

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS**

**“EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FÍSICA DE LOS TALUDES DE  
UN TAJO ABIERTO EN FUNCIÓN A LA ALTERACIÓN HIDROTERMAL  
DEL MACIZO ROCOSO”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR**

**MILTON BENJAMIN TERAN ULLOA**

**ASESOR**

**MSc. Carlos Ernesto Huamán Egoávil**

**LIMA- PERÚ**

**2020**

© 2020, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte,  
con fines estrictamente académicos.”**

Teran Ulloa, Milton Benjamín  
Milton.teran.22@gmail.com  
Teléf.: 941020439 - 5317061

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis a mis padres que han sido mi soporte durante toda mi vida.

A todas las personas que estuvieron a mi lado por su incondicional apoyo con el que siempre he podido contar y seguir sus consejos.

A la Universidad Nacional de Ingeniería por haberme permitido ser parte de esta gloriosa institución.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis compañeros de trabajo durante mi experiencia en mina y consultoría por haberme facilitado información y haberme motivado en el proceso de elaboración de la tesis.

Al Ing. Carlos Huamán por su orientación y paciencia durante todo el proceso de desarrollo de la tesis mediante su amplia experiencia y conocimiento en la ingeniería geotécnica en todos los aspectos.

A todas las personas que me apoyaron para la elaboración de la tesis, a mis amigos, compañeros de universidad y mi familia por su apoyo constante.

	Pág.
<b>RESUMEN .....</b>	<b>6</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>7</b>
<b>PRÓLOGO .....</b>	<b>8</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>10</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>13</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>17</b>
1.1 GENERALIDADES .....	17
1.2 PROBLEMÁTICA .....	18
1.3 OBJETIVOS .....	19
1.3.1 Objetivo General .....	19
1.3.2 Objetivos Específicos.....	19
<b>CAPÍTULO II: MARCOS TEÓRICO Y CONCEPTUAL .....</b>	<b>20</b>
2.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE TALUDES MINEROS.....	20
2.2 CONFIGURACIÓN DE LOS TALUDES DE UN TAJO ABIERTO .....	23
2.3 FORMULACIÓN PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE TALUDES.....	27
2.3.1 Modelo Geotécnico.....	29
2.3.1.1 <i>Modelo Geológico</i> .....	29
2.3.1.2 <i>Modelo Estructural</i> .....	30
2.3.1.3 <i>Macizo Rocoso</i> .....	31
2.3.1.4 <i>Modelo Hidrogeológico</i> .....	31
2.4 CRITERIOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE TALUDES.....	31
2.4.1 Taludes a Escala de Banco.....	32
2.4.1.1 <i>Altura del banco</i> .....	32
2.4.1.2 <i>Ancho del banco</i> .....	32
2.4.1.3 <i>Angulo de la Cara del Banco</i> .....	33
2.4.2 Taludes a Escala Inter-rampa .....	34
2.4.2.1 <i>Altura del Talud Inter-rampa</i> .....	34
2.4.2.2 <i>Angulo del Talud Inter-rampa</i> .....	34
2.4.3 Análisis Sísmico .....	35
2.4.4 Análisis de Deformaciones Inducidas por Sismo .....	36
2.5 MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	38
2.5.1 Métodos de Equilibrio Límite .....	38

2.5.2	Análisis Cinemático .....	40
2.5.3	Métodos Numéricos .....	41
2.5.3.1	<i>Modelos Continuos</i> .....	42
2.5.3.2	<i>Modelos Discontinuos</i> .....	42
2.6	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN .....	42
2.6.1	Factor de Seguridad (FS) .....	43
2.6.2	Probabilidad de Falla (PoF) .....	44
2.6.3	Criterios de Aceptación para el Caso de Aplicación .....	47
2.7	PRINCIPALES YACIMIENTOS METÁLICOS EN EL PERÚ .....	47
2.8	PROCESOS DE ALTERACIÓN .....	49
2.9	METEORIZACIÓN VERSUS ALTERACIÓN .....	51
2.10	ALTERACIONES HIDROTERMALES .....	53
2.11	TIPOS DE ALTERACIÓN HIDROTERMAL .....	53
2.11.1	Alteración Propilítica .....	54
2.11.2	Alteración Fílica .....	55
2.11.3	Alteración Potásica .....	55
2.11.4	Alteración Albítica .....	55
2.11.5	Alteración Alunítica .....	55
2.11.5.1	<i>Alteración Argílica</i> .....	56
2.11.5.2	<i>Alteración Clorítica</i> .....	56
2.11.5.3	<i>Silicificación</i> .....	56
2.11.5.4	<i>Skarn</i> .....	57
2.12	INFLUENCIA DE LOS GRADOS Y TIPOS DE ALTERACIÓN .....	57
<b>CAPÍTULO III: REVISION DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS .....</b>		<b>60</b>
3.1	GEOLOGÍA DEL YACIMIENTO Y TIPOS DE ALTERACIONES HIDROTERMALES .....	60
3.2	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS .....	61
3.2.1	Primera Campaña de Investigación .....	63
3.2.1.1	<i>Diseño de los Taludes del Tajo Final – Etapa de Factibilidad</i> .....	63
3.2.2	Segunda Campaña de Investigación .....	64
3.2.3	Resumen de Investigaciones Geotécnicas Realizadas .....	65
3.2.3.1	<i>Perforaciones</i> .....	65
3.2.3.2	<i>Ensayos de Carga Puntual (PLT)</i> .....	66
3.2.3.3	<i>Propiedades Físicas de la Roca</i> .....	69
3.2.3.4	<i>Ensayo de Compresión No Confinada (UCS)</i> .....	73
3.2.3.5	<i>Ensayo de tracción indirecta</i> .....	75
3.2.3.6	<i>Ensayos de resistencia cortante triaxial</i> .....	76

3.2.3.7	Ensayo de velocidades de ondas y módulos elásticos dinámicos .....	76
<b>CAPÍTULO IV: CARACTERIZACION DEL MODELO GEOTÉCNICO.....</b>		<b>77</b>
4.1	EVALUACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA.....	77
4.1.1	Argílica (Unidad I) .....	80
4.1.2	Fílica (Unidad II).....	81
4.1.3	Potásica (Unidad III) .....	81
4.1.4	Propilítica (Unidad IV) .....	82
4.1.5	Silicificación (Unidad V) .....	82
4.1.6	Skarn (Unidad VII).....	83
4.1.7	Inalterada (Unidad VIII) .....	83
4.2	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL .....	83
4.3	CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO .....	85
4.3.1	Cálculo del Factor de Correlación de Ensayos PLT-UCS.....	85
4.3.2	Resultados de los Ensayos PLT .....	86
4.3.3	Resultados de los Ensayos UCS .....	90
4.3.4	Resistencia a la Compresión Uniaxial .....	92
4.3.5	Resistencia del Macizo Rocoso.....	93
4.3.5.1	Cálculo del $m_i$ .....	95
4.3.5.2	Factor de Disturbancia ( $D$ ).....	100
4.3.5.3	Clasificación geomecánica RMR.....	103
4.3.5.4	Desarrollo y Cuantificación de la Clasificación GSI .....	105
4.3.5.5	Módulo de Deformación.....	108
4.3.5.6	Relación de Poisson .....	111
4.3.5.7	Comportamiento Post-Pico .....	112
4.4	INFLUENCIA DEL TIPO DE ALTERACIÓN HIDROTERMAL EN EL MACIZO ROCOSO .....	113
4.4.1	Influencia de la Alteración Hidrotermal para el Caso de Aplicación .....	115
<b>CAPÍTULO V: ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....</b>		<b>118</b>
5.1	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	118
5.1.1.1	Discusión de Resultados .....	120
5.2	PARAMETROS DE RESISTENCIA - CASO DE APLICACION .....	120
5.2.1	Parámetros de Resistencia del Macizo Rocoso .....	120
5.2.2	Parámetros de Resistencia de las Discontinuidades .....	122
5.3	SISMICIDAD.....	123
5.3.1	Aceleración de Diseño .....	123
5.3.2	Coeficiente Sísmico .....	124
5.3.3	Criterio de la USACE .....	125

5.4	FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO – CASO DE APLICACIÓN.....	126
5.5	ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE .....	126
5.5.1	Análisis de Talud Inter-rampa y Global .....	127
5.5.2	Metodología de análisis de estabilidad .....	127
5.5.3	Condiciones de análisis .....	128
5.5.4	Resultados Obtenidos .....	129
5.5.1	Discusión de Resultados.....	130
5.6	ANÁLISIS NUMÉRICO.....	133
5.6.1	Metodología de Reducción de Resistencia al Corte (SSR) .....	133
5.6.2	Procedimiento del método .....	134
5.6.3	Resultados Obtenidos .....	134
5.6.4	Discusión de Resultados.....	135
5.7	CRITERIOS DE DISEÑO PROPUESTOS.....	137
<b>CAPÍTULO VI: CRITERIOS DE DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DE LOS TALUDES DEL TAJO.....</b>		<b>138</b>
6.1	CONTROL DE VOLADURA Y “BACKBREAK” .....	138
6.1.1	Mecanismo del Daño por Voladura.....	142
6.1.2	Influencia de la Geología en el Control de Daño por Voladura .....	143
6.2	PLANEAMIENTO DEL CIERRE DEL TAJO .....	144
6.3	ESTABILIDAD DE LAS PAREDES DEL TAJO EN CONDICIONES DE CIERRE.....	145
<b>CONCLUSIONES .....</b>		<b>146</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>		<b>149</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>		<b>151</b>
<b>ANEXO A.....</b>		<b>155</b>
<b>TABLA DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO .....</b>		<b>155</b>
<b>ANEXO B.....</b>		<b>168</b>
<b>GRAFICOS DE RMR VS PROFUNDIDAD .....</b>		<b>168</b>
<b>ANEXO C.....</b>		<b>177</b>
<b>RESULTADOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EQUILIBRIO LÍMITE PARA LOS TALUDES GLOBALES.....</b>		<b>177</b>
<b>ANEXO D.....</b>		<b>184</b>
<b>RESULTADOS DE ANALISIS NUMÉRICOS POR ELEMENTOS FINITOS PARA LOS TALUDES GLOBALES .....</b>		<b>184</b>





## RESUMEN

La presente investigación está orientada al estudio y aplicación de la filosofía de diseño de taludes de un tajo abierto minero, considerando la influencia de las alteraciones hidrotermales en las propiedades de resistencia del macizo rocoso, y como consecuencia, en la estabilidad física de las paredes del tajo abierto.

Como caso de aplicación se analizó la estabilidad de las paredes de un tajo abierto localizado al sur del Perú, el cual se caracteriza por presentar una amplia zona de mineralización de tipo hidrotermal. Dicho yacimiento está formado por un sistema de pórfidos de cobre y molibdeno que incluye aleaciones de cobre tipo skarn, en donde la mineralización está asociada a alteraciones hidrotermales que en su mayoría son de tipo potásicas, propilíticas, filicas y skarn, las cuales se vinculan, según fuera el caso, a un incremento o disminución de la resistencia de la roca intacta.

Para la evaluación de la estabilidad de los taludes del tajo se tomó en consideración su etapa final, y se realizó una nueva caracterización geotécnica de los diferentes tipos de alteraciones hidrotermales en función a sus propiedades físicas y de resistencia. De esta manera, se incorporaron dichas propiedades en el nuevo modelo geotécnico; luego, se realizaron análisis de sensibilidad para cada tipo de alteración en función de la altura máxima y ángulo de talud, así como análisis de estabilidad de taludes interrampa y globales, considerando el modelo de resistencia de Hoek y Brown para los métodos de equilibrio límite, y análisis numérico esfuerzo-deformación por el método de elementos finitos para los diferentes sectores del tajo. No se consideró realizar análisis cinemáticos para los sistemas de discontinuidades o fracturas debido a que el presente estudio solo considera el efecto de los tipos de alteración en las propiedades de resistencia de la roca intacta y del macizo rocoso.

Como resultado se obtuvieron nuevos ángulos interrampa y globales para los diferentes sectores de tajo, los cuales ayudaron a establecer nuevos criterios de diseño. Asimismo, se presenta un análisis de los diferentes tipos de alteración y su impacto en la caracterización geotécnica y estabilidad de los taludes del tajo.

## ABSTRACT

This research is oriented to the study and application of the design philosophy of global slopes of a mine open pit, considering the influence of hydrothermal alterations on the strength properties of the rock mass and, as a consequence, on the physical stability of the open pit walls.

As application case, the slope stability of an open pit located in the south of Peru was analyzed, which presents a wide zone of hydrothermal mineralization. This deposit is formed by a system of copper and molybdenum porphyries that includes skarn-type copper alloys, where mineralization is associated with hydrothermal alterations that are mostly potassic, propylitic, filic and skarn types, which are linked, as the case may be, to an increase or decrease in the strength of the intact rock.

For the evaluation of the pit slope stability, its final stage was taken into consideration, and a new geotechnical characterization of the different types of hydrothermal alterations was carried out based on their physical and strength properties. In this way, these properties were incorporated into the new geotechnical model; then, sensitivity analyzes were carried out for each type of alteration based on the maximum height and slope angle, as well as stability analysis of interramp and global slopes, considering the Hoek and Brown strength model for limit equilibrium methods, and numerical stress-strain analysis using the finite element method for the different sectors of the pit. Kinematic analysis for the discontinuities sets were not considered because the present study only considers the effect of the types of alteration on the properties of the intact rock and rock mass strength.

As a result, new interramp and global angles were obtained for the different sectors of the pit walls, which helped to establish new design criteria. Likewise, an analysis of the different types of alteration and their impact on the geotechnical characterization and stability of the wall slopes is presented.

## PRÓLOGO

Siendo el Perú un país con amplios recursos minerales, existe un gran número de yacimientos mineros que se presentan como depósitos diseminados y que son explotados con el método de extracción superficial a cielo abierto.

Para una operación minera a cielo abierto, el diseño de los taludes es uno de los mayores desafíos en cada etapa del planeamiento y operación. El principal objetivo del diseño de los taludes de un tajo es proveer una configuración óptima de excavación (el mayor ángulo del talud de excavación posible) en un contexto de seguridad, recuperación de mineral y rentabilidad financiera.

Un factor de mayor importancia en la estabilidad de los taludes de diseño del tajo es la competencia del macizo rocoso expresada como la resistencia mecánica de este. A su vez, los procesos hidrotermales asociados a la mineralización frecuentemente modifican las propiedades de resistencia de la roca intacta y consecuentemente la del macizo rocoso.

El presente trabajo de investigación “Evaluación de la Estabilidad Física de los Taludes de un Tajo Abierto en Función a la Alteración Hidrotermal del Macizo Rocosos” evalúa la influencia de las alteraciones hidrotermales en las propiedades de resistencia de la roca intacta y del macizo rocoso, y como consecuencia, en la estabilidad física de las paredes de un tajo abierto; para ello se identifican aquellos tipos de alteración que tienen un efecto en la resistencia de la roca intacta.

Como caso de aplicación se analizó un tajo abierto localizado el sur del Perú, el cual se caracteriza por presentar una amplia zona de mineralización de tipo hidrotermal. Dicho yacimiento se caracteriza por presentar un sistema de pórfidos de cobre y molibdeno que incluye aleaciones de cobre tipo skarn, en donde la mineralización está asociada a alteraciones hidrotermales que en su mayoría son de tipo potásicas, propilíticas, filicas y skarn, las cuales producen, según fuera el caso, un incremento o disminución de la resistencia de la roca intacta.

Este trabajo de tesis presenta el estado del arte del diseño de un tajo abierto, basado en la revisión de investigaciones geotécnicas para el caso de aplicación, y la influencia de las alteraciones hidrotermales en la caracterización del macizo rocoso; para ello se realiza la evaluación geotécnica de estabilidad de los taludes del tajo y su sensibilidad respecto a las condiciones de resistencia del macizo

rocoso; finalmente, se presentan recomendaciones para la implementación de los taludes y nuevos criterios de diseño propuestos.

Se considera que el trabajo realizado es un aporte en la caracterización geotécnica del macizo rocoso presente en un depósito mineral usando como criterio la alteración hidrotermal, lo que contribuye en una zonificación más precisa del modelo geológico de las paredes del tajo abierto.

MSc. Carlos Ernesto Huamán Egoávil  
Asesor de Tesis

## LISTA DE ABREVIATURAS Y SIMBOLOS

- BFA: Angulo de talud de la pared del banco  
IRA: Angulo de talud inter-rampa  
OA: Angulo de talud global  
LOP: Large open pit  
FS: Factor de Seguridad  
Ø: Angulo de fricción  
C: Cohesión  
γ: Peso específico  
H: Altura del banco  
B: Angulo de la cara del banco  
θ: Angulo de buzamiento de la junta.  
PGA: Aceleración máxima del terreno  
MCE: Máximo sismo determinístico  
PoF: Probabilidad de falla  
UCS: Ensayo de compresión uniaxial  
PLT: Ensayo de carga puntual  
K: Factor de correlación PLT-UCS  
Is: Índice de carga puntual  
GSI: Índice de resistencia geológica  
RMR: clasificación geomecánica del macizo rocoso  
 $s_i, m_i, a_i$ : Parámetros de la roca intacta del modelo de hoek-brown (2002)  
 $s_b, m_b, a_b$ : Parámetros del macizo rocoso del modelo de hoek-brown (2002)  
Ei: Modulo de deformación de la roca intacta  
D: Factor de disturbancia

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1. Resumen de los Métodos de Estabilidad de Taludes por Equilibrio Límite...	33
Tabla 2.2. Criterios de Aceptación Recomendados para Taludes Mineros.....	37
Tabla 2.3. Valores Típicos Aceptables para FS y PoF en Proyectos Mineros.....	37
Tabla 2.4. Valores Aceptables de Diseño para PoF en Taludes Mineros.....	38
Tabla 2.5. Criterios de Aceptación para PoF y FS por Escala de Talud y Características de Inestabilidad.....	39
Tabla 2.6. Criterios de Aceptación para FS y PoF por Escala de Talud y Características de Inestabilidad para el Caso de Aplicación.....	40
Tabla 2.7. Clasificación del ISRM para Grado de Meteorización de la Roca.....	45
Tabla 3.1. Criterios de Diseño Recomendados en la Etapa de Factibilidad.....	57
Tabla 3.2. Resumen de Perforaciones Geotécnicas Realizadas.....	58
Tabla 4.1. Rangos de Colores y Códigos del Modelo Híbrido 3D Junio 2018.....	70
Tabla 4.2. Factores de Correlación UCS vs PLT según tipo de Alteración.....	79
Tabla 4.3. Estadística Descriptiva de Valores de UCS en Función a Ensayos PLT para Cada Tipo de Alteración.....	82
Tabla 4.4. Estadística Descriptiva de Valores de UCS en Función a Ensayos UCS para Cada Tipo de Alteración.....	84
Tabla 4.5. Resistencia a la Compresión Uniaxial.....	85
Tabla 4.6. Valores típicos de $m_i$ para Diferentes Tipos de Rosa sin considerar el Tipo de Alteración.....	88
Tabla 4.7. Valores de $m_i$ por Tipo de Alteración.....	92
Tabla 4.8. Extensión de daño propuesto T en función a la altura de banco H.....	94
Tabla 4.9. Valores de RMR básico promedio para cada Perforación .....	96
Tabla 4.10. Valores de RMR Promedio para cada Tipo de Alteración.....	97
Tabla 4.11. Valores de GSI Promedio para cada Tipo de Alteración.....	101
Tabla 4.12. Valores de $E_{rm}$ para cada Tipo de Alteración.....	104
Tabla 4.13. Valores de $v_{rm}$ recomendados .....	104
Tabla 4.14. Valores de $v_{rm}$ para cada tipo de Alteración.....	105
Tabla 5.1. Resumen de Propiedades Geomecánicas de las Alteraciones para el Análisis de Sensibilidad .....	112
Tabla 5.2. Factor de Seguridad en Función al Ángulo del Talud y Tipo de Alteración.....	112
Tabla 5.3. Resumen de propiedades geomecánicas de las Alteraciones.....	115
Tabla 5.4. Parámetros de Resistencia en las Discontinuidades.....	115

Tabla 5.5. Aceleraciones Máximas del Terreno (PGA) para Tipos de Suelo B, C y D .....	117
Tabla 5.6. Aceleraciones Máximas del terreno (PGA) en Roca.....	117
Tabla 5.7. Criterios de Aceptación para FS y PoF por Escala de Talud y Características de Inestabilidad para el Caso de Aplicación.....	119
Tabla 5.8. Resultados de la Estabilidad Falla Global e Inter-rampa mediante el Método de Equilibrio Límite.....	122
Tabla 5.9. Resultados del Análisis de Estabilidad mediante el Método de Elementos Finitos.....	128
Tabla 5.10. Criterios de Diseño para la Zonificación Geomecánica en su Fase Final.....	130



## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Impactos Potenciales del Empinamiento de un Talud.....	17
Figura 2.2. Terminología de los Taludes de un Tajo Abierto.....	19
Figura 2.3. Proceso Básico para el Diseño Geotécnico de Taludes Mineros.....	21
Figura 2.4. Recomendaciones de Coeficiente Sísmico Basado en la Magnitud del Terremoto de Diseño y la Aceleración Pico.....	29
Figura 2.5. Método de Newmark.....	30
Figura 2.6. Ejemplos de Valores Aceptables de FS para Diseño de Estructuras Civiles y Mineras.....	36
Figura 2.7. Mapa Metalogenético de Proyectos Mineros del Perú.....	41
Figura 2.8. Continuidad entre los procesos de Alteración.....	43
Figura 2.9. Asociaciones de Minerales de Alteración.....	43
Figura 2.10. Relación entre el UCS y el grado de Alteración (VA) en función a la valorización propuesta por Ale (2012) en casos de Alteración Hidrotermal para distintas Litologías.....	50
Figura 2.11. Relación entre el índice de Alteración (ASI) propuesto por Wyering et al (2015) y el UCS para diferentes tipos de Litologías .....	51
Figura 2.12. Relación entre la intensidad de la Alteración y la Densidad para rocas Andesitas de la Formación Kuril-Kiamchatka en Rusia .....	52
Figura 2.13. Relación entre la intensidad de la Alteración y el módulo de Elasticidad para rocas Andesitas de la Formación Kuril-Kiamchatka en Rusia .....	52
Figura 3.1. Localización de las Investigaciones Geotécnicas proyectadas en las Paredes del Tajo Final .....	55
Figura 3.2. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Argílica .....	60
Figura 3.3. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Fílica .....	60
Figura 3.4. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Potásica .....	61
Figura 3.5. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Propilítica .....	61
Figura 3.6. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Porosidad para la Alteración Argílica.....	62
Figura 3.7. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Porosidad para la Alteración Fílica.....	62

