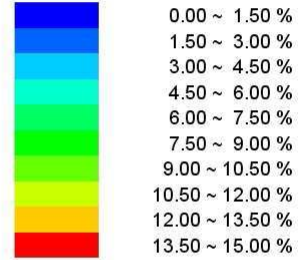
F98 - 147

F98-161 – desde 1.58 m hasta 100.13 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

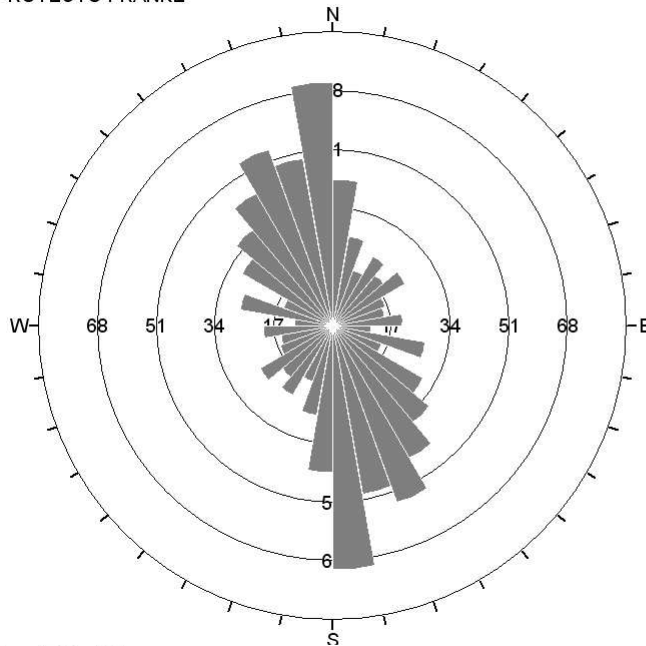


No Bias Correction
Max. Conc. = 11.6601%

Equal Angle
Lower Hemisphere
538 Poles
538 Entries

Pozo F98 - 161

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
85 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

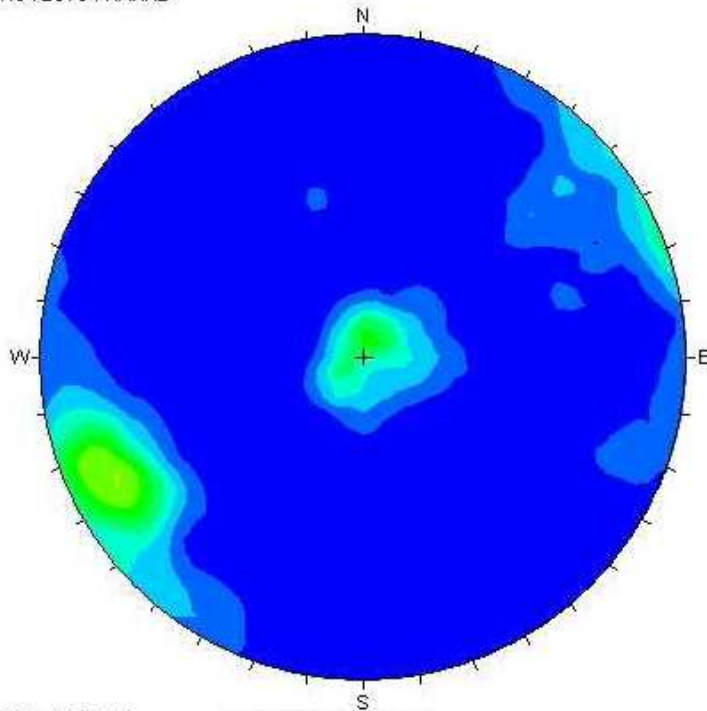
No Bias Correction

538 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

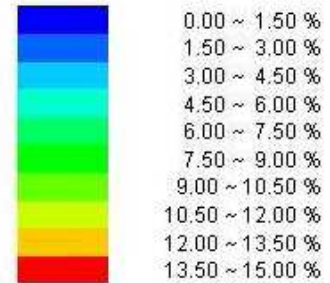
Pozo F98 - 161

F98-177 – desde 1.30 m hasta 62.00 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