Figura 3.8. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Porosidad para la Alteración Potásica.....	63
Figura 3.9. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Porosidad para la Alteración Propilítica.....	63
Figura 3.10. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Argílica.....	64
Figura 3.11. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Fílica.....	64
Figura 3.12. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Potásica.....	65
Figura 3.13. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Propilítica.....	65
Figura 3.14. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Compresión no Confinada (UCS) para la Alteración Argílica.....	66
Figura 3.15. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Compresión no Confinada (UCS) para la Alteración Fílica.....	66
Figura 3.16. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Compresión no Confinada (UCS) para la Alteración Potásica.....	67
Figura 3.17. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Compresión no Confinada (UCS) para la Alteración Propilítica.....	67
Figura 3.18. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Tracción Indirecta para la Alteración Argílica.....	68
Figura 3.19. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Tracción Indirecta para la Alteración Potásica.....	68
Figura 3.20. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Tracción Indirecta para la Alteración Propilítica.....	69
Figura 4.1. Vista del Modelo de Alteraciones en 3D y una Sección Representativa del Tajo con la Topografía a Diciembre 2018 y el Diseño de la Fase Final.....	71
Figura 4.2. Proyección de las Alteraciones en las Paredes del Tajo Final .....	72
Figura 4.3. Muestra de Pórfido Monzonítico con Alteración Argílica Moderada.....	73
Figura 4.4. Muestra de Pórfido Monzonítico con Alteración Fílica Débil.....	74
Figura 4.5. Proyección de las Estructuras Mayores en las Paredes del Tajo Final.....	77
Figura 4.6. Resultados de las Pruebas de Resistencia a la Compresión No Confinada vs PLI (Is50).....	79
Figura 4.7. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Argílica.....	80
Figura 4.8. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Fílica.....	80

Figura 4.9. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Potásica.....	81
Figura 4.10. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Propilítica.....	81
Figura 4.11. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para roca Inalterada.....	82
Figura 4.12. Envoltente No-Lineal de Hoek y Brown.....	87
Figura 4.13. Radio de Resistencia a la Compresión Uniaxial para el Macizo Rocoso vs el GSI y su variabilidad de acuerdo al valor del $m_i$ .....	89
Figura 4.14. Cálculo del $m_i$ Promedio para la Alteración Argílica.....	90
Figura 4.15. Cálculo del $m_i$ Promedio para la Alteración Fílica.....	90
Figura 4.16. Cálculo del $m_i$ Promedio para la Alteración Inalterado.....	91
Figura 4.17. Cálculo del $m_i$ Promedio para la Alteración Potásica.....	91
Figura 4.18. Cálculo del $m_i$ Promedio para la Alteración Propilítica.....	92
Figura 4.19. Guía para Estimar el Factor de Disturbancia.....	93
Figura 4.20. Representación de la transición entre el macizo rocoso in-situ y el macizo rocoso desintegrado por voladura.....	94
Figura 4.21. Metodología sugerida por Silva y Gómez (2015) para el cálculo de la zona de daño debido a procesos de voladura y excavación.....	95
Figura 4.22. Metodología sugerida por la consultora Piteau para el cálculo de la zona de daño debido a procesos de voladura y excavación.....	95
Figura 4.23. Guía para Estimar el Valor de GSI en Macizos Rocosos Fracturados.....	98
Figura 4.24. Compilación de ábacos de GSI publicados expresados en términos de $m_i$ y $G_{ci}$ probables. Los valores de GSI varían en función a Litologías, variabilidad Textural, Meteorización y Alteración.....	99
Figura 4.25. Muestra de valores típicos de MR basados en Deere (1968) y Palmstrom y Singh.....	102
Figura 4.26. Variabilidad del Módulo Elástico del Macizo Rocoso con Respecto al Módulo Elástico de la Roca Intacta para Diferentes Valores de GSI.....	103
Figura 4.27. Características Sugeridas de Comportamiento Post-pico para Diferentes Calidades del Macizo Rocoso.....	105
Figura 4.28. Relación del $m_i$ con la Resistencia a la Compresión Simple de la Roca Intacta.....	106
Figura 4.29. Zonificación de Alteración y Mineralización.....	107
Figura 4.30. Influencia de las Alteraciones Hidrotermales en la Roca Intacta de la Mina Chiquicamata.....	108
Figura 4.31. Relación del $m_i$ con la Resistencia a la Compresión Simple de la Roca Intacta para el caso de Aplicación.....	109

Figura 4.32. Influencia de las Alteraciones Hidrotermales en la Roca Intacta para el caso de Aplicación.....	109
Figura 4.33. Ángulo del Talud vs Factor de seguridad para cada tipo de Alteración para una altura de talud Inter-rampa de 150m.....	113
Figura 5.1. Mapa de Zonificación Sísmica del Perú.....	116
Figura 5.2. Vista en Planta de las Secciones de Análisis del Tajo.....	121
Figura 5.3. Variabilidad de los Factores de Seguridad para Análisis Globales en función a los Niveles Freáticos para el Caso de Aplicación.....	124
Figura 5.4. Variabilidad de los Factores de Seguridad para Análisis Inter-rampa Inferior en función a los Niveles Freáticos para el Caso de Aplicación.....	125
Figura 5.5. Variabilidad de los Factores de Seguridad para Análisis Inter-rampa Superior en función a los Niveles Freáticos para el Caso de Aplicación.....	125
Figura 6.1. Definición del “Backbreak” y el Ángulo Efectivo de la Cara de Banco.....	132
Figura 6.2. Procedimiento Sugerido de Control de los Ángulos Logrados en la Cara de Banco.....	133
Figura 6.3. Diagrama de Flujo para la Implementación de los Taludes.....	134
Figura 6.4. Terminología del Procedimiento de Voladura.....	135

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1 GENERALIDADES

Para una operación minera de un tajo a cielo abierto, el diseño de los taludes es uno de los mayores desafíos en cada etapa del planeamiento y operación. El principal objetivo del diseño de los taludes de un tajo es proveer una configuración óptima de excavación (el mayor ángulo de banco e inter-rampa posible) en un contexto de seguridad, recuperación de mineral y rentabilidad financiera.

Para el diseño de los taludes del tajo se requiere un conocimiento detallado de la geología (litología, alteración y estructuras), hidrogeología y geomecánica de los materiales involucrados en el yacimiento (Read y Stacey, 2009), los cuales son frecuentemente muy variables en el depósito.

En el Perú existen un gran número de yacimientos los cuales han sido mineralizados por procesos de alteración hidrotermal (Tumialán de la Cruz, 2013), estos procesos aparte de mineralizar una determinada zona, producen cambios en las propiedades geomecánicas de los materiales. Las características de la alteración pueden influir en forma adversa o en forma favorable sobre la resistencia de la roca y las condiciones de estabilidad de la masa rocosa, desafortunadamente pocos estudios han asociado a los tipos de alteraciones y la geomecánica, Gifkins et al. (2005) menciona que solo unos pocos autores han realizado estudios en las alteraciones de rocas volcánicas.

Como caso de aplicación se tomará en cuenta el diseño de los taludes de un tajo abierto localizado el sur del Perú, el cual se caracteriza por presentar una amplia zona de mineralización de tipo hidrotermal. El tajo abierto considera en su etapa final una longitud de aproximadamente 1.8 km y 1.5 km de ancho, con alturas máximas de aproximadamente 585 m. Dicho yacimiento se caracteriza por presentar un sistema de pórfidos de cobre y molibdeno que incluye aleaciones de cobre tipo skarn, en donde la mineralización está asociada a alteraciones hidrotermales que en su mayoría son de tipo potásicas, propilíticas, filicas y skarn, cuyo efecto sobre la roca puede mejorar o disminuir su resistencia.

En el capítulo II se realiza una descripción del estado del arte del diseño geotécnico de taludes mineros, las características de su configuración y la importancia de la adecuada caracterización del modelo geotécnico. En este capítulo también se definen los métodos de análisis de estabilidad de taludes, así como también una descripción del fenómeno de mineralización y de los principales yacimientos mineros con alteración hidrotermal en el Perú, el concepto de alteración en las rocas, la meteorización, intensidad de la alteración y los tipos de alteración hidrotermal.

En el capítulo III se resume los estudios geotécnicos llevados a cabo en el tajo abierto, que se tomarán en cuenta para la caracterización geotécnica; para ello se realiza una descripción de los ensayos realizados en las diferentes campañas de investigación geotécnica y los criterios de diseño empleados.

En el capítulo IV se realiza una interpretación de los diferentes ensayos de laboratorio sobre propiedades físicas y mecánicas de las rocas, realizada de manera estadística, y se propone una nueva caracterización geomecánica para los diferentes tipos de alteración hidrotermal.

En el capítulo V se realizan análisis de sensibilidad de la estabilidad en los diferentes tipos de alteración considerando métodos de equilibrio límite y de elementos finitos con la nueva caracterización propuesta para la fase final del tajo.

Finalmente, en el capítulo VI se establecen recomendaciones para los criterios de diseño y la implementación de los taludes durante el proceso de excavación y minado del tajo.

## 1.2 PROBLEMÁTICA

La necesidad de incluir los tipos de alteración hidrotermal en la caracterización geomecánica de un tajo abierto es de gran importancia pues se ha demostrado la influencia de los tipos y grados de alteración en el comportamiento del macizo rocoso (Ale, 2012). La presente investigación considera un caso de aplicación con información relevante a partir de las investigaciones geotécnicas y geológicas realizadas.

Este estudio permitirá evaluar la influencia de cada tipo de alteración en la configuración de taludes y en el caso de un tajo abierto, la evaluación de criterios de diseño a nivel inter-rampa y global para los diferentes sectores, lo cual podrá

ser favorable o no en función a la rentabilidad operativa, pero necesaria con respecto a temas de estabilidad y seguridad minera.

### 1.3 OBJETIVOS

#### 1.3.1 Objetivo General

- Evaluación de la estabilidad física de los taludes de un tajo abierto en función a los tipos de alteración hidrotermal del macizo rocoso

#### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Caracterización geomecánica en función a los tipos de alteraciones hidrotermales presentes en el macizo rocoso.
- Análisis de sensibilidad de las características geomecánicas de los tipos de alteraciones y su relación con la altura y ángulos máximos de un talud.
- Realización de un nuevo modelo geotécnico.
- Evaluación de la estabilidad de los taludes de un tajo abierto en función a un nuevo modelo geotécnico.
- Comparación de los parámetros geotécnicos del tajo, con respecto a los parámetros de diseño, mediante los factores de seguridad de la estabilidad física del tajo.

## CAPÍTULO II: MARCOS TEÓRICO Y CONCEPTUAL

### 2.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE TALUDES MINEROS

La elección del método de explotación de un yacimiento mineral se basa principalmente en una decisión económica (costos, beneficios, inversiones, flujos de caja, etc.). Esta decisión está relacionada con múltiples factores propios del yacimiento tales como:

- Ubicación.
- Forma.
- Tamaño.
- Topografía superficial.
- Profundidad del cuerpo mineral.
- Tipo de mineral.
- Complejidad y calidad de la mineralización.
- Distribución de la calidad de la mineralización (selectividad).
- Características del macizo rocoso.
- Calidad de la información de reservas.
- Inversiones asociadas.

Esta información es obtenida en la etapa de exploración la cual será debidamente desarrollada. Además, y no menos importante, la elección dependerá de las políticas, necesidades y recursos que disponga la empresa interesada en realizar la explotación del potencial yacimiento.

Cuando se habla de un potencial yacimiento es necesario mencionar el Instrumento Nacional 43-101 (NI 43-101), la cual es una norma desarrollada por la Canadian Securities Administrators (CSA) que determina como se debe presentar la información científica y técnica acerca de proyectos mineros hacia los inversionistas. Esto cubre declaraciones orales, así como también documentos escritos y sitios web que se realicen sobre el prospecto o el proyecto minero. Se requiere que toda declaración esté basada en el asesoramiento de una persona calificada o QP (por sus siglas en inglés, *Qualified Person*), y en algunas circunstancias que la persona sea independiente del emisor y la propiedad.



Cada yacimiento es potencialmente sensible a ser explotado por algún método minero, de los cuales serán descartados los que no representen una buena relación costo-beneficio para la empresa interesada.

Para la presente investigación se tomó en cuenta el método de extracción a cielo abierto o tajo (Open Pit como se conoce comúnmente en países de habla inglesa).

La explotación de un yacimiento por el método de tajo abierto requiere de datos iniciales, provenientes de campañas de exploración (sondajes), los cuales fueron procesados inicialmente para obtener un modelo de bloques (Kriging, Ivor, etc.). Este modelo de bloques consiste en una matriz tridimensional de bloques de dimensiones definidas por su largo, ancho (ambos iguales por lo general) y alto, este último valor corresponde a la altura de los bancos del futuro tajo. Dicha altura será definida principalmente en función de las características del yacimiento y la elección de los equipos de explotación. La altura del banco a su vez define la estimación de reservas y la altura que tendrán los compósitos en la campaña de sondajes.

Cada uno de los bloques del modelo 3D puede guardar información relevante de datos como:

- Tipo de Roca (geomecánica, estructuras y litología).
- Leyes (tanto del mineral principal como de sus sub-productos).
- Datos económicos (costos de extracción, de proceso, de venta y/o beneficio económico asociado).
- Recuperaciones metalúrgicas, etc.

Una vez recopilada la información disponible, se procede a la etapa de diseño, que entregará como resultado los límites económicos de la explotación denominada **Tajo Final**, a la cual se puede agregar los límites de las distintas etapas de la explotación llamadas **Fases**, las cuales definen la secuencia de explotación del yacimiento.

Se debe notar que muchos de los datos utilizados para el diseño del tajo, son estimaciones basadas en estudios y recopilación estadística de otras explotaciones, además de los datos sujetos a corrección por la aparición de nuevas tecnologías (influyentes en los costos), nuevas reservas (futuras expansiones) y condiciones del mercado (precio del metal, leyes nacionales,

regulaciones ambientales, políticas nacionales e internacionales, etc.), por lo que difícilmente la geometría del tajo será la misma que la que se planificó en la etapa inicial del diseño.

Además, el diseño final de un tajo con seguridad será modificado al ir incorporando información de exploraciones posteriores en las bases de datos de ingeniería.

Disponiendo de los límites económicos del tajo final y de las fases de explotación, es decir la secuencia de minado, se define entonces, cómo se extraerán las reservas, por lo que se procede a una etapa de planificación de la explotación.

Esta planificación comprende tres etapas paralelas en la que cada una abarca las actividades de explotación para períodos de tiempo distintos. Es decir, la planificación de corto, mediano y largo plazo (“STP”, “MTP” y “LTP” por sus siglas en inglés respectivamente).

Dependiendo de cada explotación la planificación de corto, mediano y largo plazo abarcará períodos distintos. En el caso del tajo abierto en consideración, el corto plazo abarca: día, semana, mes, trimestre. El mediano plazo: trimestre, semestre, año y el largo plazo: anual, bi-anual, 10 años y vida del yacimiento (por sus siglas en inglés “LOM”).

En estas etapas se planifican las actividades a realizar en función de la explotación misma del tajo, políticas de la compañía (necesidades, recursos, intereses, etc.), influencia de agentes internos (problemas climáticos, recursos humanos, etc.) y externos a la empresa (mercado, regulaciones, normativas, comunidades, permiso social, etc.).

Como todo proyecto, la explotación de un yacimiento debe de ser evaluada técnica y económicamente, dentro de un período o vida del yacimiento. Esta vida del yacimiento dependerá principalmente de las cantidades de reservas que pueden ser minadas, ritmo de explotación requerido o producción del minado y de las necesidades, políticas, recursos o intereses de la empresa.

Dentro de los principales procesos productivos se mencionan los siguientes:

- Perforación.
- Voladura.
- Carguío y Transporte.

- Servicios de apoyo.

Dentro de los otros procesos que están vinculados a la producción se mencionan:

- Exploraciones e investigaciones (las cuales se desarrollan paralelas a la operación).
- Procesamiento del mineral.
- Venta del producto.

Se debe mencionar también que existen actividades que participan directamente con la operación y que son llevadas a cabo generalmente por el área de servicios técnicos, estas son:

- Geología
- Geotecnia
- Hidrogeología
- Medio ambiente
- Depreciación de los equipos
- Suministro de energía
- Seguridad, higiene y prevención de riesgos.
- Control de calidad, etc.

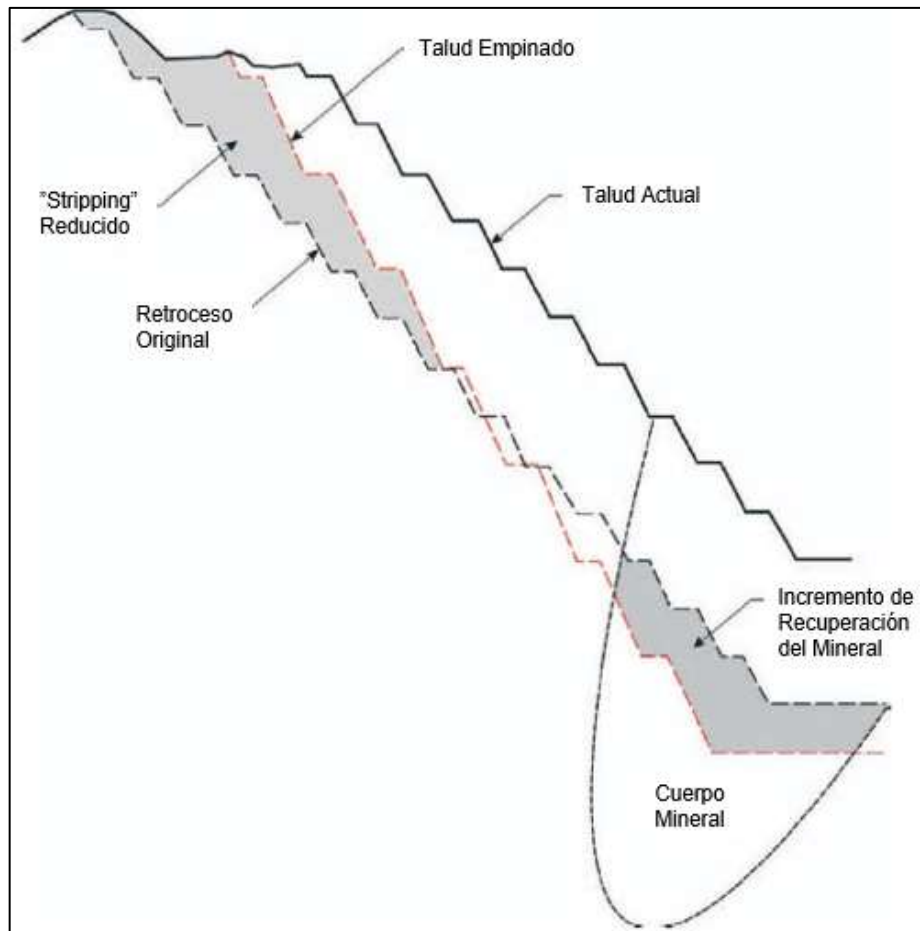
Cada uno de estos procesos o actividades significa un costo dentro de la operación y el desarrollo de la explotación. Estos costos son los que definirán si un bloque del modelo 3D con ley mayor que cero será considerado como mineral, mineral de baja ley o simplemente estéril (desmonte).

## 2.2 CONFIGURACIÓN DE LOS TALUDES DE UN TAJO ABIERTO

De acuerdo a lo descrito, se entiende que asegurar la estabilidad de los taludes es una pequeña parte, pero parte importante del proceso de explotación del yacimiento. Se trata de minimizar el riesgo de falla de los taludes, lo que traería consigo pérdidas significativas en la operación.

Sin duda, uno de los parámetros geométricos más importantes en la explotación de un tajo abierto son los ángulos del talud de banco, interrampa y global.

Por un lado, el factor económico es realmente importante cuando se trata del diseño de taludes. En un tajo abierto, el empinamiento de las paredes del tajo por solo unos grados puede tener un gran impacto en el retorno de la operación mediante el incremento de la recuperación del mineral y/o la reducción del recubrimiento de la superficie (en adelante “stripping” por su nombre en inglés), es decir del material de cobertura a remover antes de alcanzar la línea de diseño del talud, tal y como se puede apreciar en la Figura 2.1.



**Figura 2.1. Impactos Potenciales del Empinamiento de un Talud (Fuente: Read y Stacey, 2009).**

De acuerdo a Read y Stacey (2009), un incremento de  $1^\circ$  en el ángulo del talud de una pared de un ángulo de  $50^\circ$  y una altura de 500 m resulta en una reducción de aproximadamente  $3600 \text{ m}^3$  de cobertura por metro de longitud.

Por otro lado, la seguridad operacional también es importante, ya que como se mencionó en la explotación misma, una de las restricciones operacionales más

relevantes es garantizar la estabilidad de cada uno de los sectores comprometidos con geometrías que tienden a disminuir el ángulo de la cara del talud.

De acuerdo a lo mencionado, se requiere mantener una geometría de diseño óptima, es decir una que permita el máximo beneficio económico en función de un mínimo factor de riesgo de que ocurra algún siniestro geotécnico (deslizamiento o falla)

La terminología estándar usada para describir el arreglo geométrico y que define los criterios de diseño con los que trabaja una explotación a tajo abierto para los bancos y rampas de las vías de los camiones mineros (por sus siglas en inglés "Haul Road Ramps") en las paredes del tajo es ilustrada en la Figura 2.2 y estos términos son:

- **Ángulo de talud de la pared del banco (BFA, por sus siglas en inglés):** Representa la inclinación de la pared del banco. Este ángulo se mide desde el pie del banco a su propia cresta.
- **Ángulo de talud inter-rampa (IRA, por sus siglas en inglés):** Representa la inclinación del conjunto de bancos que se sitúan entre una rampa y la rampa consecutiva. Este ángulo se mide desde el pie del banco superior donde se encuentra una rampa hasta la cresta del banco, o en algunos casos hasta el pie del banco donde se encuentra la otra rampa (se debe especificar qué criterio se tomó).
- **Ángulo de talud global (OA, por sus siglas en inglés):** Representa el ángulo de inclinación de la pared final del tajo, incluyendo todas las singularidades geométricas existentes. Este ángulo se mide desde el pie del banco más profundo hasta la cresta del banco más alto de la explotación.

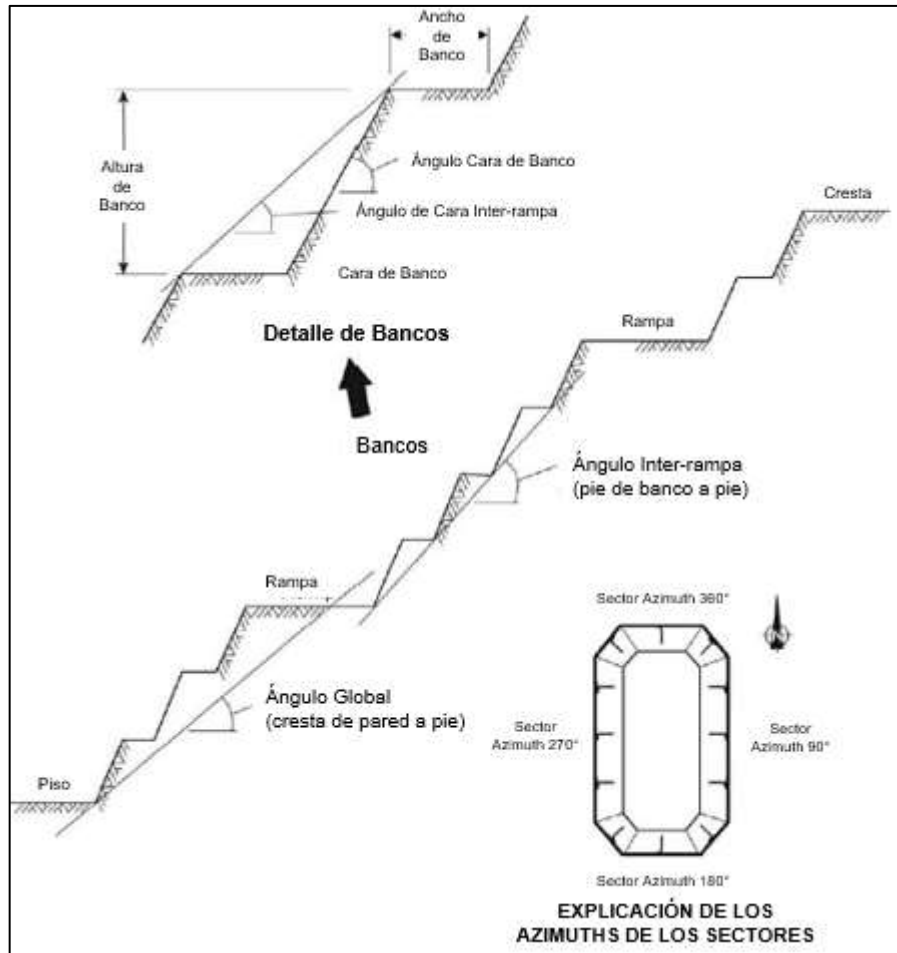


Figura 2.2. Terminología de los taludes de un tajo abierto (Fuente: Read y Stacey, 2009).

Se debe destacar que como el ángulo del talud restringe la explotación, su variación (por pequeña que sea) generará dos efectos directos:

- Cambios en la estabilidad del talud y la explotación.
- Cambios en los beneficios económicos de la explotación.

Al aumentar el ángulo de talud se disminuye la cantidad de desmonte a remover para la extracción de la misma cantidad de mineral, e incluso se podría acceder a la extracción de otras reservas minerales que antes no era posible extraer. Esto genera un aumento en los beneficios económicos de la explotación. Sin embargo, este incremento del ángulo de talud solamente es viable en el caso que las condiciones geomecánicas lo permitan.

También podría darse el caso contrario, que debido a una nueva configuración geomecánica sea necesario bajar el ángulo del talud, generándose una mayor cantidad de desmonte a remover y una menor cantidad de mineral a extraer.

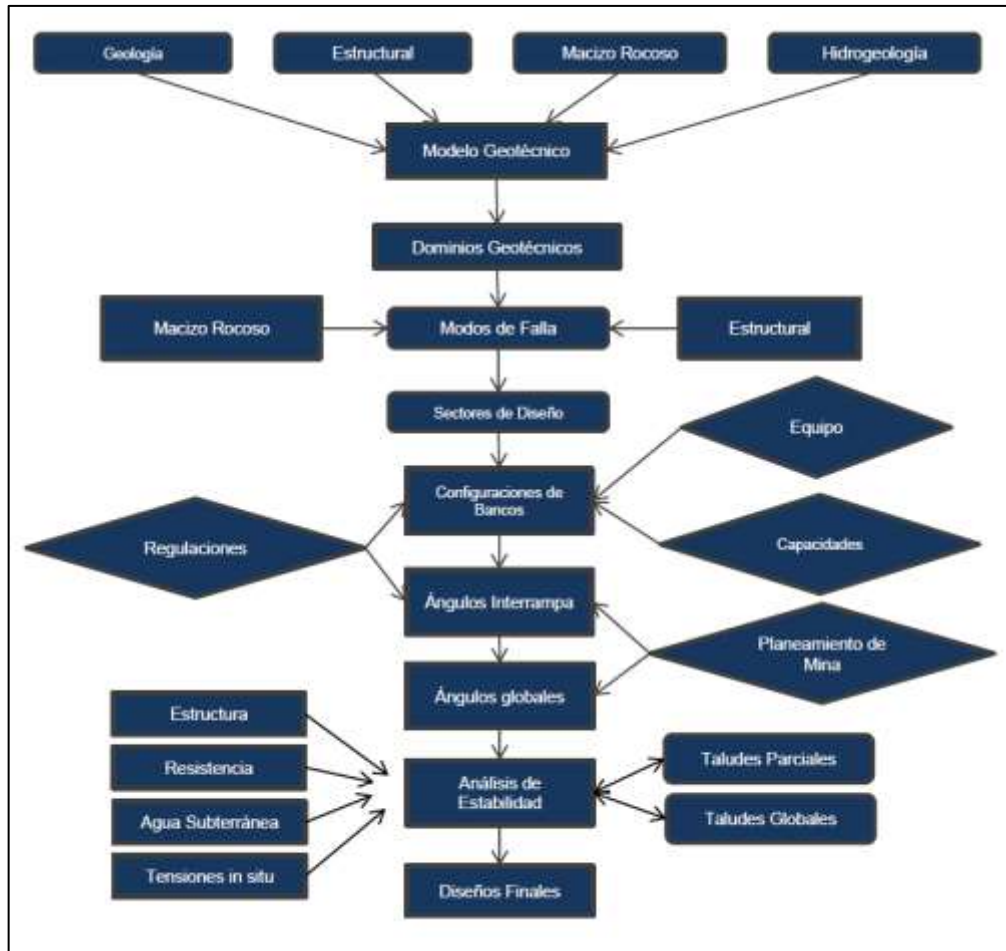
En resumen, los efectos del cambio en el ángulo de talud, se ven claramente reflejados en la relación desmonte - mineral de la explotación, y pueden significar la no viabilidad del proyecto, por lo que la información relacionada con el ángulo de talud debe ser lo más confiable posible.

De acuerdo con el diseño del tajo en su etapa final, no necesariamente tendrá que existir un ángulo de talud único, sino que, dependiendo de la litología, alteraciones, estructuras, orientaciones, etc., podrá existir más de un ángulo de talud óptimo en distintos sectores de la mina.

### 2.3 FORMULACIÓN PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE TALUDES

El proceso de formulación del diseño de taludes de tajos ha sido desarrollado en los últimos 30 años y es relativamente un estándar en proyectos mineros a nivel mundial. Aunque algunas metodologías varían según los diseñadores, esta investigación tomará en cuenta las recomendaciones de diseño expresadas en el proyecto de Grandes Tajos Abiertos o Large Open Pit ("LOP" por sus siglas en ingles) de la guía de diseño de taludes de tajos abiertos (Read and Stacey, 2009).

El proceso básico para el diseño de taludes mineros es resumido en la Figura 2.3.



**Figura 2.3. Proceso básico para el diseño geotécnico de taludes mineros (Fuente: Elaboración Propia)**

Siguiendo este enfoque, el proceso del diseño de taludes involucra los siguientes pasos:

1. Formulación de un modelo geotécnico teniendo en cuenta investigaciones geológico-geotécnicas.
2. División del modelo en dominios geotécnicos.
3. Subdivisión del modelo en sectores de diseño.
4. Diseño de los taludes en los respectivos sectores de los dominios ya establecidos.
5. Cálculo de la estabilidad de los taludes en concordancia con los criterios de aceptación del proyecto.



El diseño de los taludes resultantes no solo debe considerar la parte técnica ya descrita, se debe tener en consideración también el contexto de la operación minera como un todo, tomando en cuenta la seguridad, el equipo disponible y niveles de riesgo aceptables.

### 2.3.1 Modelo Geotécnico

De acuerdo a Read y Stacey (2009), el modelo geotécnico es la base fundamental para todo el diseño de taludes y consiste en 4 componentes:

- Modelo Geológico
- Modelo Estructural
- Modelo del Macizo Rocosó
- Modelo Hidrogeológico

Estos modelos también tienen aplicaciones en otros aspectos de la operación minera, por ejemplo, en las reservas. Sin embargo, aspectos particulares de cada uno son críticos en el proceso de diseño de taludes.

Existen otros aspectos particulares del modelo geotécnico que pueden ser importantes para casos específicos, por ejemplo, la determinación de los esfuerzos in-situ particularmente en relación con taludes de gran altura, efectos sísmicos en regiones de alta sismicidad, etc.

#### 2.3.1.1 Modelo Geológico

El modelo geológico generalmente presenta una distribución 3D de los materiales que se encuentran en las paredes del tajo.

Los tipos de materiales encontrados pueden ser diferenciados no solo respecto a la litología sino también al grado o tipo de alteraciones presentes los cuales pueden significar cambios positivos (silicificación) o negativos (argilización) en la clasificación geomecánica del material en términos de la resistencia compresiva de la roca intacta.

Como parte del modelo geológico, es importante tomar en cuenta y entender el emplazamiento geológico regional, así como la génesis de la mineralización del yacimiento.

Se debe tomar en cuenta que a medida que se profundice la excavación se debe tomar en cuenta los esfuerzos in-situ en el modelo geológico.

Existen tres tipos de modelos geológicos que se realizan bajo diferentes fines dentro del tajo abierto en consideración, estos son:

- Modelo geológico a corto plazo
- Modelo geológico híbrido y
- Modelo geológico a largo plazo

De estos el más utilizado para fines geomecánicos es el modelo geológico híbrido por presentar un acoplamiento entre el modelo a corto plazo y el de largo plazo, además de presentar frecuentes actualizaciones en base a taladros de perforación.

#### *2.3.1.2 Modelo Estructural*

El modelo estructural es típicamente desarrollado en dos niveles:

- Estructuras mayores (fallas a escala inter-rampa y regionales)
- Estructuras menores (juntas, fracturas, fallas a escala de banco)

La diferenciación se debe a que se relaciona directamente con la inestabilidad de los taludes. Las estructuras mayores son probablemente las de mayor persistencia y mayor espaciamiento, por ende, se esperan causen mayores impactos en taludes inter-rampa y globales. Mientras que las fallas menores típicamente tienen una persistencia limitada y menor espaciamiento, como consecuencia se espera una mayor influencia a escala de banco. Para la presente investigación el modelo estructural se tomó en cuenta en las evaluaciones de estabilidad a nivel inter-rampa y global, no se tomó en cuenta en el desarrollo de análisis cinemáticos a nivel de banco y sectorización ya que no se vinculan al comportamiento de las alteraciones en el macizo rocoso.

### 2.3.1.3 Macizo Rocoso

Las propiedades de los materiales en los cuales los taludes son excavados definen el desempeño y el enfoque de diseño. En rocas de resistencia alta, el modo de falla probablemente sea controlado por las estructuras presentes en el macizo, mientras que en rocas de resistencia baja y para taludes de gran altura, el modo de falla será probablemente controlado por la resistencia del macizo rocoso ya sea por si solo o en combinación con las zonas de falla presentes.

La caracterización geomecánica del macizo rocoso debe llevarse a cabo con especial cuidado incluyendo ensayos de resistencia en el material. Para la presente investigación se tomará en cuenta ensayos realizados en estudios anteriores y se tomarán en cuenta el grado y el tipo de alteración presentes en el yacimiento del caso en consideración.

### 2.3.1.4 Modelo Hidrogeológico

Los niveles de agua subterránea y las presiones de poro son importantes para el desarrollo del minado debido a que estos podrían tener efectos significativamente negativos en la estabilidad de los taludes.

Sin embargo, los niveles de agua se pueden deprimir mediante un plan de desaguado, el cual consiste en realizar el bombeo del agua subterránea mediante pozos estratégicamente distribuidos dentro de todo el tajo. La identificación, caracterización del régimen hidrogeológico e implementación del desaguado es de suma importancia durante toda la vida del proyecto.

## 2.4 CRITERIOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE TALUDES

El criterio para el diseño de taludes consiste en analizar el modo de falla que afecta el talud a escala de banco, inter-rampa, y total. El modo de análisis depende de la calidad del macizo rocoso en cuestión.

De acuerdo al acápite 2.2 los taludes mineros son definidos por las dimensiones de los bancos y los taludes inter-rampa.

### 2.4.1 Taludes a Escala de Banco

La principal función de los bancos es proveer un ambiente de seguridad para el personal y equipo de operaciones mina que realizan sus actividades cerca a los taludes.

Los bancos se definen por:

- La altura del banco.
- El ancho del banco.
- El ángulo de la cara del banco.

#### 2.4.1.1 *Altura del banco*

Las alturas de banco generalmente **se encuentran en el rango de 10 a 18 m**. 15 metros es la altura más común pero la decisión final es usualmente tomada en base a la capacidad del equipo de excavación que se utilice.

#### 2.4.1.2 *Ancho del banco*

Los bancos deben de ser lo suficientemente anchos para contener potenciales caídas de rocas y desprendimientos.

Con respecto al ancho del banco, se pueden obtener valores mínimos de acuerdo al método de Ritchie (1963) desarrollado por Call & Nicholas Inc, el cual siguió los criterios de evaluación de caída de rocas en carreteras. La relación empírica es expresada de la siguiente manera:

$$\text{Ancho de Banco (m)} = 0.2 \times \text{Altura de Banco} + 4.5 \text{ m} \quad (2.1)$$

Con respecto a la capacidad de retención, el límite considerado en el desarrollo del criterio en mención fue de 70 a 85% el potencial volumen de deslizamiento producto de una falla en cuña o planar.

Para asegurar que el diseño sea llevado satisfactoriamente en campo e incluso con un buen control con respecto a la voladura y excavación, generalmente este proceso raramente llega a cumplir el 100% del diseño, como requerimiento un mínimo del 80% es aceptable en el diseño de los bancos.

### 2.4.1.3 Angulo de la Cara del Banco

El ángulo de la cara del banco es determinado naturalmente por el “backbreak”, que puede definirse idealmente como el material que se desmorona después de haberse minado un banco con un talud de 90°. Este desmoronamiento o deslizamiento del material es controlado por las estructuras (juntas, fracturas, discontinuidades, fallas, etc) que controlan el ángulo efectivo de la cara del talud.

La estabilidad de las estructuras es controlada principalmente por los siguientes factores:

- Orientación relativa con respecto a la dirección de la cara del talud.
- El daño debido a la voladura y sus efectos en la reducción de la resistencia al corte.
- Las fracturas inducidas por la voladura en la cara del banco y en las crestas.

**Si el macizo presenta resistencia moderada a fuerte**, usualmente se recomienda considerar el impacto de las estructuras predominantes en el banco, es decir se podrá definir el ángulo de la cara del banco mediante análisis cinemáticos los cuales implican fallas de tipo planar, cuña y vuelco.

**Si el macizo presenta resistencia débil**, usualmente se recomienda considerar el impacto de las estructuras predominantes en el banco, así como la resistencia del macizo rocoso.

Como se puede observar el principal objetivo del diseño a escala de banco, es determinar el ángulo de la cara del banco al cual se tienen menores posibilidades de fallas de tipo cinemático que formen planos, cuñas o bloques. El proceso sugiere que se defina una ventana o rango para el diseño en la cual se pueda realizar a una dirección de la cara del talud un análisis de frecuencia acumulativa para determinar la estabilidad de dicho sector. Read & Lye (1983); Ryan & Pryor (2000).

En el caso de que se considere el uso de métodos de equilibrio limite a escala de banco (como es el caso de macizos con resistencia débil). La siguiente ecuación determina el factor de seguridad a escala de banco para una falla planar:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} + \frac{2c \sin \beta}{\gamma H \sin(\beta - \theta)} \quad (2.2)$$

Dónde:

FS = Factor de Seguridad

$\phi$  = Angulo de fricción

c = Cohesión

$\gamma$  = Peso específico

H = Altura del banco

B = Angulo de la cara del banco

$\theta$  = Angulo de buzamiento de la junta.

#### 2.4.2 Taludes a Escala Inter-rampa

El talud a escala inter-rampa es determinado por la combinación de varios taludes a escala de banco.

A escala inter-rampa se presenta usualmente la influencia de fallas tipo planar y cuña, las cuales pueden formar combinaciones múltiples a lo largo del talud. Adicionalmente, en algunos casos debido a la gran altura del talud existe la posibilidad de que modos más complejos de falla se presenten (falla parcial a través del macizo rocoso y estructuras) los cuales requieren ser analizados utilizando modelos numéricos.

En el estudio actual no se tomó en cuenta en el desarrollo de análisis cinemáticos a nivel de banco y sectorización ya que no se vinculan al comportamiento de las alteraciones en el macizo rocoso

##### 2.4.2.1 *Altura del Talud Inter-rampa*

La altura inter-rampa es representada por la altura entre las rampas del tajo. Las alturas típicas de los taludes inter-rampa **se encuentran generalmente entre 100 y 200 m.**

##### 2.4.2.2 *Angulo del Talud Inter-rampa*

Para determinar el ángulo inter-rampa generalmente se considera realizar análisis de estabilidad considerando la variabilidad de las litologías, estructuras, así como las alteraciones presentes en el macizo rocoso.

De acuerdo al LOP las siguientes recomendaciones determinan un óptimo ángulo inter-rampa:

- El espaciamiento, orientación, longitud y localización de estructuras mayores y fallas regionales.
- La resistencia al corte de las fallas y estructuras mayores.
- Los análisis de estabilidad usando la información mencionada.

#### 2.4.3 Análisis Sísmico

En la actualidad existe un considerable debate acerca de la necesidad de realizar análisis sísmicos para taludes a tajo abierto.

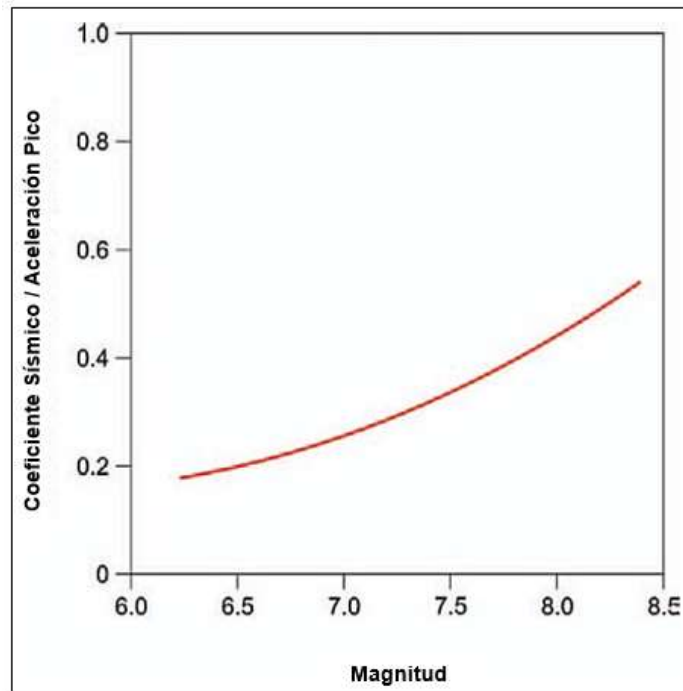
De acuerdo a Read & Stacey (2009) existen pocos registros en los cuales los terremotos han producido un gran efecto en la estabilidad de taludes mineros. Sin embargo, de acuerdo a las consideraciones de diseño en el lugar se pueden considerar de manera simplificada los efectos sísmicos mediante el uso de análisis de equilibrio límite.

Los análisis de equilibrio límite pueden considerar los efectos sísmicos mediante una carga horizontal pseudo-estática que afecta el macizo como una aceleración horizontal representada como una fracción de la gravedad, lo cual en realidad es una simplificación ya que la dirección del sismo en realidad no es en un solo sentido y tampoco permanente.

De acuerdo a lo ya mencionado, existen al menos tres importantes asunciones cuando se realiza un análisis pseudo-estático:

- 1- El sismo puede ser modelado como una fuerza estática que actúa en una masa en potencial deslizamiento.
- 2- No se generan presiones de poro dinámicas.
- 3- Los materiales involucrados en el análisis no muestran una pérdida de resistencia como resultado de la carga cíclica.

La elección de una adecuada aceleración horizontal (o coeficiente sísmico) es la principal dificultad cuando se realiza un análisis pseudo-estático. La Figura 2.4 desarrollado por Pyke (1997) muestra las recomendaciones de coeficiente sísmico basado en la magnitud del terremoto de diseño y la aceleración pico.



**Figura 2.4. Recomendaciones de coeficiente sísmico basado en la magnitud del terremoto de diseño y la aceleración pico (Fuente: Pyke, 1997).**

Sin embargo, se recomienda la evaluación de las probables aceleraciones máximas que afectan el área en función al desarrollo de un *estudio de peligro sísmico* para la zona, a fin que se determine de acuerdo a las características de los tipos de fuentes focales y leyes de atenuación actuales las distintas aceleraciones máximas (PGA) de manera probabilística para varios periodos de retorno y determinística (MCE).

#### 2.4.4 Análisis de Deformaciones Inducidas por Sismo

Otra forma de considerar el efecto sísmico en el análisis es calculando las deformaciones inducidas por sismo.

Newmark (1965) desarrolló un método basado en la consideración simplificada de que el deslizamiento de una masa de suelo a lo largo de una superficie de falla se desarrolla de manera similar al deslizamiento de un bloque en un plano inclinado. Para lo cual Newmark pensó que la falla se iniciaría y los movimientos empezarían cuando las fuerzas de inercia superaran la resistencia de fluencia y que los movimientos pararían cuando las fuerzas de inercia fueran revertidas. De esta manera, propuso que una vez que la aceleración de fluencia y el registro de la



aceleración sísmica sea determinada los desplazamientos permanentes inducidos por sismo podrían ser calculados mediante una doble integración del acelerograma sobre la aceleración de fluencia, tal como se muestra en la Figura 2.5

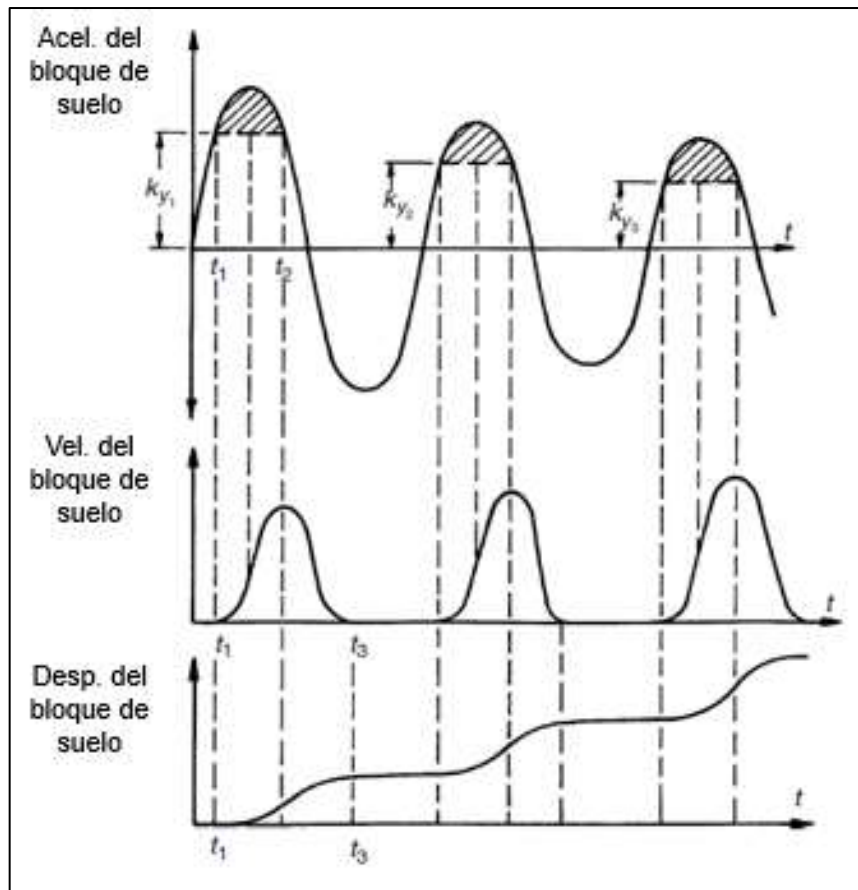


Figura 2.5. Método de Newmark (Fuente: Newmark, 1965).

El análisis de Newmark puede estimar la deformación a la cual la resistencia pasa de un estado pico a residual. Por ende, los análisis de estabilidad deberán de tomar en cuenta la resistencia al corte residual si resultase.

En la actualidad existen otras metodologías que incluyen el enfoque probabilístico además de considerar el tipo de fuente sismogénica tales como Bray & Travararou (2007) y Macedo, Bray & Travararou (2017), las cuales no se detallarán por estar fuera del alcance del presente estudio.