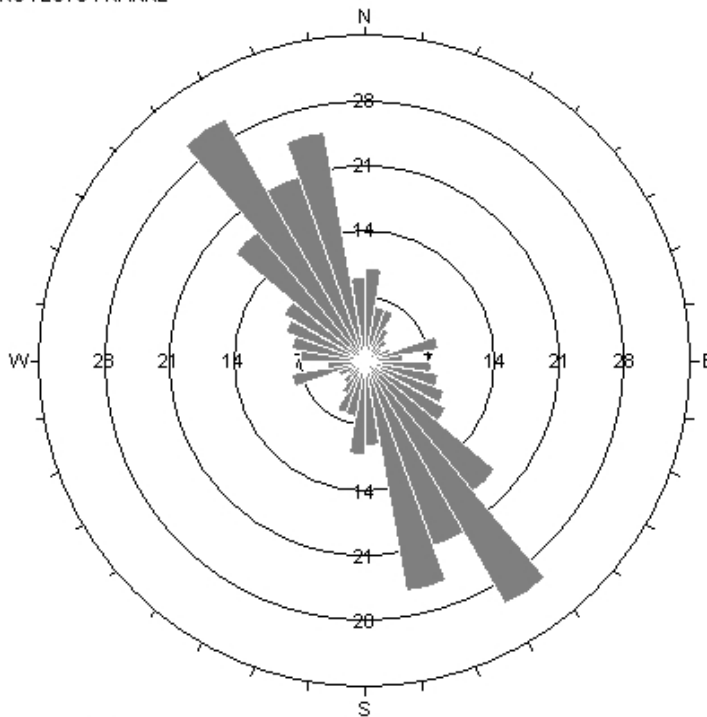


No Bias Correction
Max. Conc. = 10.5863%

Equal Angle
Lower Hemisphere
183 Poles
183 Entries

POZO F98 - 177

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
35 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

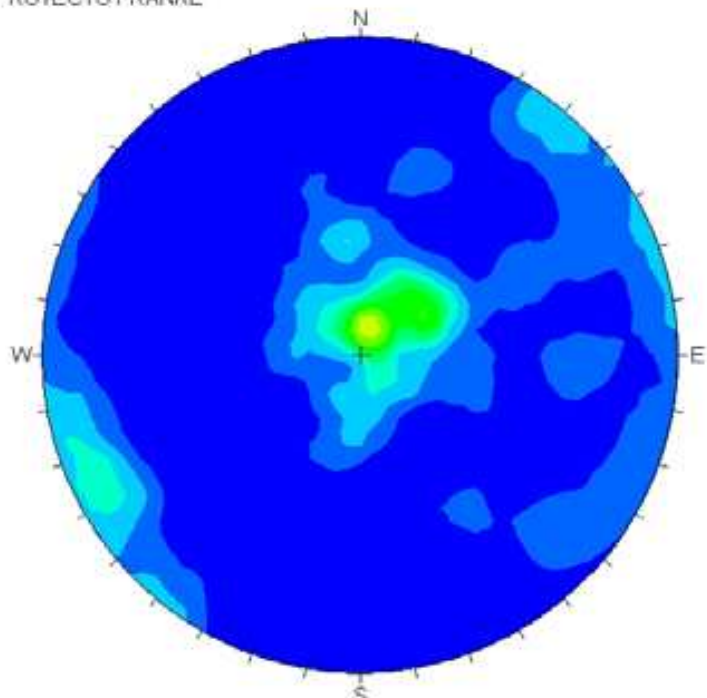
No Bias Correction

183 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

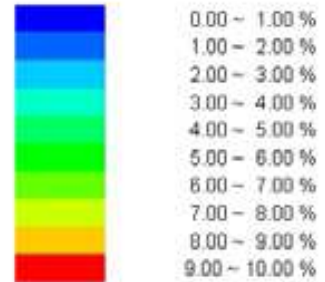
POZO F98 - 177

F98-189 – desde 1.28 m hasta 98.34 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