## 2.5 MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El método de análisis a utilizar para la estabilidad de los taludes depende principalmente de la calidad del macizo rocoso, de acuerdo a esto podemos considerar dos tipos de criterios para este análisis:

*Cuando el macizo rocoso controla el modo de falla*, el diseño de los taludes puede ser determinado con métodos de equilibrio límite. Lo cual generalmente sucede en macizos poco competentes en donde se muestra una probable superficie de falla no-lineal o semi-circular.

*Cuando las estructuras controlan el modo de falla*, la orientación de los taludes puede influenciar los criterios de diseño, en este caso la subdivisión de los dominios en sectores de diseño es normalmente requerida. Lo cual generalmente sucede en macizos competentes en donde se muestran probables modos de falla cinemáticos (planar, cuña o vuelco).

### 2.5.1 Métodos de Equilibrio Límite

Los métodos de equilibrio límite analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable y consisten en comparar las fuerzas a favor del movimiento con las fuerzas en contra del movimiento a lo largo de una determinada superficie de rotura. Estos métodos se basan en:

- La selección de una superficie teórica de rotura en el talud.
- El criterio de rotura asumido (por ejemplo, Mohr-Coulomb, Hoek and Brown, etc).
- La definición del “factor o coeficiente de seguridad”.

Los problemas de estabilidad son estáticamente indeterminados y para su solución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos que se utilicen. Asimismo, se deben considerar las siguientes condiciones:

- La superficie de rotura es postulada con una geometría tal que pueda ocurrir el deslizamiento.
- La resistencia se moviliza simultáneamente a lo largo de todo el plano de rotura.

Con estas condiciones se establecen las ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas a favor del deslizamiento y las fuerzas resistentes. De acuerdo a lo expresado en la ecuación, en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla, lo cual es equivalente a un factor de seguridad de 1.0.

De acuerdo al nivel de estudio e importancia del proyecto se podrán definir factores de seguridad mínimos que garanticen la estabilidad de los taludes.

Existen varios métodos para el cálculo del factor de seguridad por equilibrio límite los cuales fueron desarrollados fundamentalmente para materiales tipo suelo, pero extendidos por su practicidad a materiales tipo roca. *Los métodos analíticos* proporcionan el coeficiente de seguridad a partir de la resolución inmediata de ecuaciones simples (método de Taylor, Fellenius, etc.) mientras que *los métodos numéricos* necesitan para su resolución ecuaciones de cálculo iterativo (método de Morgenstern and Price, Spencer, etc.)

Los métodos de equilibrio límite se clasifican en:

- Métodos que consideran el análisis del bloque o masa total.
- Métodos que consideran la masa dividida en dovelas verticales.

De acuerdo a esta clasificación, los principales métodos y sus características se muestran en la Tabla 2.1.

**Tabla 2.1. Resumen de los Métodos de Estabilidad de Taludes por Equilibrio Límite (Fuente: Elaboración Propia).**

Métodos de Equilibrio Límite	Criterio de Cumplimiento			
	Equilibrio Vertical de Fuerzas	Equilibrio Horizontal de Fuerzas	Equilibrio de Fuerzas	Equilibrio de Momentos
Fellenius (ordinario) - 1927	Si	No	No	Si
Bishop Modificado - 1955	Si	No	No	Si
Jambu Generalizado - 1968	Si	Si	Si	Si*
Spencer - 1967	Si	Si	Si	Si
Morgenstern-Price - 1965	Si	Si	Si	Si
GLE	Si	Si	Si	Si
Corps of Engineers - 1970	Si	Si	Si	No
Lowe-Karafiath - 1960	Si	Si	Si	No
Sarma - 1973	Si	Si	Si	Si

\* Se cumple el equilibrio de momentos a nivel de dovelas

### 2.5.2 Análisis Cinemático

El análisis cinemático depende principalmente de la geometría de la falla. La cinemática es una rama de la mecánica que trata con el movimiento sin referenciación alguna al esfuerzo presente o a la masa del cuerpo en deslizamiento.

El macizo rocoso puede mostrar uno o más modos de falla cinemáticos dependiendo de los siguientes factores:

- Presencia o ausencia de discontinuidades.
- Orientación de las discontinuidades en relación a la cara del talud.
- Espaciamiento de las discontinuidades en una o tres dimensiones.
- Resistencia al corte de las discontinuidades.
- Persistencia de las discontinuidades.

Los principales modos de falla que se presentan en un talud de roca son:

- Falla Planar.
- Falla en Cuña y
- Falla por Vuelco.

Estos modos de falla dependen de la interacción de la orientación de la discontinuidad, orientación de la cara del talud y la resistencia al corte de la discontinuidad. Estos no se detallarán por estar fuera del alcance del presente estudio.

### 2.5.3 Métodos Numéricos

El criterio para el diseño de taludes consiste en analizar el modo de falla que afecta el talud a escala de banco, inter-rampa, y total. El modo de análisis como ya se mencionó depende de la calidad del macizo rocoso en cuestión.

Aunque los métodos de equilibrio límite son de uso práctico y han sido bien adaptados para su uso en problemas de estabilidad de taludes para macizos rocosos, no pueden representar o dar información alguna sobre los desplazamientos y/o deformaciones de los posibles deslizamientos del macizo rocoso.

Esta deficiencia ha sido cubierta por métodos de análisis numérico, los cuales pueden modelar muchas de las condiciones complejas encontradas en taludes de roca para un comportamiento esfuerzo-deformación de tipo no-lineal, anisotropía y cambios en la geometría durante el análisis. Estos métodos pueden ser usados para entender el comportamiento del macizo rocoso y para evaluar diferentes modelos geológicos, mecanismos de falla y opciones para el diseño de taludes.

Los modelos numéricos dividen el macizo rocoso en elementos. A cada elemento le es asignada una relación esfuerzo-deformación y propiedades que describen como se comporta el material. Los elementos pueden ser conectados en un modelo continuo o separados por discontinuidades en un modelo discontinuo. Los modelos discontinuos permiten el deslizamiento y separación de superficies explícitas dentro del modelo. Las características de los modelos continuos y discontinuos son discutidas a continuación.

### 2.5.3.1 Modelos Continuos

Los modelos continuos asumen que el material es continuo a lo largo de todo el cuerpo del macizo, las estructuras mayores o fallas son representadas como interfases entre regiones de comportamiento continuo.

Los programas que utilizan códigos de elementos finitos y diferencias finitas más ampliamente usados, incluyen PHASE<sup>2</sup> (Rocscience, 2005b), FLAC (Itasca, 2005), FLAC 3D (Itasca, 2006) y ABAQUS.

### 2.5.3.2 Modelos Discontinuos

Los códigos para modelos discontinuos empiezan con un método diseñado específicamente para modelar estructuras mayores y menores (discontinuidades) y tratan el comportamiento continuo como un caso especial. Estos códigos son generalmente referidos como códigos de elementos discretos. Los dos códigos de modelos discontinuos ampliamente usados son UDEC (Itasca, 2004) y su equivalente en 3D, 3DEC (Itasca, 2003).

Para fines del presente trabajo de investigación se realizarán análisis numéricos para el caso de aplicación del tajo final considerando el software PHASE<sup>2</sup>.

## 2.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Antes que los diseños propuestos de un talud sean aceptados, en el caso de un tajo abierto, generalmente la falla de los taludes puede tomar lugar gradualmente y puede involucrar diferentes niveles y etapas del minado las cuales difieren en probables consecuencias para la operación (equipos y personas).

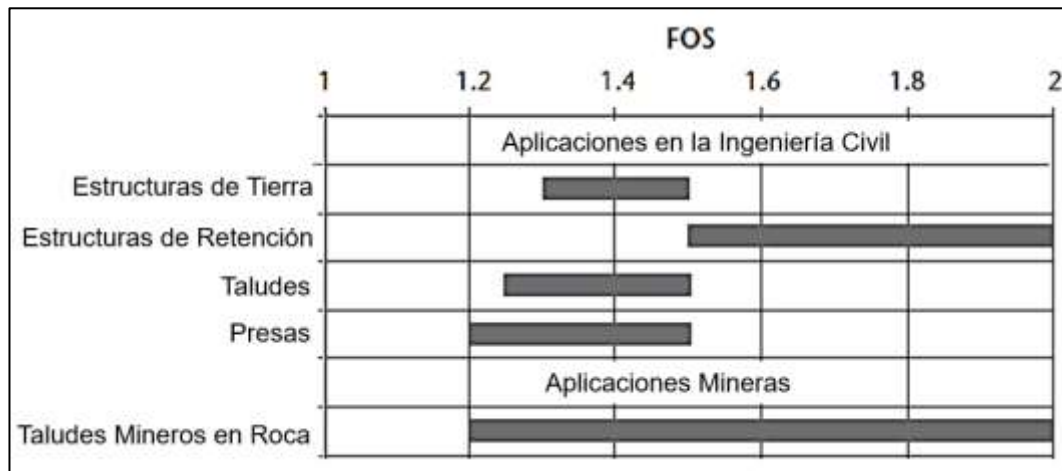
Los criterios de aceptación para asegurar la estabilidad de los taludes en los diferentes niveles respecto a su configuración deben estar asociados a los requerimientos de la mina. Tradicionalmente, los cálculos del desempeño de los taludes han sido hechos basados en Factores de Seguridad (FS) permisibles. A lo largo de los años otros criterios de aceptación fueron introducidos, entre ellos la Probabilidad de Falla (PoF). Los acápite 2.6.1 y 2.6.2 examinan los principios de cada criterio.

### 2.6.1 Factor de Seguridad (FS)

El factor de seguridad (FS) es una medida determinística que expresa la relación entre las fuerzas resistentes o en contra del movimiento (capacidad) y las fuerzas desestabilizantes o a favor del movimiento (demanda) del sistema; la siguiente expresión muestra la relación descrita:

$$FS = \frac{Capacidad}{Demanda}$$

La Figura 2.6 presenta valores recomendados de FS para el diseño de estructuras civiles y mineras.



**Figura 2.6. Ejemplos de Valores Aceptables de Factores de Seguridad para Diseño de Estructuras Civiles y Mineras (Fuente: Priest y Brown, 1983).**

Para condiciones de operaciones normales en taludes mineros, el FS puede variar entre 1.2 para taludes de baja criticidad y 1.5 para taludes que contienen rampas o infraestructuras permanentes. Se debe tener en cuenta que estos valores son solamente aplicables para análisis estáticos. Si se requieren realizar análisis pseudo-estáticos estos valores deben ser ajustados. Valores típicos propuestos por Read y Stacey (2009) para análisis estáticos y pseudo-estáticos usados en taludes mineros son resumidos en la Tabla 2.2.

**Tabla 2.2. Criterios de Aceptación Recomendados para Taludes Mineros (Fuente: Read y Stacey, 2009).**

Escala de Talud	Consecuencias de Falla	Criterio de Aceptación		
		FS (min) (estático)	FS (min) (dinámico)	PoF (max) P[FS<1]
Banco	Bajo-Alto	1.1	NA	25-50%
Inter-rampa	Bajo	1.15-1.2	1.0	25%
	Medio	1.2	1.0	20%
	Alto	1.2-1.3	1.1	10%
Global	Bajo	1.2-1.3	1.0	15-20%
	Medio	1.3	1.05	5-10%
	Alto	1.3-1.5	1.1	<5%

### 2.6.2 Probabilidad de Falla (PoF)

El concepto de probabilidad de falla (PoF) ha sido usado con frecuencia como un criterio de aceptación durante los últimos 35 años (Read y Stacey, 2009). Whitman (1983) consideró que la teoría de probabilidad podría no ser usada por ingenieros geotécnicos en el futuro; sin embargo, esto ha cambiado y el uso de la PoF se ha fortalecido. La PoF puede ser definida en función al FS de la siguiente manera:

$$PoF = P[FS \leq 1] \quad (2.3)$$

Tal y como se tuvo con el criterio del FS, algunas recomendaciones existen en la literatura para valores de diseño aceptables de PoF. Algunas de estas contribuciones fueron hechas por Priest y Brown (1983), Kirsten (1983), Swan y Sepulveda (2000), SRK Consulting (2006) y Sullivan (2006).

Los valores sugeridos por Priest y Brown (1983) son presentados en la Tabla 2.3. Estos valores de diseño de FS y PoF son agrupados en dos categorías: La probabilidad del FS menor a 1.0 y la probabilidad del FS menor a 1.5, los cuales podrían ser usados como criterios aceptables en casos de análisis pseudo-estáticos y estáticos respectivamente.

**Tabla 2.3. Valores Típicos Aceptables para FS y PoF en Proyectos Mineros (Priest y Brown, 1983).**

Consecuencias de Falla	Ejemplos	Valores de Aceptación		
		FS Promedio	Mínimo P[FS<1.0]	Máximo P[FS<1.5]
No serio	Bancos individuales, pequeños (<50 m), taludes temporales, no adyacentes a rampas	1.3	10%	20%
Moderadamente serio	Cualquier talud de naturaleza permanente o semi-permanente	1.6	1%	10%
Muy serio	tamaño medio (50-100 m) y taludes altos (<150 m), rampas o sobre instalaciones permanentes en mina	2	0.30%	5%



En la Tabla 2.4 se muestra el sistema adoptado por SRK Consulting (2006), el cual se desarrolló en función a los requerimientos de minas de diamante en el norte de Sudáfrica.

**Tabla 2.4. Valores Aceptables de Diseño para PoF en Taludes Mineros (SRK Consulting, 2006).**

Categoría	Descripción	PF Aceptable
1	Taludes críticos donde la falla puede afectar la operación continua y la seguridad del tajo	<5%
2	Taludes donde la falla tiene un impacto significativo en los costos y seguridad	<15%
3	Taludes donde la falla no tiene impacto en los costos y donde un mínimo de peligro en la seguridad exista	<30%

Por otro lado, Swan y Sepulveda (2000) describen los criterios de aceptación para el diseño de taludes mineros basados en el caso de estudio del tajo abierto Ujina en Chile. La Tabla 2.5 presenta valores de FS y PoF por escala del talud (Banco, Inter-rampa y Global) y características de la inestabilidad.

**Tabla 2.5. Criterios de Aceptación para PoF y FS por Escala de Talud y Características de Inestabilidad (Swan y Sepulveda, 2000).**

Tipo de Talud	Caso	Características de la Inestabilidad		Criterio de aceptabilidad		Comentarios	
		Perdida de rampa berma (%)	Material afectado (ktons/m)	FS	PF(%)		
Banco	Expansión, no adyacente a la rampa	<25	<0.5/<1.0		<45	Las bermas deben tener un ancho nominal para contener cuñas con probabilidad de ocurrencia >30%; voladura controlada sera usada para minimizar el daño inducido y los taladros de pre-corte en las paredes finales de los taludes	
		25-50	<1.0/<2.0		<35		
		>50	>1.0/>2.0		<30		
	Expansión, adyacente a la rampa	<25	<0.5/<1.0		<40		
		25-50	<1.0/<2.0		<30		
		>50	>1.0/>2.0		<30		
	Pared final, no adyacente a la rampa	<25	<0.5/<1.0		<35		
		25-50	<1.0/<2.0		<25		
		>50	>1.0/>2.0		<20		
	Pared final, adyacente a la rampa	<25	<0.5/<1.0		<30		
		25-50	<1.0/<2.0		<20		
		>50	>1.0/>2.0		<20		
Inter-rampa	Expansion	<25	<5	>1.20	<30	Los análisis de estabilidad deben incluir los efectos explicitos de las estructuras del macizo rocoso, dos rampas de accesos independientes seran hechos en el pie del tajo, las medidas seran implementadas para el drenaje de los taludes	
		25-50	<5	>1.25	<25		
			05-10	>1.30	<22		
			>10	>1.35	<20		
		>50	<10	>1.30	<22		
			10-20	>1.35	<20		
	Pared final	<25	<5	>1.20	<25		
			>5	>1.25	<20		
		25-50	<5	>1.30	<22		
			5-10	>1.35	<20		
			>10	>1.45	<18		
		>50	<10	>1.35	<20		
	Global	Expansión		>10-20	>1.40		<18
				>20	>1.50		<15
			<25	>1.30	<15		
		Pared Final	25-50	>1.40	<12		
			>50	>1.50	<10		
			<25	>1.30	<12		
	25-50	>1.45	<10				
	>50	>1.60	<8				

De acuerdo a Read y Stacey (2009) se recomienda que los valores de PoF sean ajustados en función a los requerimientos y nivel de ejecución del proyecto. Estos valores pueden ser considerados como parte de un análisis costo-beneficio para el proyecto.

### 2.6.3 Criterios de Aceptación para el Caso de Aplicación

Para el caso de aplicación de la presente investigación se proponen los valores de PoF y FS mostrados en la Tabla 2.6 como criterios de aceptabilidad en función a los siguientes valores aproximados de algunas de las características del tajo abierto:

- **Máxima Altura Inter-rampa  $\approx 150$  m.**
- **Máxima Altura Global  $\approx 600$  m.**
- **Material deslizado  $\approx 70$  kT/m (consecuencia alta).**
- **Nivel del Proyecto: Etapa de Cierre (tajo final).**

Tabla 2.6. Criterios de Aceptación para Factores de Seguridad (FS) y Probabilidad de Falla (PoF) por Escala de Talud y Características de Inestabilidad para el Caso de Aplicación (Fuente: Elaboración Propia).

Escala del Talud	Tipo de Consecuencia	Análisis Estático FS	Análisis Pseudo-estático FS	PoF (%)
Inter-rampa	Alta	>1.3-1.5	>1.1	<15-20
Global	Alta	>1.5	>1.1	<5

## 2.7 PRINCIPALES YACIMIENTOS METÁLICOS EN EL PERÚ

Desde tiempos antiguos, la minería constituye una de las actividades económicas más importantes del Perú. Ello se debe a la gran riqueza y variedad de minerales que alberga el territorio peruano, con yacimientos aún por explotar.

Del mapa metalogenético de proyectos mineros del Perú (INGEMMET, 2018), se puede obtener la distribución de los yacimientos metálicos del Perú hasta el 2018.

El mapa muestra las operaciones y proyectos mineros de acuerdo a 23 franjas metalogenéticas definidas en base a dominios geotectónicos y sistemas de fallas regionales, así como una clasificación de depósitos de minerales por operaciones y proyectos mineros. La Figura 2.8 muestra la distribución de los principales yacimientos metálicos en el Perú.

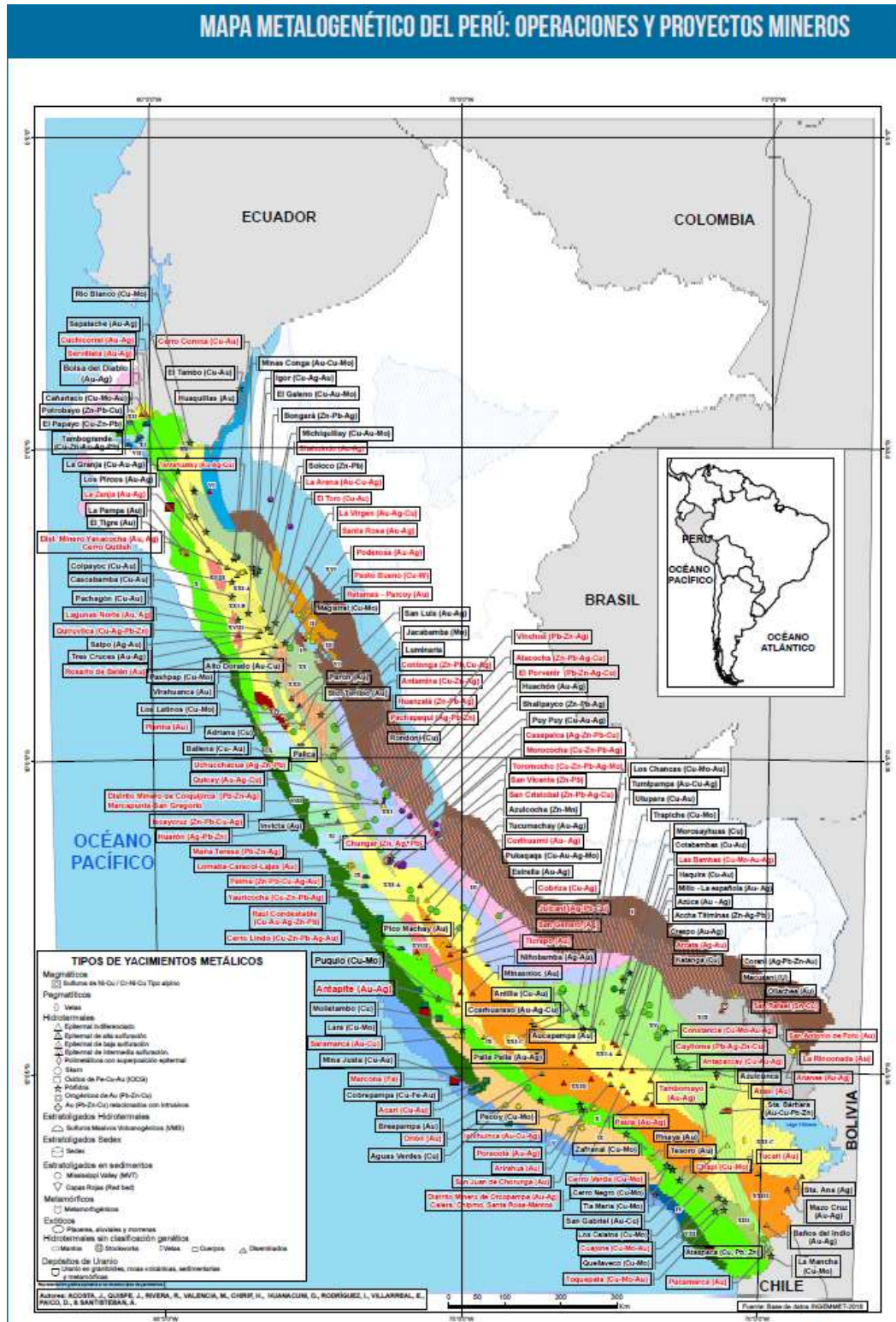


Figura 2.7. Mapa Metalogénico de Proyectos Mineros del Perú. (Fuente: INGEMMET, 2018).

Las franjas metalogénicas representan épocas de mineralización que se extienden a lo largo de sistemas de fallas regionales y litologías que han

favorecido la mineralización de depósitos minerales, las cuales pueden vincularse a tipos de alteraciones dependiendo del tipo de depósito.

A continuación, se realizará una breve descripción de los proyectos metálicos y no metálicos en el Perú en función del metal o no metal extraído:

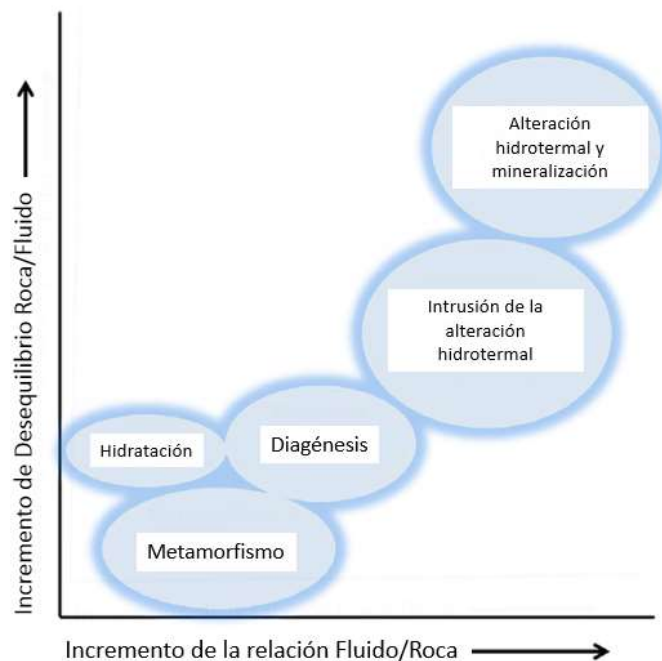
- Cobre (Cu): Es el que se exporta en más volumen. El yacimiento mayor es Cuajone y Toquepala, ambos explotados por la empresa Southern Perú Copper Corporation. Otros Cerro Verde (Arequipa), Constanza (Cusco), Tintaya (Cusco), Quellaveco (Moquegua), Michiquillay (Cajamarca), Toromocho (Junín), Cobriza (Huancavelica), Antamina (Ancash).
- Oro (Au): Está en acelerada explotación y exportación. El mayor yacimiento es Yanacocha (Cajamarca) propiedad de NewMont y asociada a la empresa nacional Buenaventura, Pierina (Ancash) de propiedad de Barrick Gold. y las reservas auríferas de Chicama y Carabaya.
- Hierro (Fe): El más explotado es el yacimiento de Marcona (Ica), y Tambo Grande (Piura).
- Carbón Mineral: Cuenca del Río Santa (Ancash), Goyllarisquizga (Pasco), Oyón (Lima), Hatunhuasi (Junín), Cuenca del Alto Chicama (Cajamarca).
- Polimetálicos (Plomo, plata, zinc): San Vicente (Junín), Casapalca (Lima), Huarón (Cerro de Pasco), Atacocha (Pasco), Millpo, Raura (Pasco), San Cristóbal (Junín), Julcani (Huancavelica), Arcata (Arequipa).

## 2.8 PROCESOS DE ALTERACIÓN

El término alteración implica modificaciones complejas de la roca pre-existente o primaria. La alteración puede ocurrir a través de la interacción de la masa rocosa con fluidos metasomáticos durante cambios físicos en la presión litostática, en la asociación de gradientes térmicos con el emplazamiento de intrusiones, o en una combinación de todos estos procesos (Gifkins, Herrmann et al. 2005).

La alteración es un proceso de sistema abierto donde un fluido iónico, derivado externamente de una o más fuentes magmáticas, connadas, subterráneas o de agua de mar, facilitan la reorganización química y textural de la roca caja.

Las reacciones principalmente son metasomáticas, las cuales se caracterizan por ser impulsadas por un desequilibrio composicional y un potencial químico inestable entre la roca y la solución. La relación roca / fluido es frecuentemente dinámica y facilita grados variables de intercambio químico que comprenden procesos continuos de hidratación, diagénesis, metamorfismo y alteración hidrotermal (Gifkins et al., 2005). La Figura 2.8 muestra la continuidad entre los procesos de alteración.



**Figura 2.8. Continuidad entre los procesos de alteración. (Fuente: Gifkins et al, 2005)**

La *hidratación* es el cambio en la composición y estructura impulsado por la absorción de agua externa. Los cambios en la composición resultan tanto de la ganancia en H<sub>2</sub>O como de las pérdidas en otros elementos como la sílice y el álcali. La hidratación puede no producir nuevos minerales, pero los cambios pueden facilitar la posterior alteración. La *diagénesis* abarca los cambios en la masa rocosa que ocurren durante la orogénesis en respuesta a los cambios de temperatura y presión que consecuentemente con la adición del fluido hidrotermal producirían las *alteraciones hidrotermales* (Nigel, 2016).

Estas modificaciones abarcan principalmente cambios mineralógicos, texturales y de composición. El buen entendimiento de estas relaciones complejas depende de un enfoque descriptivo sistemático multidisciplinario que incluye aspectos de vulcanología, geología de yacimientos, petrología, geoquímica, y mecánica de rocas.

Desafortunadamente pocos estudios han integrado adecuadamente estos conjuntos de datos, por ejemplo, Gifkins et al. (2005) menciona que solo unos pocos autores han realizado estudios en las alteraciones de rocas volcánicas.

Los cambios físicos y químicos que producen la alteración pueden ayudar a determinar el grado de alteración (es decir, la intensidad de alteración), el estilo de alteración y a discriminar entre los procesos de alteración, como diagénesis, metamorfismo y alteración hidrotermal (Offler y Whitford, 1992; Gifkins y Allen, 2001).

## 2.9 METEORIZACIÓN VERSUS ALTERACIÓN

En mecánica de rocas, el término "alteración" puede confundirse con los procesos abrasivos por los cuales se produce un deterioro superficial de las rocas conocido como "meteorización". Esto se debe principalmente a que existen similitudes y superposición en los minerales que afectan las características de la masa rocosa, pero en realidad los procesos son muy diferentes.

Los procesos geológicos a gran escala pueden generar grandes volúmenes de soluciones volátiles y gases que migran hacia las rocas creando un desequilibrio químico y proporcionando el potencial químico para iniciar procesos de alteraciones hidrotermales. El fluido volátil, la composición de la roca, la presión (profundidad) y las perturbaciones de temperatura pueden iniciar gradientes de energía localizados que se disipan a través de procesos hidrotermales. Los eventos hidrotermales y metasomáticos periódicos y/o superpuestos producen complejas conformaciones de mineralización.

Por el contrario, la meteorización es la descomposición de la roca a través de procesos físicos (por ejemplo, abrasión del viento; ciclos de descongelación y congelación) y reacciones químicas (por ejemplo, pH, Eh), las cuales operan en la superficie terrestre o cerca de ella y dependen en gran medida de la composición de la roca (litosfera), el volumen y la composición del disolvente

(hidrosfera), la vegetación (biosfera) y los ciclos climáticos locales (atmósfera). Estas variables afectan la progresión del frente de meteorización hacia los estratos, produciendo heterogeneidad en varias escalas para formar grados de meteorización local y perfiles regionales (Nigel, 2016).

Los procesos de meteorización como consecuencia producen una alteración textural y principalmente cambios relacionados a la fracturación y el incremento de la porosidad en la roca (Vallejo, 2002).

Los métodos sugeridos por el ISRM (1981) describen los grados de meteorización utilizados para rocas intactas, masas de rocas y discontinuidades (desde rocas frescas hasta suelos arenosos-arcillosos).

**Tabla 2.7. Clasificación del ISRM para el Grado de Meteorización de la Roca (Fuente: ISRM, 1981)**

GRADO DE METEORIZACIÓN (ISRM)	TÉRMINO	DESCRIPCIÓN
I	Fresco	No aparece signos visibles de meteorización, tal vez ligera decoloración en las grandes superficies de discontinuidad.
II	Ligeramente meteorizado	Todo el macizo rocoso está decolorado por la meteorización. La decoloración indica meteorización del macizo rocoso y de las superficies de discontinuidad.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece de forma continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece de forma discontinua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso se ha descompuesto o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el material rocoso se ha transformado en suelo. Se ha destruido la estructura del macizo rocoso.



## 2.10 ALTERACIONES HIDROTERMALES

Las alteraciones hidrotermales hacen referencia al efecto de las aguas o fluidos de altas temperaturas sobre las rocas, las cuales se elevan desde la profundidad hacia la superficie. Estos fluidos hidrotermales generalmente implican una interacción química entre los elementos de la roca primaria y los elementos llevados en solución a través del flujo hidrotermal (Fletcher, C., 2016; Zharikov et al., 2007).

Si producto de esta interacción entre la roca primaria y el fluido hidrotermal hay sustracción o adición de compuestos químicos, el proceso se denomina *metasomatismo* (Zharikov et al., 2007). La alteración hidrotermal comúnmente está localizada dentro de un radio de unos pocos metros de las fallas o fracturas principales, y puede ocurrir a lo largo de zonas de un kilómetro de ancho o más (Whaltam, 2002).

En la naturaleza se reconocen variados tipos de alteración hidrotermal, caracterizados por diferentes asociaciones de minerales específicos. Los distintos tipos de alteración e intensidad son dependientes de factores tales como composición del fluido hidrotermal, la composición de la roca encajonante, la temperatura, la acidez (pH), la energía, la relación agua/roca y el tiempo de interacción, entre otros (Townley, 2005).

La alteración hidrotermal en general es considerada como un importante parámetro de control para la mineralización económica en depósitos de tipo pórfido y como una importante fuente de información para la caracterización geotécnica.

En el Perú, este tipo de mineralización se encuentra en los yacimientos de Uchucchacua y Raura (Oyón), el yacimiento de plata de Cailloma (Arequipa), el yacimiento polimetálico de Hércules (Ancash), y las vetas San Rafael y Santa Bárbara (Puno), entre otros (Tumialán, 2003). Cabe resaltar los depósitos auríferos de Yanacocha (Teal y Benavides; 2010), de Pierina (Park-Li; 2005) y de Alto Chicama (Araneda; 2003)

## 2.11 TIPOS DE ALTERACIÓN HIDROTERMAL

Los tipos de alteración hidrotermal pueden definirse en base a las asociaciones de minerales típicos tales como epidota, clorita, albita, feldespatos, caolinita-

montmorillonita, biotita, calcita y pirita (Corbett y Leach, 1998), tal cual se muestra en la Figura 2.9.

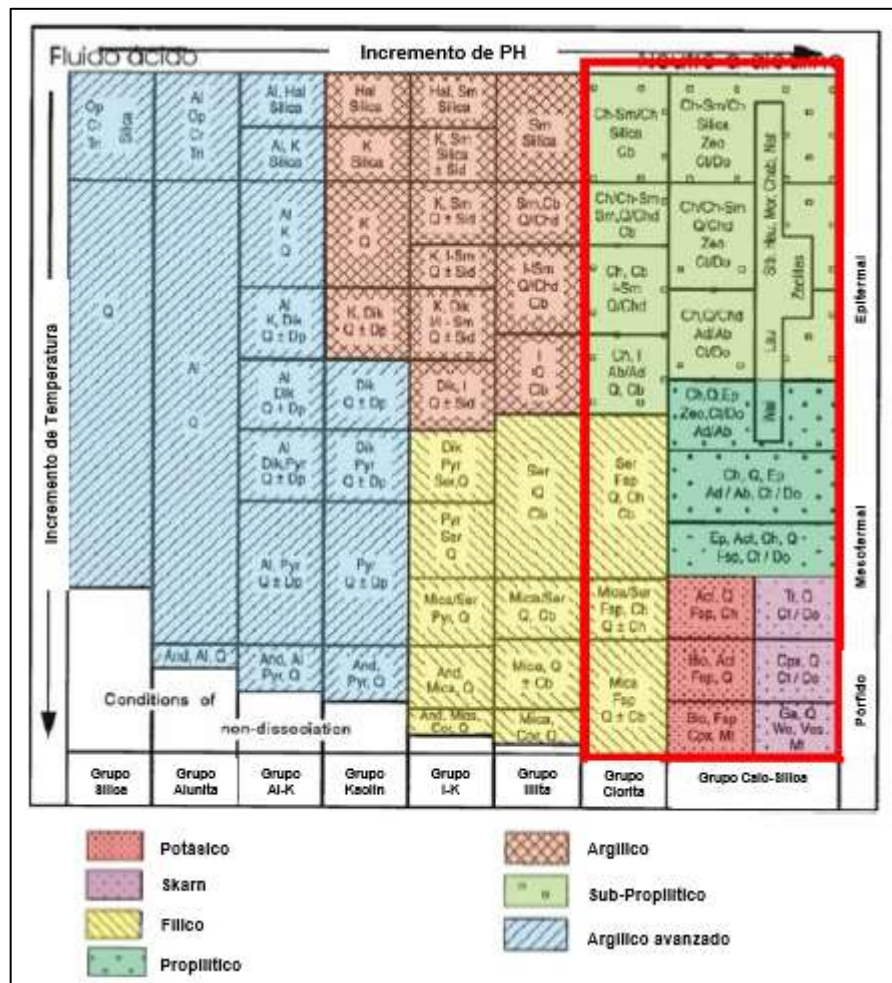


Figura 2.9. Asociaciones de Minerales de Alteración Comunes en Sistemas Hidrotermales (Fuente: Corbett y Leach, 1998).

Los siguientes tipos de alteración hidrotermal son los más comunes:

### 2.11.1 Alteración Propilítica

La alteración propilítica se caracteriza por presentar un color verdoso. Los minerales formados incluyen a la clorita, y el epidoto. Normalmente se forman de la descomposición de minerales con hierro y magnesio. La alteración propilítica se produce a temperaturas relativamente bajas y generalmente forma una configuración separada con respecto a los otros tipos de alteración.

### 2.11.2 Alteración Fílica

La alteración fílica o sericítica altera la roca al mineral de sericita, el cual es una mica blanca de grano muy fino; por lo general se forma de la descomposición de los feldespatos, por lo que ésta sustituye a los feldespatos. En campo, su presencia en una roca puede ser detectada por la suavidad de la roca, ya que es fácilmente rayable; también tiene un aspecto bastante grasiento (cuando se presenta en abundancia), y su color mayormente es blanco, amarillento, marrón dorado o verdoso. La alteración sericítica implica condiciones de pH bajo (ácida). La alteración consistente en sericita + cuarzo se le llama alteración "fílica" o sericítica, la que asociada con depósitos de pórfido de cobre puede contener cantidades apreciables de pirita de grano fino diseminada, la cual está directamente asociada con el evento de la alteración.

### 2.11.3 Alteración Potásica

La alteración potásica es un tipo de alteración de temperatura relativamente alta que resulta del enriquecimiento de potasio; este tipo de alteración puede formarse antes de la cristalización completa del magma donde se forman generalmente minerales como la ortoclasa o la biotita.

### 2.11.4 Alteración Albítica

La alteración albítica forma la albita, o la plagioclasa sódica, y su presencia es usualmente un indicativo del enriquecimiento de sodio (Na). Este tipo de alteración también es de relativamente alta temperatura; la mica blanca paragonita (rica en sodio) también se forma en ocasiones. No es común la presencia de albita en las rocas ígneas.

### 2.11.5 Alteración Alunítica

La alteración alunítica está estrechamente asociada con ciertos ambientes de aguas termales; la alunita es un sulfato de aluminio y potasio hidratado que tiende a formar filones masivos en algunas zonas. La presencia de alunita sugiere que hubo un alto contenido de gas SO<sub>4</sub>, el cual se cree que es el resultado de la oxidación de los sulfuros, está en los depósitos diseminados de oro de baja ley cerca de cuellos volcánicos.

#### 2.11.5.1 *Alteración Argílica*

La alteración argílica introduce los minerales de arcilla, incluyendo la caolinita, la esmectita y la illita. Esta alteración es generalmente formada por un evento de mediana a baja temperatura. Los primeros signos de alteración argílica incluyen el blanqueamiento y reemplazo de los feldespatos. Una sub-categoría especial de esta alteración es la argílica avanzada, que consiste en la transformación de gran parte de los minerales la cual se caracteriza por un ataque hidrolítico extremo.

#### 2.11.5.2 *Alteración Clorítica*

La alteración clorítica es uno de los tipos más comunes de alteración. Puede desarrollarse por la alteración de silicatos félicos, con la introducción de agua y la remoción de algo de sílice. En otros casos Mg, Fe, Al y algo de SiO<sub>2</sub> son aportados hacia la roca de caja, conformando un material rico en cloritas. Este grupo mineral puede presentarse solo o bien acompañado por sericita, turmalina y cuarzo, además de pequeñas cantidades de epidota, albita y carbonatos (Barnes, H., 1997). Estas cloritas tienen composiciones variables a diferentes distancias de los cuerpos de sulfuros, así el contenido en Fe es generalmente mayor en las proximidades de la mineralización. Los sulfuros asociados son generalmente la pirita y pirrotina.

#### 2.11.5.3 *Silicificación*

Involucra un aumento de sílice, con el desarrollo de cuarzo secundario, jaspe, calcedonia, chert, ópalo u otras variedades silíceas en las rocas de caja de depósitos epigénicos. La química de esta alteración es variada y depende esencialmente del tipo de roca afectada. En materiales carbonáticos hay generalmente una mayor introducción de sílice y una gran remoción de Ca, Mg, Fe, CO<sub>2</sub> entre otros constituyentes. En rocas silicatadas, la sílice puede ser redistribuida entre las rocas primarias. Se asocia a la deposición de sulfuros principalmente.

#### 2.11.5.4 Skarn

Consiste en el desarrollo de silicatos de Ca, Mg, Mn, Fe, cuarzo y magnetita en calizas, dolomías, pizarras y esquistos calcáreos. Esta alteración puede ser esencialmente isoquímica con remoción de CO<sub>2</sub> y otras veces incluye la introducción de sílice, Mg, Fe y volátiles (F, Cl, B y H<sub>2</sub>O), con una extensa pérdida de CO<sub>2</sub>. Se le conoce como skarn.

### 2.12 INFLUENCIA DE LOS GRADOS Y TIPOS DE ALTERACIÓN

Se ha demostrado por diversos autores que el grado de alteración influye en el comportamiento mecánico de las rocas. Por ejemplo, Ale (2012) recopiló más de 600 resultados de muestras alteradas hidrotermalmente a profundidades importantes en yacimientos mineros en el Perú estimando curvas empíricas relacionando el grado de alteración y el valor del UCS para diferentes tipos de litologías.

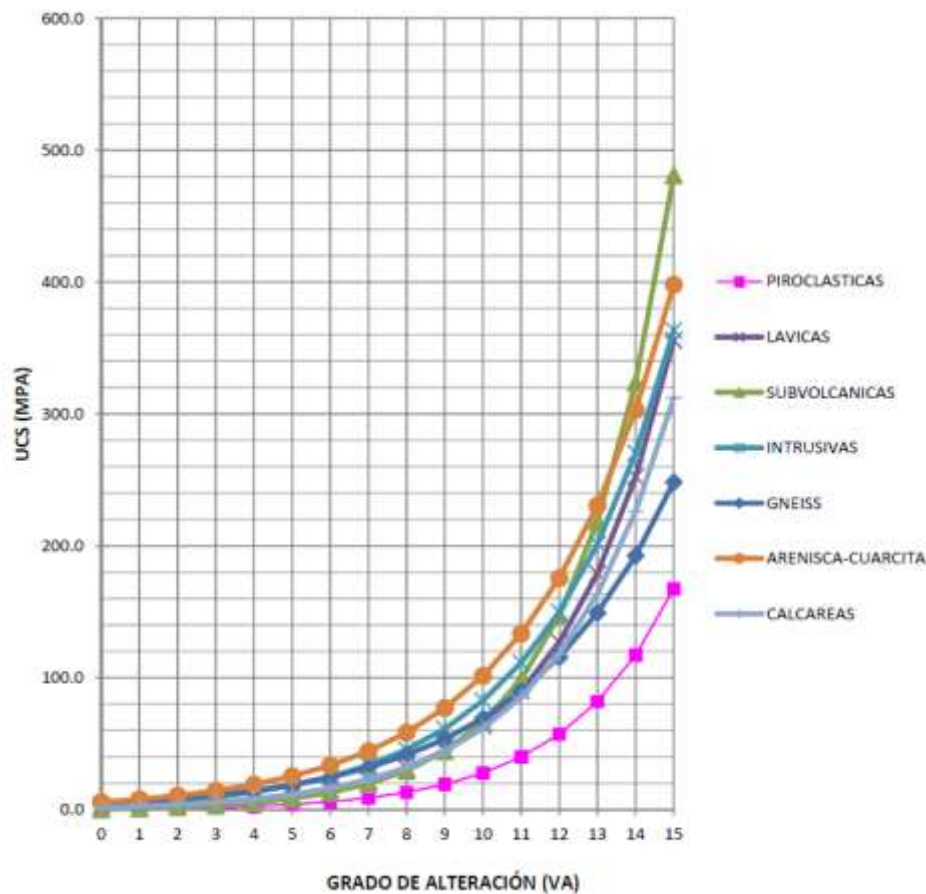


Figura 2.10. Relación entre el UCS y el grado de alteración (VA) en función a la valorización propuesta por Ale (2012) en casos de alteración hidrotermal para distintas litologías.

Por otra parte, Wyering et al (2015) desarrolló un índice de alteración (ASI) relacionado al valor del UCS para diferentes tipos de litologías de rocas en ambientes volcánicos de Nueva Zelanda, tal y como se observa en la Figura 2.11.

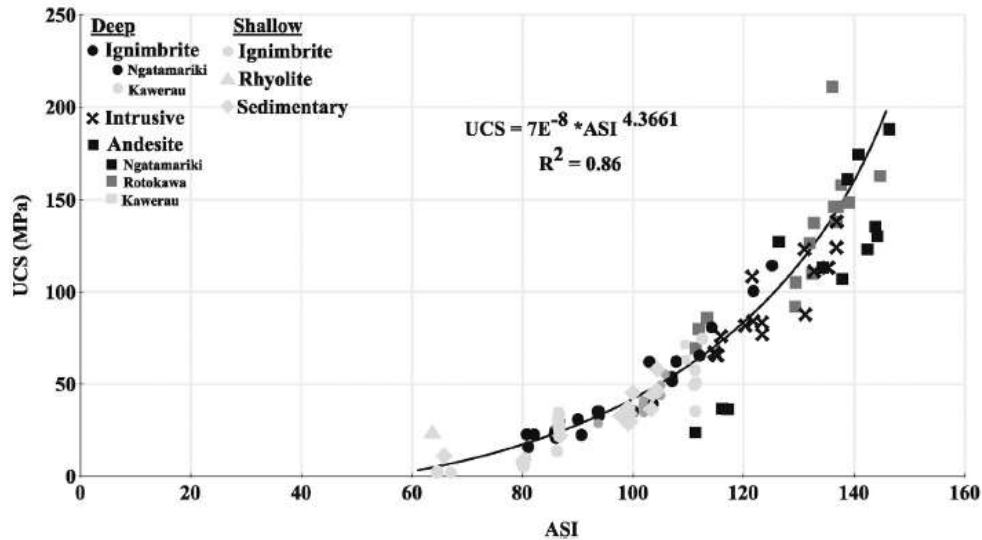


Figura 2.11. Relación entre el índice de alteración (ASI) propuesto por Wyering et al (2015) y el UCS para diferentes tipos de litologías.

Ambos estudios concluyen que el valor de UCS disminuye a medida que se incrementa el grado de alteración en la muestra.

Asimismo, Frolova (2014) muestra que independientemente de la composición de los fluidos hidrotermales y del tipo de alteración, las propiedades de las rocas cambian con el grado de alteración, como es el caso de las andesitas de la formación Kuril-KJamchatka en Rusia, Frolova (2014) muestra que propiedades como la densidad y el módulo de elasticidad de la roca disminuyen a medida que se incrementa la intensidad de la alteración, tal y como se puede observar en las Figuras 2.12 y 2.13.