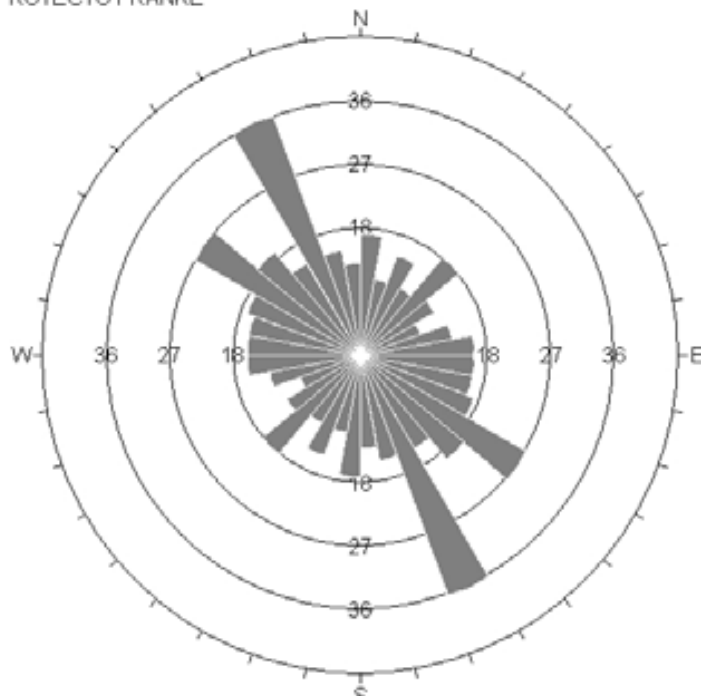


No Bias Correction
Max. Conc. = 7.7813%

Equal Angle
Lower Hemisphere
296 Poles
296 Entries

Pozo F 98 - 189

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
45 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

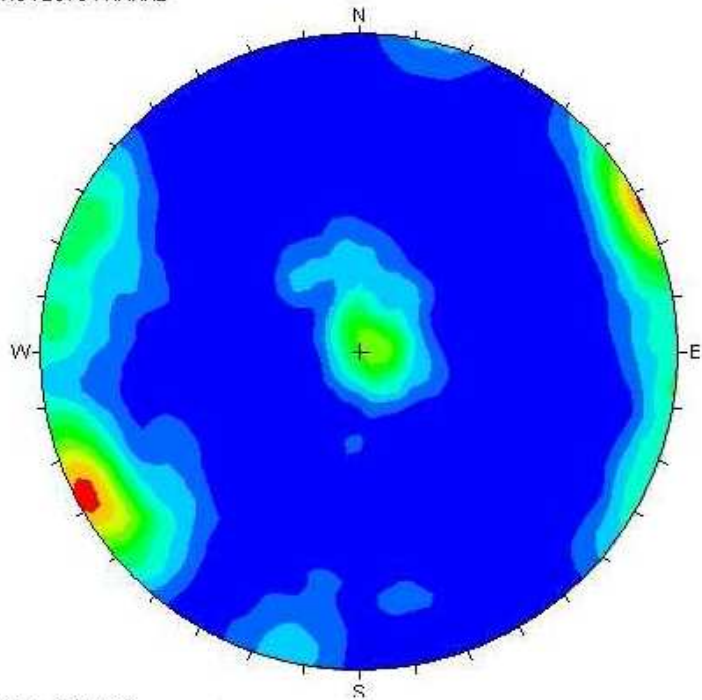
No Bias Correction

296 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

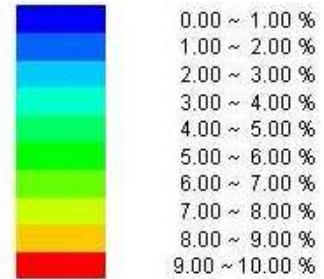
Pozo F 98 - 189

F98-199 – desde 1.31 m hasta 100 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