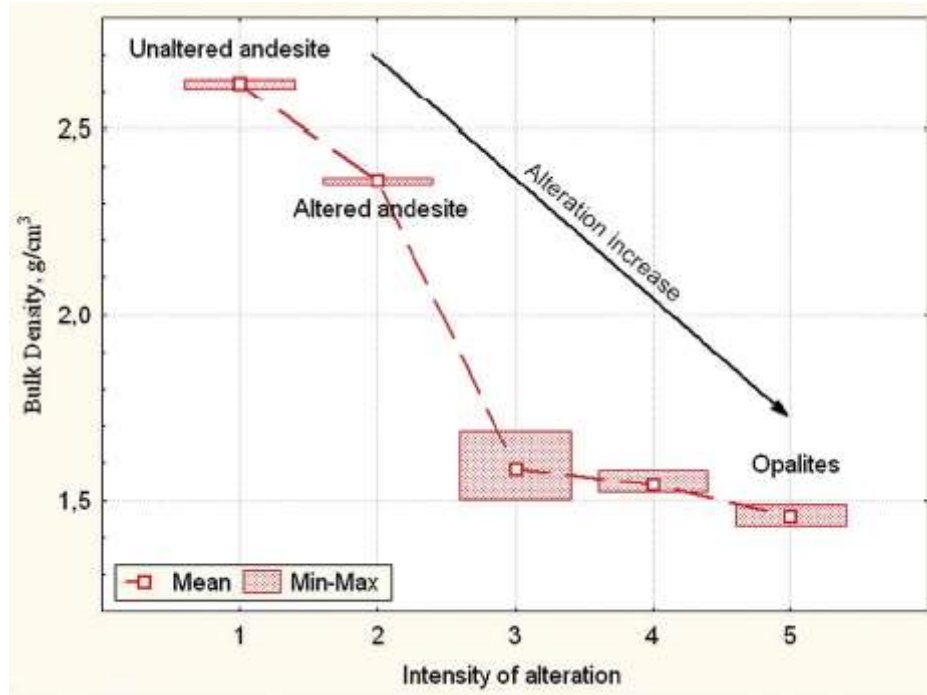


Figura 2.12. Relación entre la intensidad de la alteración y la densidad para rocas Andesitas de la Formación Kuril-Kjamchatka en Rusia (Frolova, 2014).

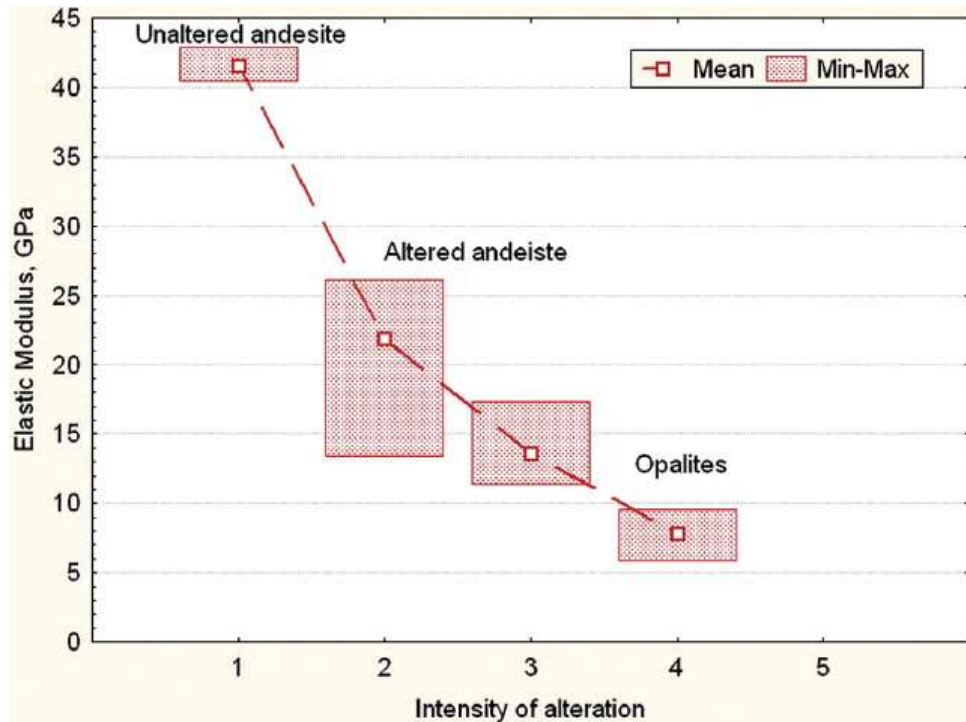


Figura 2.13. Relación entre la intensidad de la alteración y el Módulo de Elasticidad para rocas Andesitas de la Formación Kuril-Kjamchatka en Rusia (Frolova, 2014).

## CAPÍTULO III: REVISION DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

### 3.1 GEOLOGÍA DEL YACIMIENTO Y TIPOS DE ALTERACIONES HIDROTERMALES

De acuerdo a Meagher y Humphries (2012), el depósito en consideración para el caso de estudio posee un sistema de pórfidos de cobre y molibdeno que incluye aleación de cobre y mineralización tipo skarn. Múltiples fases de monzonita y pórfido monzonítico han intruido una secuencia de areniscas, lutitas y calizas del Cretácico Micrítico.

La mayor parte de la litología del yacimiento se compone de **Monzonítica Porfirítica o Porfidos Monzoníticos** los cuales se encuentran en toda la extensión del área de estudio y forman el cuerpo principal de la mineralización económica. La monzonita porfirítica es de grano medio a fino, de textura porfirítica y de color blanquecino a gris claro.

La mayor parte de la mineralización está asociada con la **alteración potásica** y vetas de cuarzo. **La alteración propilítica** es periférica a la alteración potásica y se extiende más de un kilómetro de los contactos intrusivos de pórfido. El ensamble de alteración mineral propilítica incluye epidota-clorita-calcopirita-rodocrosita. La calcopirita subordinada también está presente, llenando fracturas o en sustitución de minerales máficos, venillas y las venas de esfalerita-galena se distribuyen como un halo a la mineralización de cobre y molibdeno dentro del halo de alteración propilítica, que se producen a una distancia del sistema de pórfidos de cobre de hasta 3 kilómetros. **La alteración filica** forma un caparazón generalizado que rodea y, a veces sobrepone a alteración potásica. La alteración filica acompaña a la destrucción casi completa de la textura de las rocas primarias; la asociación mineral incluye sericita-cuarzo-pirita, calcopirita cantidades limitadas de venas y venillas. En el contacto entre los intrusivos y calizas, magnetita ± skarn de granate se desarrolla, mientras que una asociación piroxeno-diópsido (granate-epidota) es más común en las areniscas calcáreas y arcosas de la formación Chilloroya. La alteración tipo **skarn** es volumétricamente mucho menor, pero los grados son normalmente altos.

Asimismo, de acuerdo a Meagher y Humphries (2012), la deformación estructural ha jugado un papel importante en la formación y la localización de la alteración



hidrotermal y mineralización de cobre, molibdeno, plata y oro, incluyendo la formación de skarn.

### 3.2 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

Se realizaron dos campañas principales de investigación para la caracterización del modelo geotécnico, la primera realizada para la etapa de factibilidad y la segunda campaña realizada durante la etapa de operación. En la Figura 3.1 se presenta la localización de las investigaciones geotécnicas proyectadas en las paredes del tajo final.

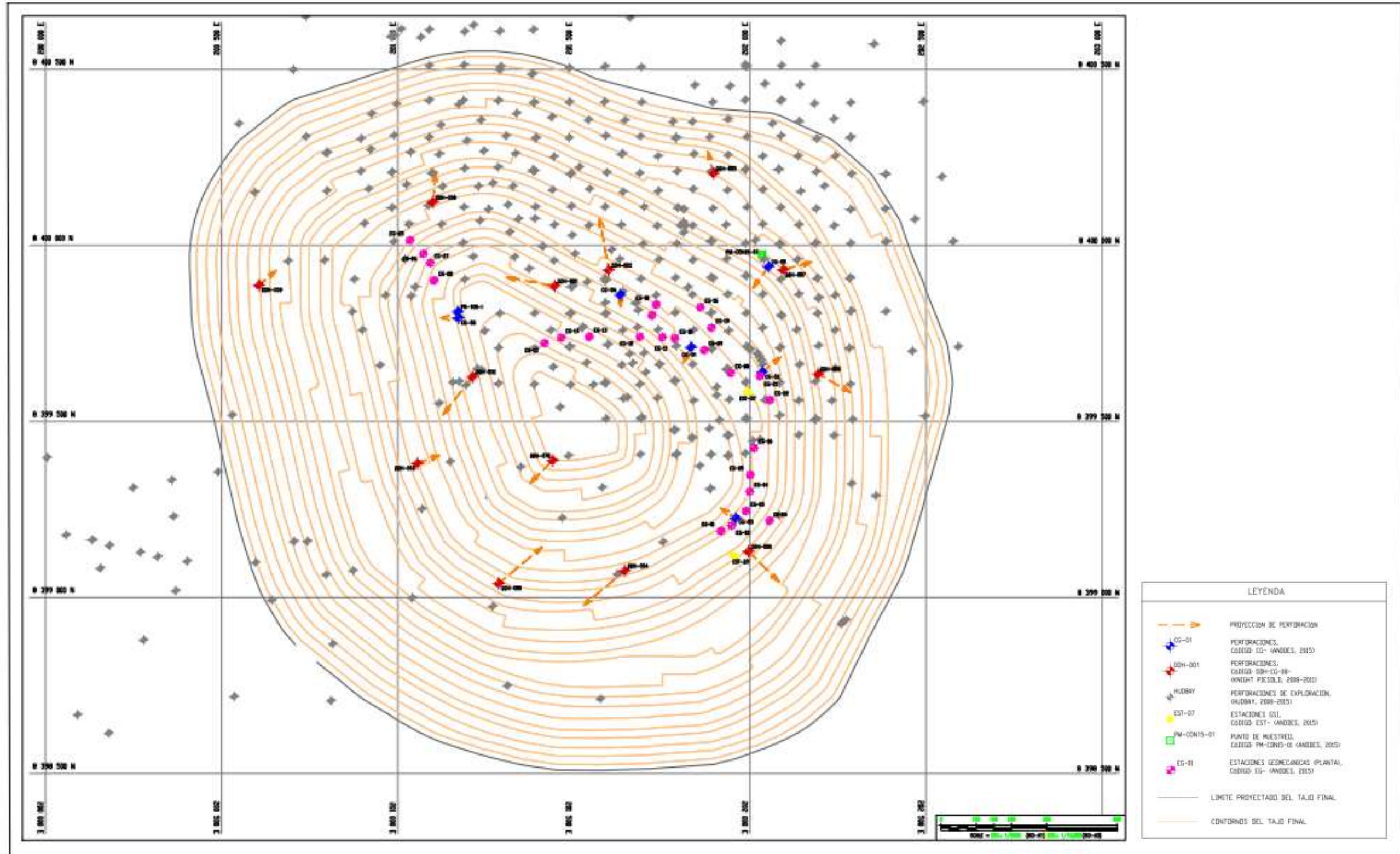


Figura 3.1. Localización de las Investigaciones Geotécnicas proyectadas en las Paredes del Tajo Final

### 3.2.1 Primera Campaña de Investigación

La primera campaña de investigación tuvo en cuenta el desarrollo de la ingeniería de factibilidad de los taludes para el tajo final.

El yacimiento fue caracterizado geomecánicamente en función a diversos índices geomecánicos, que utilizan datos del mapeo de superficie y de los testigos de perforación. Los principales índices geomecánicos considerados fueron: La resistencia a la compresión uniaxial (UCS), designación de la calidad de la roca (RQD) y clasificación de masa rocosa (RMR76).

Este estudio observó desde el punto de vista litológico que las resistencias de la roca intacta se mostraron como **alta a muy alta**. La combinación de las propiedades de la roca intacta y las características de las discontinuidades observadas en la roca dieron como resultado la designación de la calidad de la masa rocosa general de **mala a regular**, lo que significa que el macizo rocoso se presenta muy fracturado a medianamente fracturado.

#### 3.2.1.1 Diseño de los Taludes del Tajo Final – Etapa de Factibilidad

En función al equipo de minado que se utilizará, los taludes constarán de bancos simples, de 15 m de altura.

De acuerdo con el consultor, se recomendaron ángulos de cara de banco (BFA) de 65° para los sectores Noroeste, Noreste y Sureste y BFA de 60° para el Sector Suroeste, donde se observa la presencia de una masa rocosa más débil.

Las características de las estructuras mayores y/o geometrías de los bancos en combinación con la calidad del macizo rocoso determinaron los ángulos de talud inter-rampa (IRA). En los Sectores Noroeste, Noreste y Sureste se recomendó un IRA de 45°. Para el Sector Suroeste, se recomendó un IRA más inclinado. La siguiente tabla resume los criterios de diseño recomendados:

**Tabla 3.1. Criterios de Diseño Recomendados en la Etapa de Factibilidad - Primera Campaña de Investigación (Fuente: Knight Piesold, 2013).**

Sector de Diseño del Tajo	Dominio Geotécnico	Altura de banco (m)	Ancho del Banco (m)	Angulo de Cara del Banco (°)	Angulo inter-rampa (°)	Altura Máxima de los Taludes Inter-rampa (m)
Suroeste	B-II: Roca intrusiva fuertemente fallada	15,0	9,0	60	40	200
Noroeste	B-I: Roca intrusiva ligeramente fallada	15,0	8,0	65	45	200
Noreste	B-I: Roca intrusiva ligeramente fallada	15,0	8,0	65	45	200
Sureste	A: Roca sedimentaria	15,0	8,0	65	45	200

### 3.2.2 Segunda Campaña de Investigación

La segunda campaña tuvo como su principal objetivo la actualización del modelo geotécnico y la determinación de los criterios de diseño para las primeras fases de explotación.

De acuerdo con el trabajo realizado, se pudo constatar que dentro del depósito se encuentran 6 tipos de alteración principales: argílica, fílica, potásica, propilítica, silicificación y skarn.

La ubicación y distribución de las alteraciones presentes dentro del yacimiento es dinámica y esto es debido al continuo proceso de investigación por parte del área de geología, la cual usualmente se encuentra actualizando el modelo en función a los taladros llevados a cabo cada año para diferentes propósitos. En este caso se tomó el modelo geológico híbrido, junio 2018.

La evaluación geológica-geotécnica permitió desarrollar la zonificación geomecánica del tajo, identificando cuatro zonas de dominio geomecánico para la cual se consideraron principalmente la litología, alteraciones, calidad del macizo rocoso y características físicas y geomecánicas similares.

### 3.2.3 Resumen de Investigaciones Geotécnicas Realizadas

#### 3.2.3.1 Perforaciones

Se ejecutaron en total 19 perforaciones orientadas entre las campañas del 2008, 2011 y 2015. Durante el proceso de perforación en su mayoría se utilizó el método rotativo de recuperación sistema "wire line", con tubería HQ3 (triple tubo), se usó además el sistema de revestimiento HW (casing), el cual protege el taladro de los derrumbes de suelo, a manera de evitar el atrapamiento de tubería. La ubicación y orientación de las perforaciones se realizaron de tal manera que se pueda obtener la mejor información relacionada a las fases de explotación.

El resumen general de las perforaciones ejecutadas se presenta en la Tabla 3.2. La Figura 3.2 muestra la ubicación de las perforaciones geotécnicas realizadas.

**Tabla 3.2. Resumen de Perforaciones Geotécnicas Realizadas (Fuente: Elaboración Propia)**

Año de programa de perforaciones	Perforación	Coordenada UTM*		Cota del collar (m)	Azimut (°)	Inclinación (°)	Longitud (m)
		Este	Norte				
2008	DDH-CG-08-001	201 446	8 399 885	4 370,9	280	-63	300,90
	DDH-CG-08-002	201 599	8 399 930	4 394,3	350	-65	350,65
	DDH-CG-08-003	201 897	8 400 205	4 418,6	345	-65	160,60
	DDH-CG-08-004	201 645	8 399 076	4 287,2	230	-60	307,20
	DDH-CG-08-005	201 996	8 399 131	4 346,5	135	-65	299,75
	DDH-CG-08-006	202 194	8 399 635	4 377,1	120	-65	252,40
	DDH-CG-08-007	202 095	8 399 931	4 443,7	075	-65	200,20
	DDH-CG-08-008	201 100	8 400 123	4 327,2	005	-65	200,00
	DDH-CG-08-009	200 606	8 399 887	4 270,4	050	-65	155,80
	DDH-CG-08-010	201 056	8 399 381	4 221,2	070	-65	159,85
2011	DDH-CG-11-032	201 213	8 399 627	4 277,7	218	-70	401,25
	DDH-CG-11-078	201 440	8 399 389	4 298,0	225	-80	525,35
	DDH-CG-11-085	201 287	8 399 040	4 225,3	050	-50	249,85
2015	CG-01	201 832	8 399 711	4 290,4	207	-70	150,00
	CG-02	201 972	8 399 586	4 290,1	51	-70	200,00
	CG-03	201 957	8 399 226	4 289,8	304	-70	150,00
	CG-04	201 632	8 399 860	4 380,4	180	-80	200,10
	CG-05	202 068	8 399 891	4 424,3	216	-60	150,70

Año de programa de perforaciones	Perforación	Coordenada UTM*		Cota del collar (m)	Azimut (°)	Inclinación (°)	Longitud (m)
		Este	Norte				
	CG-06	201 172	8 399 572	4 303,6	270	-70	149,30

### 3.2.3.2 Ensayos de Carga Puntual (PLT)

Se realizaron ensayos de carga puntual los cuales fueron ejecutados con la finalidad de conocer la resistencia del macizo de acuerdo a las condiciones geológicas encontradas. Los resultados de estos ensayos fueron utilizados en la evaluación geotécnica de la estabilidad del tajo abierto.

Se realizaron un total de 420 ensayos de carga puntual in situ, permitiendo obtener el índice de resistencia mediante la aplicación de una carga concentrada en dos punzones cónicos metálicos. Las modalidades del ensayo fueron diametrales, axiales, de bloque, fragmentos irregulares y de anisotropía. En el presente estudio se utilizó el ensayo diametral y los núcleos ensayados se obtuvieron de los tramos zonificados.

En los ensayos de carga puntual, para el cálculo de la resistencia a la compresión uniaxial, normalmente se utiliza un factor de correlación de 23 a 24, sin embargo, este factor tiene una alta variabilidad según la litología y/o alteración de la roca (Hoek, 2012).

De esta manera, se tomó en cuenta el índice de carga puntual corregido ( $I_{s(50)}$ ) correlacionando los resultados de la resistencia a la compresión uniaxial y los ensayos de carga puntual obtenidos en laboratorio considerando el mismo tipo de alteración de forma que los materiales que han sido ensayados tengan las mismas propiedades físicas.

Las Figuras 3.2 a 3.5 muestran el análisis de los resultados obtenidos mediante histogramas de frecuencia de los tipos de alteración con una mínima población de datos de 40.

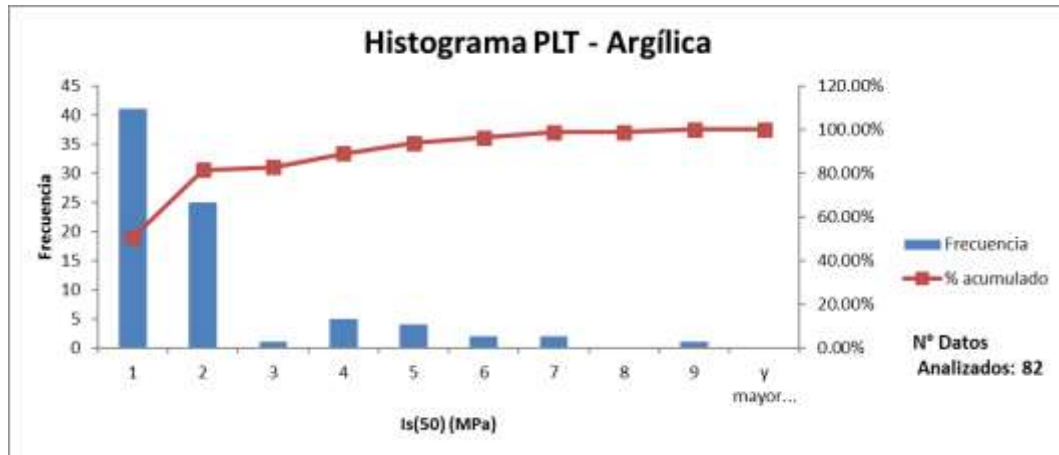


Figura 3.2. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Argílica.

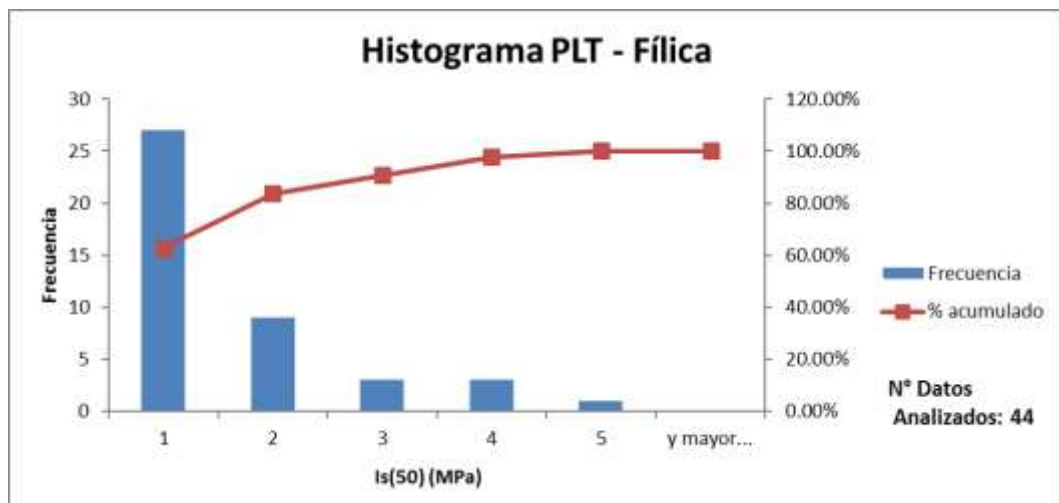


Figura 3.3. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Fílica.

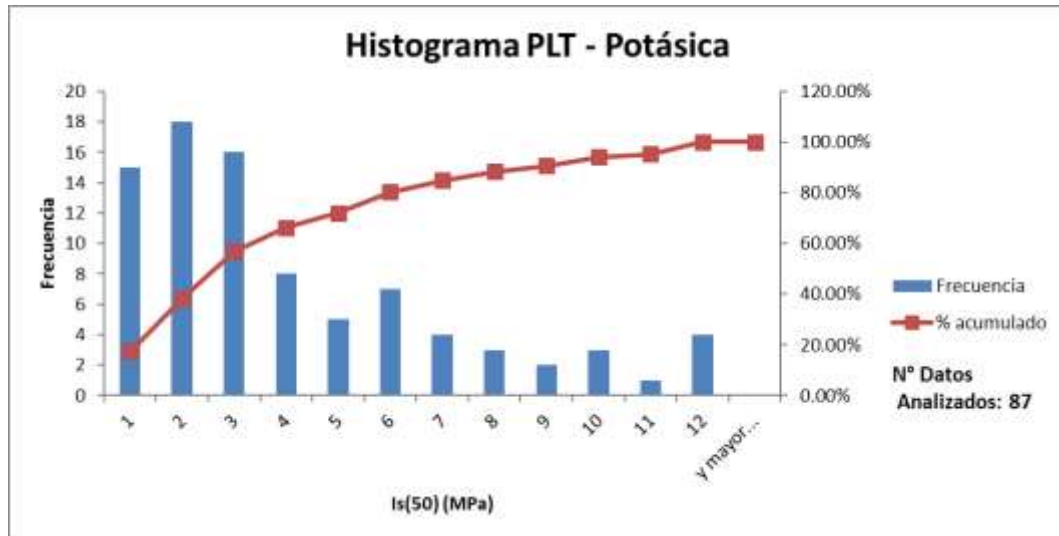


Figura 3.4. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Potásica.

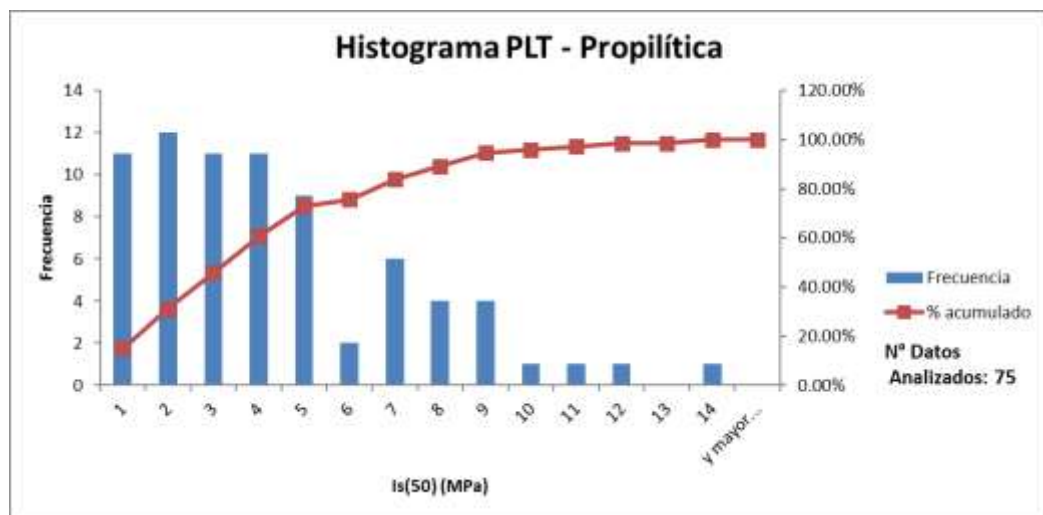


Figura 3.5. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Propilítica.

Como se puede observar, si se toma en cuenta el 80% de los ensayos realizados, las resistencias mostradas por algunos tipos de alteraciones son menores a otras, tal es el caso de las alteraciones argílicas y fílicas, las cuales ofrecen resistencias menores a las alteraciones potásicas y propilíticas.



### 3.2.3.3 Propiedades Físicas de la Roca

Se seleccionaron muestras representativas de bloques y testigos de roca en el área del tajo de perforaciones y muestras superficiales. Los ensayos fueron ejecutados según los procedimientos indicados en la norma ASTM D-2216-02.

Las Figuras 3.6 a 3.9 muestran el análisis de los resultados obtenidos para los ensayos de densidad seca mediante histogramas de frecuencia por tipos de alteración considerando una mínima población de datos de 10.

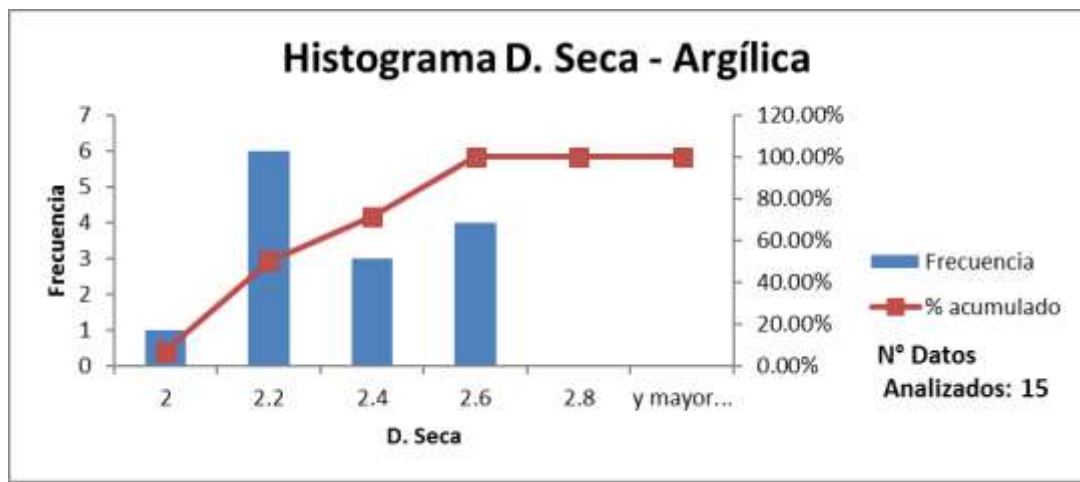


Figura 3.6. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Porosidad para la Alteración Argílica.

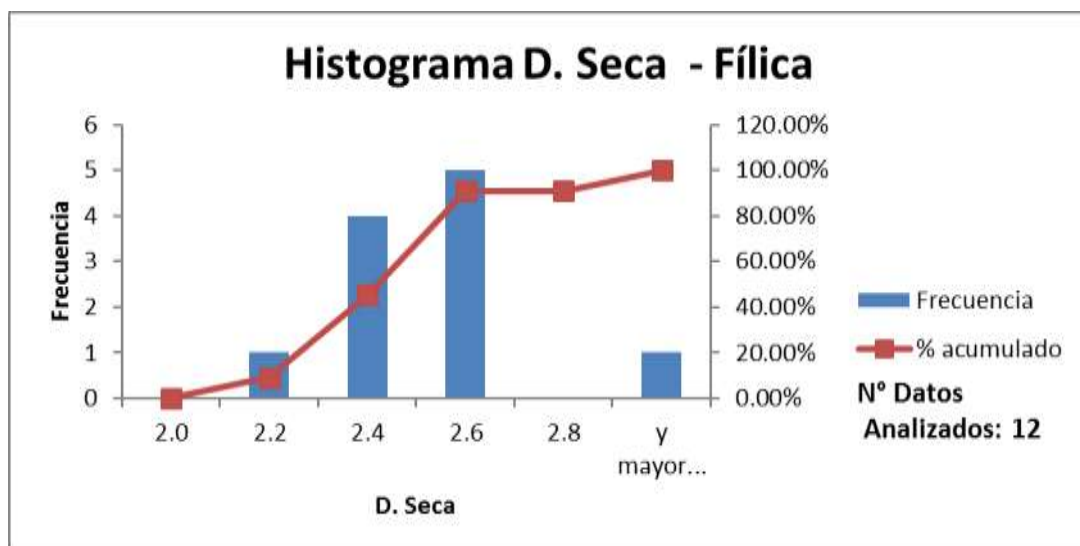


Figura 3.7. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Porosidad para la Alteración Fílica.

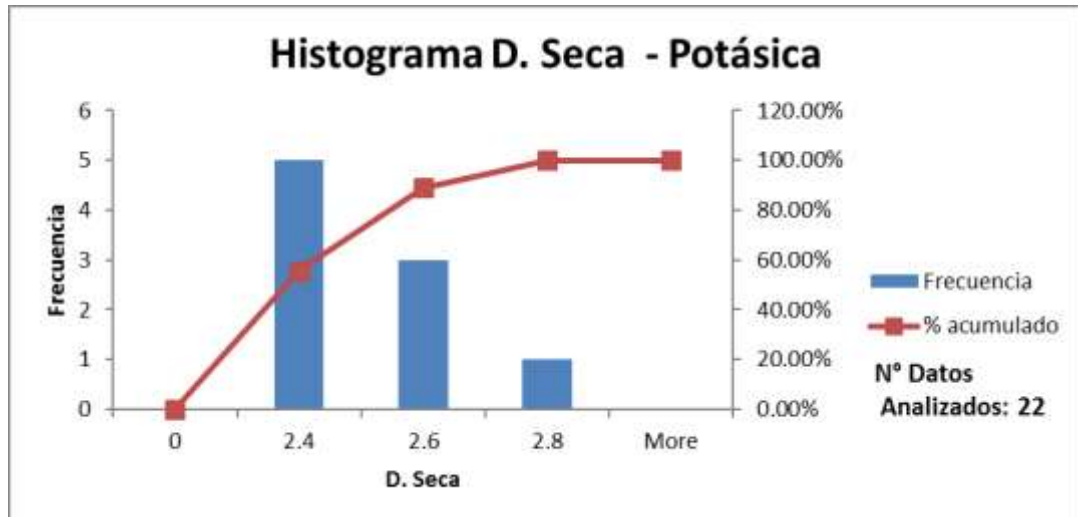


Figura 3.8. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Porosidad para la Alteración Potásica.

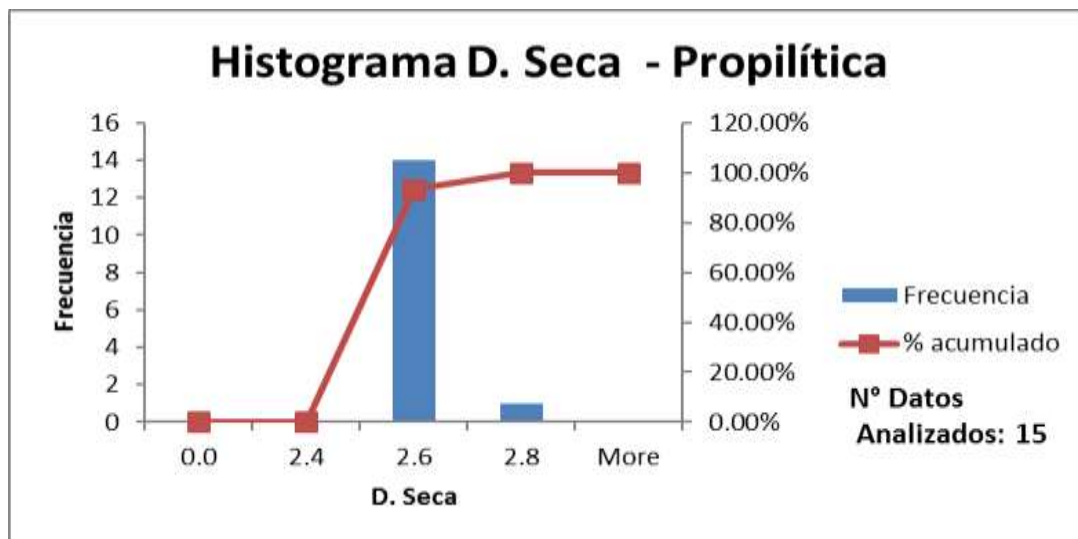


Figura 3.9. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Porosidad para la Alteración Propilítica.

Por otra parte, las Figuras 3.10 a 3.13 muestran el análisis de los resultados obtenidos para los ensayos de porosidad mediante histogramas de frecuencia por tipos de alteración considerando una mínima población de datos de 10.

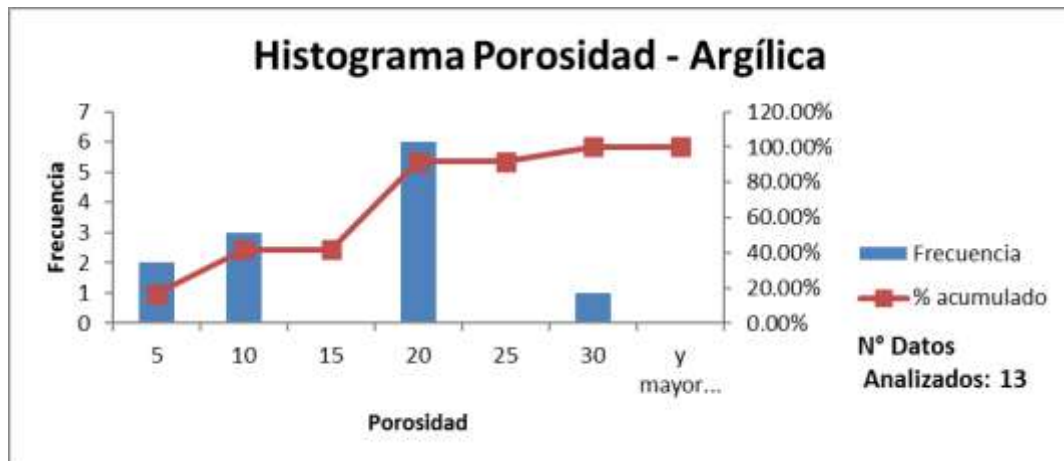


Figura 3.10. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Argílica.

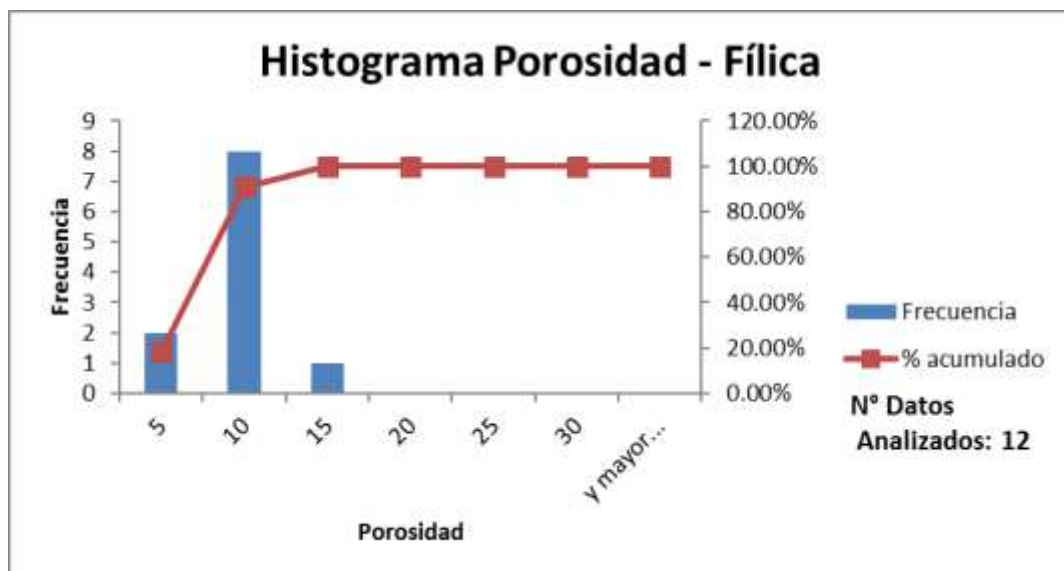


Figura 3.11. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Fílica.

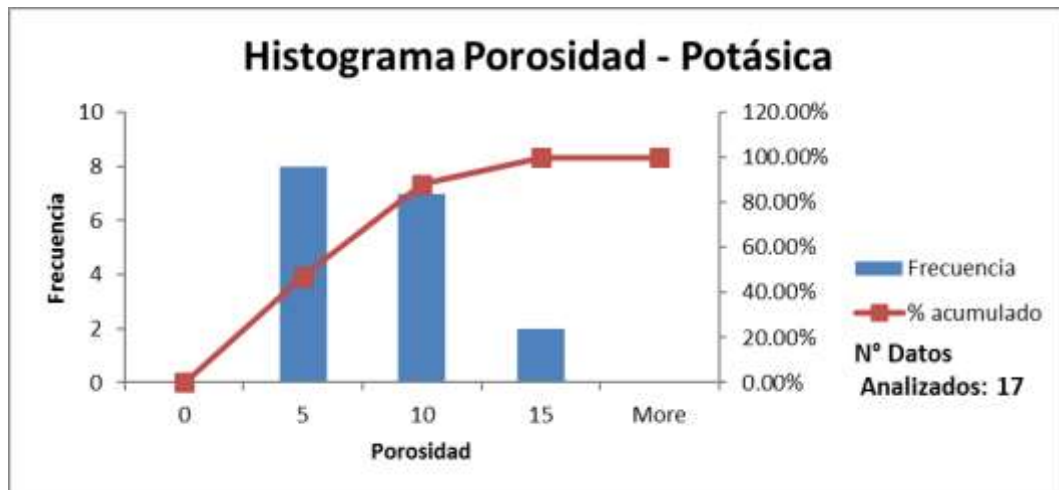


Figura 3.12. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Potásica.

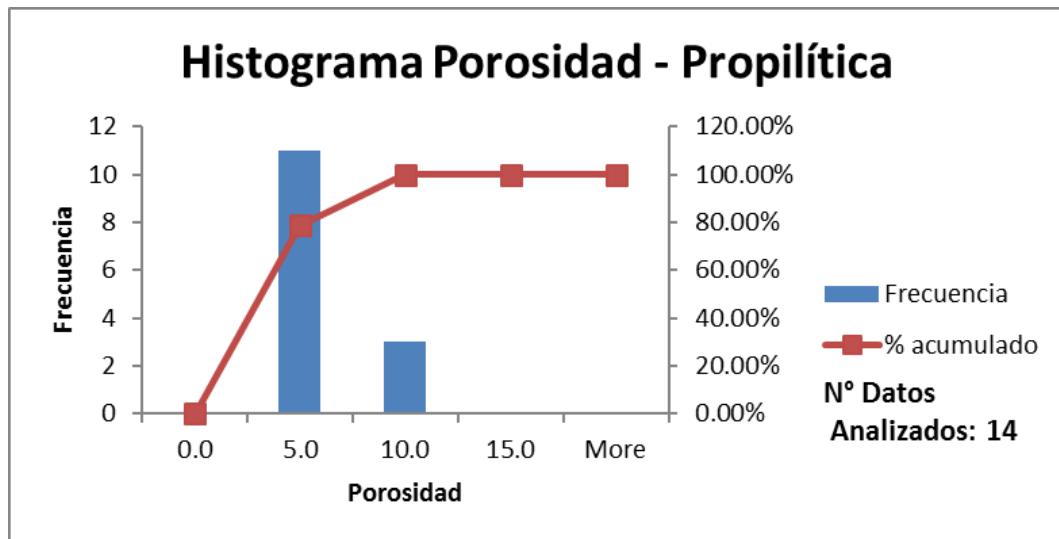


Figura 3.13. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Propilítica.

Considerando la mayor parte de los ensayos realizados, en el caso de la densidad seca se puede observar que las menores densidades se vinculan a las alteraciones argílica y fílica y las mayores a las alteraciones potásicas y propilítica, mientras que, en el caso de la porosidad, las alteraciones analizadas presentan distribuciones y rangos similares

### 3.2.3.4 Ensayo de Compresión No Confinada (UCS)

Se realizaron ensayos de compresión no confinada. Los ensayos fueron ejecutados según los procedimientos indicados en la norma ASTM D-2938.

las Figuras 3.14 a 3.17 muestran el análisis de los resultados obtenidos para los ensayos de compresión no confinada mediante histogramas de frecuencia por tipos de alteración considerando una mínima población de datos de 10.

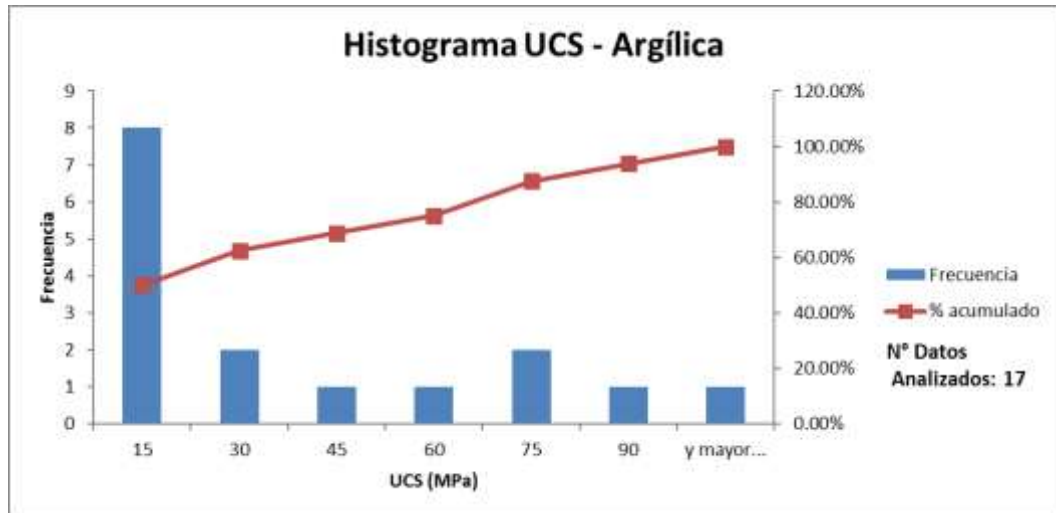


Figura 3.14. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Compresión no Confinada (UCS) para la Alteración Argílica.

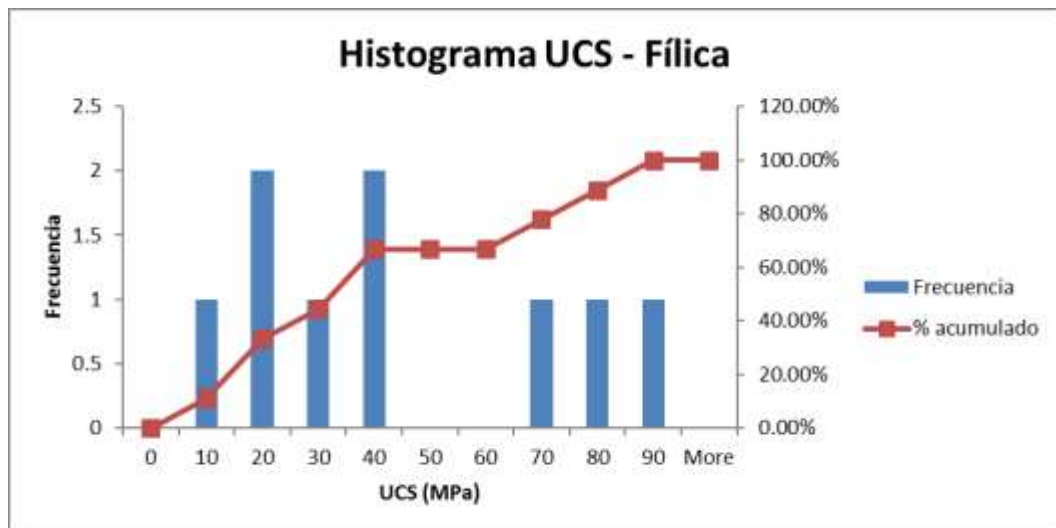


Figura 3.15. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Compresión no Confinada (UCS) para la Alteración Fílica.

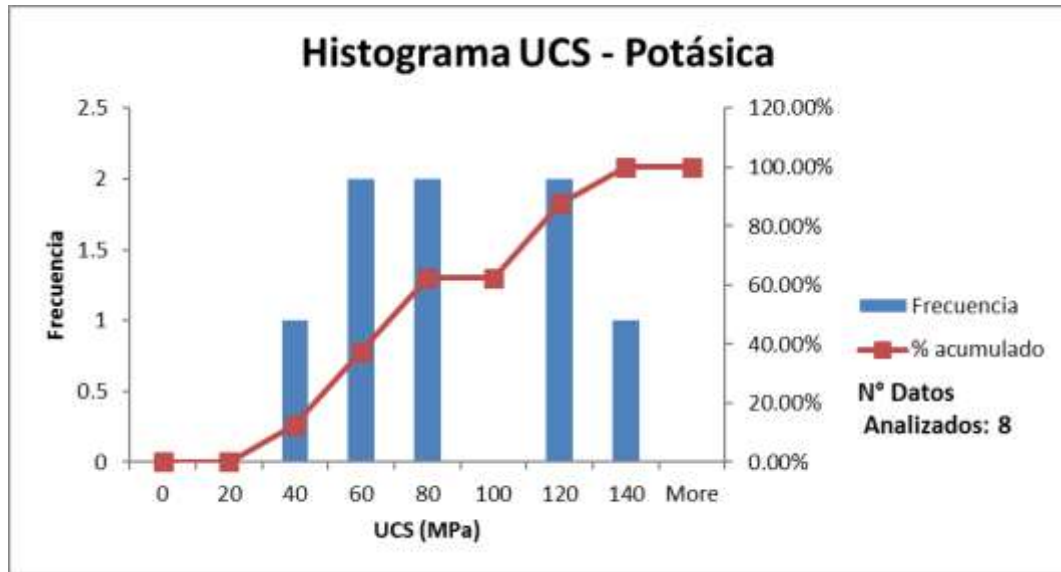


Figura 3.16. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Compresión no Confinada (UCS) para la Alteración Potásica.