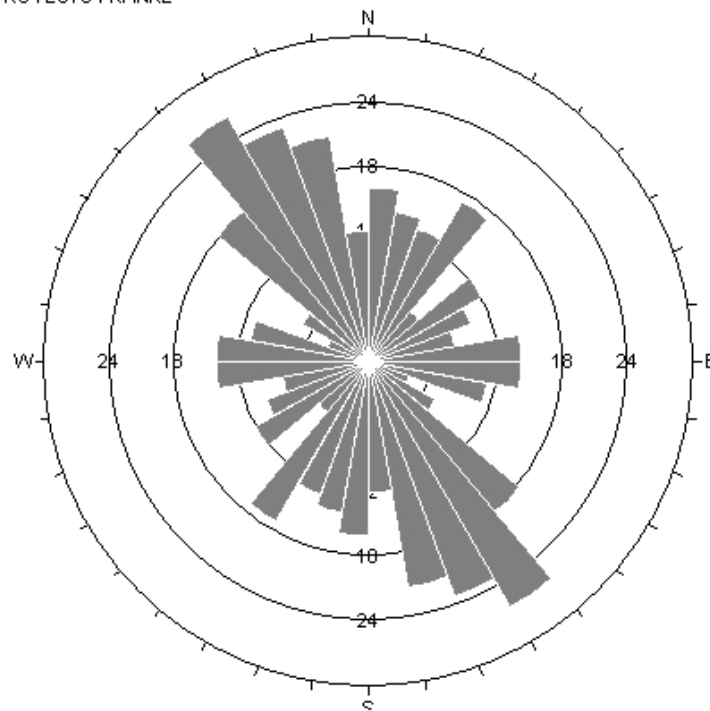


No Bias Correction
Max. Conc. = 9.5981%

Equal Angle
Lower Hemisphere
246 Poles
246 Entries

POZO F98 - 199

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
30 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

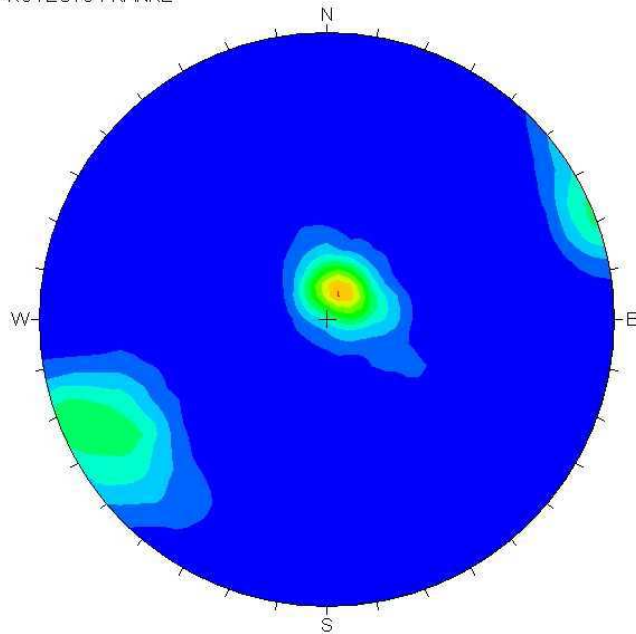
No Bias Correction

246 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

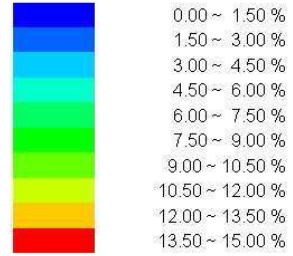
POZO F98 - 199

F98-201 – desde 1.10 m hasta 100.42 m

PROYECTO FRANKE



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

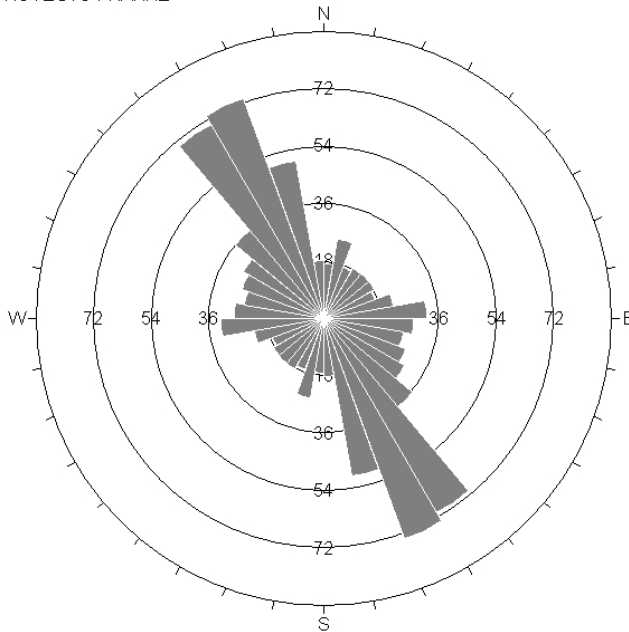


No Bias Correction
Max. Conc. = 13.5647%

Equal Angle
Lower Hemisphere
540 Poles
540 Entries

Pozo F98 - 201

PROYECTO FRANKE



Apparent Strike
90 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

No Bias Correction

540 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

Pozo F98 - 201