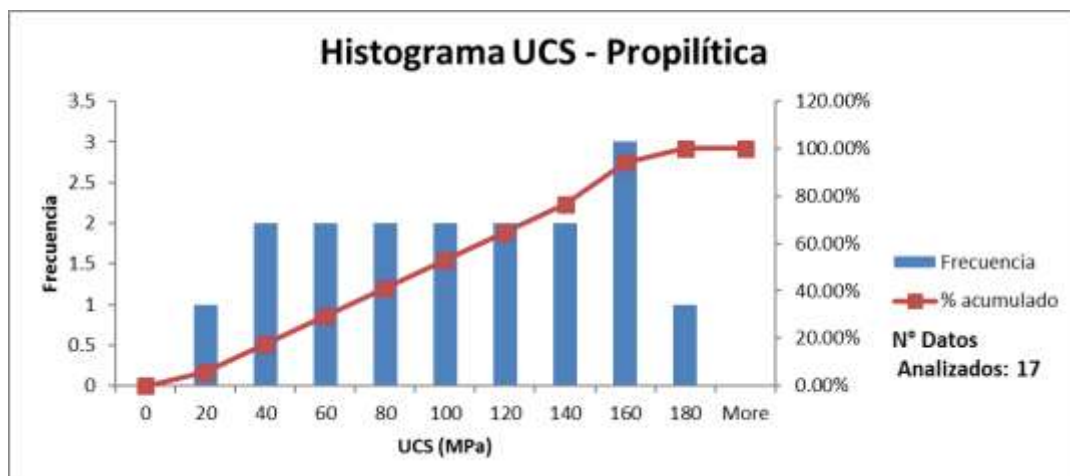


Figura 3.17. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Compresión no Confinada (UCS) para la Alteración Propilítica.

Considerando la mayor parte de los ensayos realizados, se puede observar que las alteraciones argílica y fílica presentan valores de resistencia bajos, mientras que, la alteración potásica y propilítica, presentan valores medios a altos. Las alteraciones analizadas presentan tendencias y distribuciones similares a las encontradas en los ensayos de carga puntual.

### 3.2.3.5 Ensayo de tracción indirecta

Se realizaron ensayos de tracción indirecta (ensayo brasilero). Los ensayos fueron ejecutados según los procedimientos indicados en la norma ASTM D-3967.

Las Figuras 3.18 a 3.20 muestran el análisis de los resultados obtenidos para los ensayos de tracción indirecta mediante histogramas de frecuencia por tipos de alteración considerando una mínima población de datos de 10.

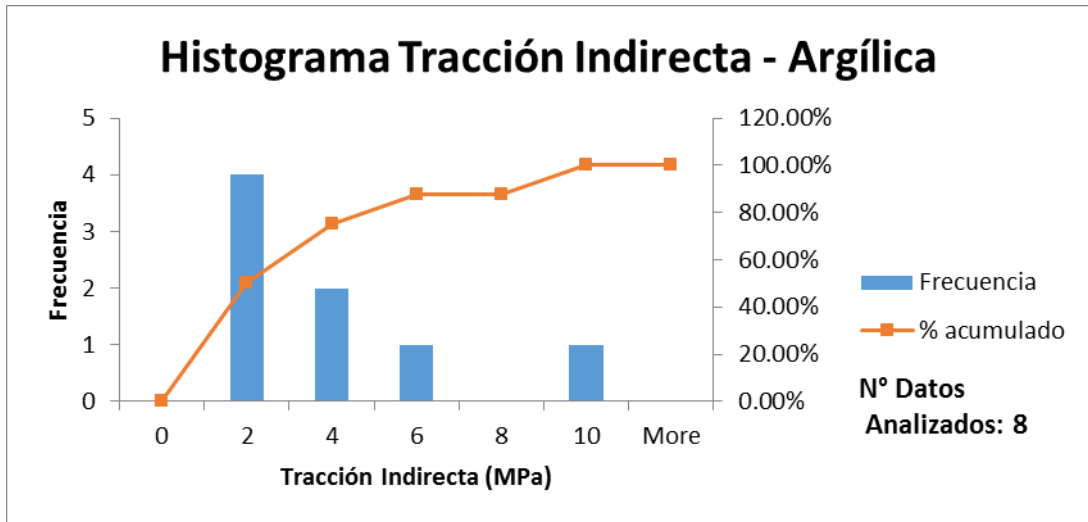


Figura 3.18. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Tracción Indirecta para la Alteración Argílica.

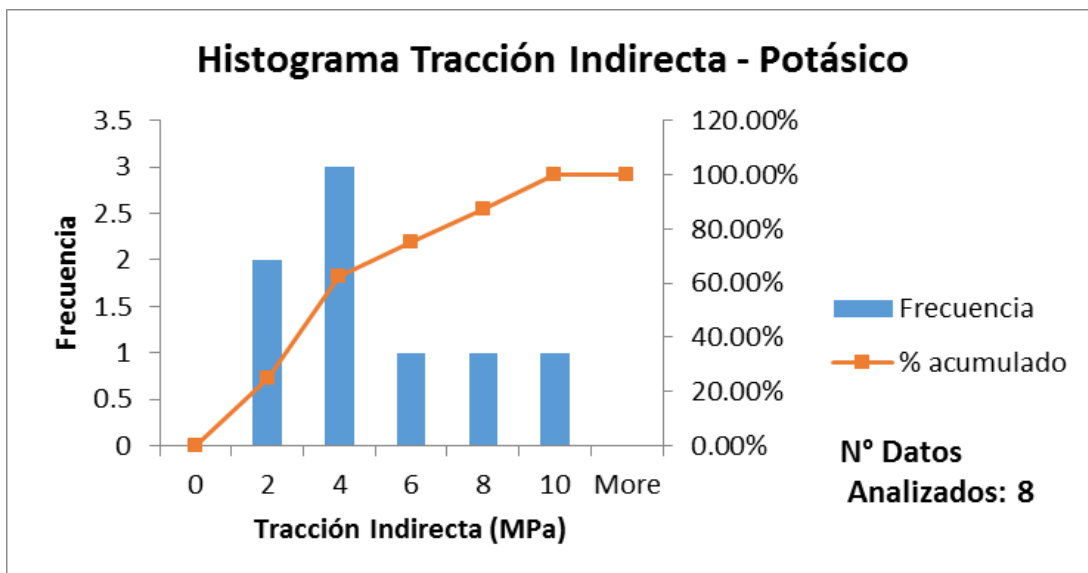
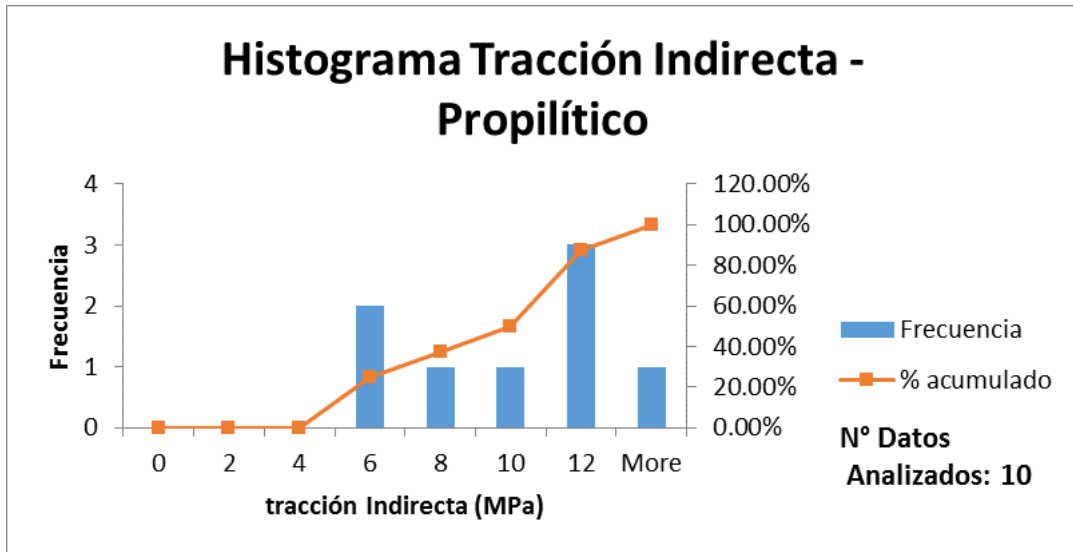


Figura 3.19. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Tracción Indirecta para la Alteración Potásica.



**Figura 3.20. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Densidad Seca para la Alteración Propilítica.**

Considerando la mayor parte de los ensayos realizados, se puede observar que las alteraciones argílica y fílica presentan valores de resistencia menores que los mostrados por la alteración propilítica. Las alteraciones analizadas presentan tendencias y distribuciones similares a las encontradas en los ensayos de carga puntual y UCS.

#### 3.2.3.6 Ensayos de resistencia cortante triaxial

Se realizaron ensayos triaxiales en muestras obtenidas de las perforaciones realizadas en las campañas de investigación geotécnica. El objetivo de estos ensayos es obtener parámetros de resistencia de la roca intacta. Los ensayos fueron ejecutados según los procedimientos indicados en las normas ASTM D-2664 y ASTM D-5407 para rocas.

#### 3.2.3.7 Ensayo de velocidades de ondas y módulos elásticos dinámicos

Se realizaron ensayos de velocidad de onda y módulos elásticos dinámicos con para determinar los parámetros elásticos.

El resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio se presenta en el **Anexo A**.



## CAPÍTULO IV: CARACTERIZACIÓN DEL MODELO GEOTÉCNICO

### 4.1 EVALUACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

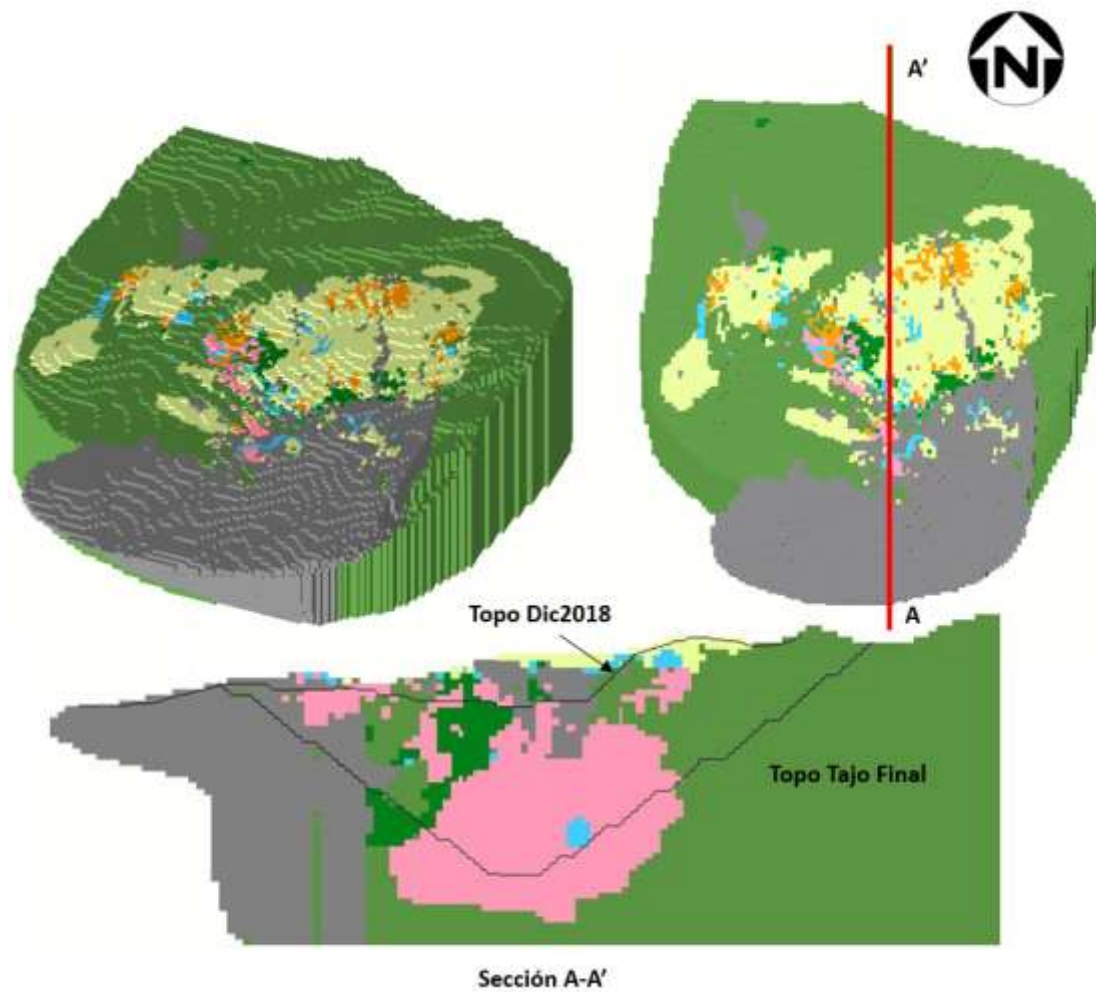
La caracterización del macizo rocoso tomó en cuenta la información de investigaciones geotécnicas, el modelo geológico híbrido junio 2018 y las actualizaciones del mapeo, identificación de la litología y alteraciones presentes de acuerdo al avance de minado.

Las unidades geotécnicas fueron tomadas en cuenta en base a las alteraciones presentes en el modelo híbrido de junio 2018, el cual considera los rangos de colores y códigos mostrados en la Tabla 4.1 para su correcta representación.

Tabla 4.1. Rangos de Colores y Códigos del Modelo Híbrido 3D Junio 2018

Alteración		
Símbolo	Descripción	Color
ARG	Argílica	Amarelo
PHY	Fílica	Ciano
POT	Potásica	Rosa
PRO	Propilítica	Verde oscuro
SIL	Silicificación	Naranja
SKN	Skarn	Verde brillante
FR	Inalterada (Roca Fresca)	Gris

En la Figura 4.1 se presenta una imagen del modelo híbrido en 3D con una vista en planta y una vista en perfil considerando la topografía a Diciembre del 2018 y el diseño final del tajo de acuerdo al diseño MTPJun2018.



**Figura 4.1. Vista del Modelo de Alteraciones en 3D y una Sección Representativa con la Topografía a Diciembre 2018 y el Diseño de la Fase Final (Fuente: Hudbay, 2018).**

La Figura 4.2 muestra la proyección de las alteraciones en las paredes finales del tajo.

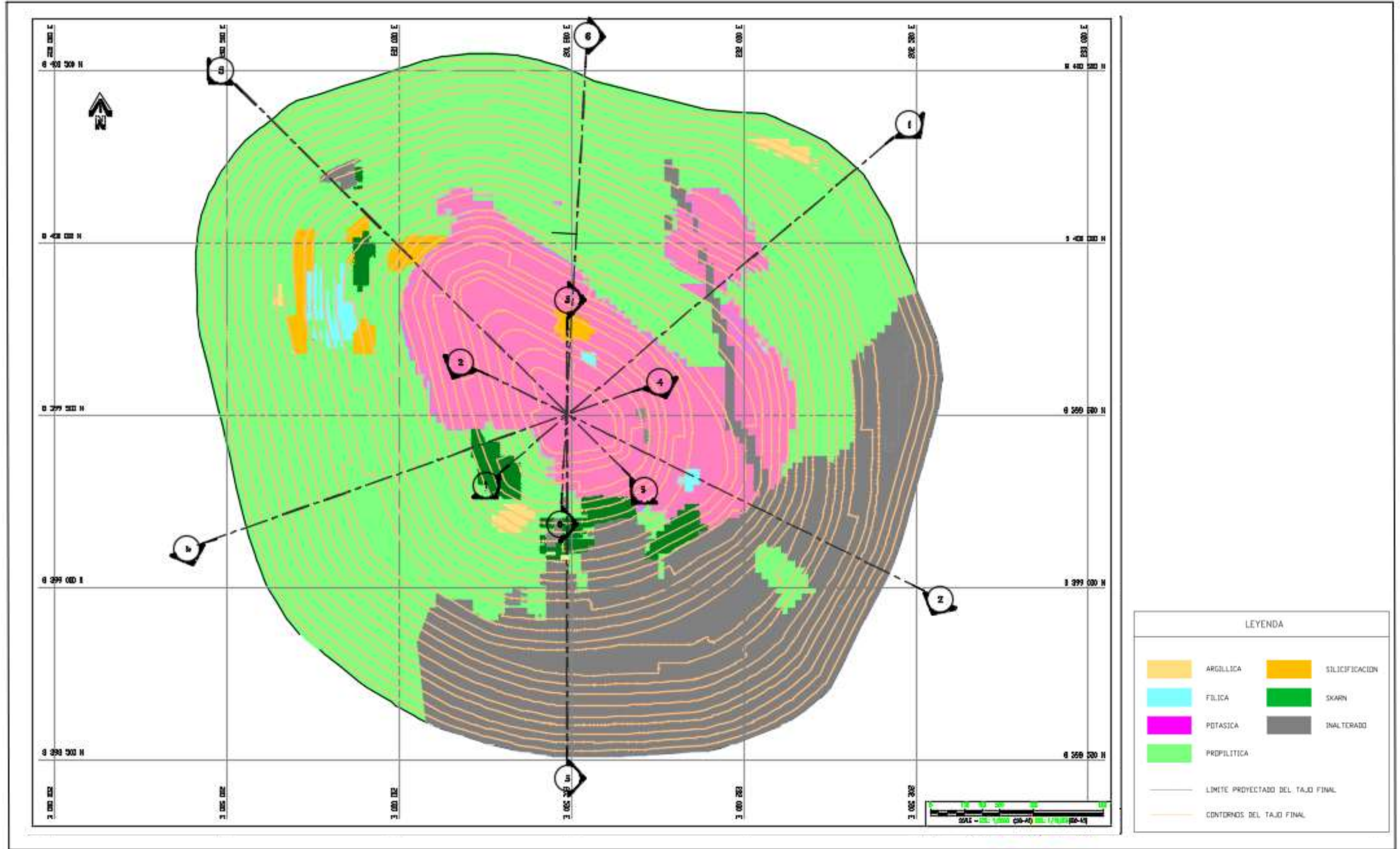


Figura 4.2. Proyección de las Alteraciones en las Paredes del Tajo Final

Como se puede observar, se tiene una mayor presencia de las alteraciones potásica, propilítica y roca inalterada en las paredes del tajo final.

Consecuentemente, se elaboraron secciones representativas considerando el diseño final del tajo para ser utilizadas en los análisis de estabilidad el cual se tratará en el capítulo V.

A continuación, se realiza una descripción de las unidades geotécnicas que fueron consideradas para la caracterización del modelo geotécnico:

#### 4.1.1 Argílica (Unidad I)

La alteración argílica si bien tiene presencia mayormente en la zona norte y noreste del yacimiento de manera superficial. De acuerdo con el modelo geotécnico, no posee presencia profundidad y tampoco en las paredes del tajo final.

De acuerdo con las investigaciones geotécnicas, las rocas con alteración argílica poseen pesos específicos promedio de 23 kN/m<sup>3</sup>, un rango de resistencia de la roca intacta de 5.1 a 86 MPa de acuerdo a los ensayos UCS y de 0.8 a 98.5 MPa de acuerdo a ensayos PLT.

La alteración argílica se caracteriza por presentar minerales característicos como arcillas tales como como montmorillonita y caolinita además de alunita, dickita, illita/ smectita y cuarzo. En esta alteración, la textura de la roca original se encuentra muy alterada y en condiciones de suelo residual por lo que su resistencia es típicamente baja.



**Figura 4.3. Muestra de Pórfido Monzonítico con Alteración Argílica Moderada (Fuente: Elaboración Propia).**

#### 4.1.2 Fílica (Unidad II)

La alteración fílica se presenta de manera superficial en las zonas norte, noreste y noroeste del yacimiento, no se muestra a profundidad y tampoco en las paredes del tajo final.

De acuerdo con las investigaciones geotécnicas, las rocas con alteración fílica poseen densidades promedio de 25 kN/m<sup>3</sup>, un rango de resistencia de la roca intacta de 7.4 a 74.8 MPa de acuerdo a los ensayos UCS y de 1.7 a 75 MPa de acuerdo a ensayos PLT.

Esta alteración se produce por la transformación de feldespatos (plagioclasas y feldespato potásico) a sericita y cuarzo secundario. En esta alteración, la textura de la roca original se encuentra moderadamente a muy alterada por lo que su resistencia es típicamente baja a media.



**Figura 4.4. Muestra de Pórfido Monzonítico con Alteración Fílica Débil (Fuente: Elaboración Propia).**

#### 4.1.3 Potásica (Unidad III)

La alteración potásica se presenta a mayor profundidad por debajo y alrededor de la alteración fílica, tiene una presencia importante en el yacimiento y se presenta generalmente en el pie y paredes inferiores del tajo final.

De acuerdo con las investigaciones geotécnicas, las rocas con alteración potásica poseen densidades promedio de 25 kN/m<sup>3</sup>, un rango de resistencia de la roca intacta de 27.3 a 124 MPa de acuerdo a los ensayos UCS y de 1.1 a 141 MPa de acuerdo a ensayos PLT.

La alteración potásica se produce por la alteración de plagioclasas y minerales máficos a feldespato potásico secundario y/o biotita secundaria. En esta alteración, la textura de la roca original se encuentra moderadamente alterada por lo que su resistencia es típicamente baja a media.

#### 4.1.4 Propilítica (Unidad IV)

Es la alteración más predominante y se encuentra por debajo de todas las alteraciones, se muestra en la mayor parte de las paredes y por debajo del tajo final. De acuerdo con las investigaciones geotécnicas, las rocas con alteración propilítica poseen densidades promedio de 26 kN/m<sup>3</sup>, un rango de resistencia de la roca intacta de 15.8 a 160.9 MPa de acuerdo a los ensayos UCS y de 1.9 a 131.4 MPa de acuerdo a ensayos PLT.

La alteración propilítica se caracteriza por presentar minerales de ensamble característicos tales como: epidota y/o clorita también albita, calcita y pirita. En esta alteración, la textura de la roca original se encuentra moderadamente alterada por lo que su resistencia es típicamente media.

#### 4.1.5 Silicificación (Unidad V)

Se ubica superficialmente en pequeñas zonas del yacimiento hacia el noreste, central y noroeste por encima de la alteración argílica, tiene poca a nula presencia en las paredes y por debajo del tajo final. De acuerdo con las investigaciones geotécnicas, las rocas con alteración propilítica poseen densidades promedio de 25 kN/m<sup>3</sup>, y un rango de resistencia de la roca intacta de 40 a 140 MPa de acuerdo a los ensayos UCS y PLT.

La silicificación es generada por la destrucción total de la mineralogía original, formando una masa silíceas. El mineral característico es la sílice como cuarzo secundario, pero también se presenta jaspe, calcedonia, chert, ópalo y otras variedades silíceas. En esta alteración, la textura de la roca original se encuentra totalmente alterada. Este tipo de alteración presenta una resistencia media a alta

con respecto a otras alteraciones probablemente debido a la introducción de masa silíceo.

#### 4.1.6 Skarn (Unidad VII)

Se ubica superficialmente hacia el sureste del tajo final. Si bien no se tiene un gran número de investigaciones en este tipo de alteración, las rocas con alteración Skarn poseen densidades promedio de 23 kN/m<sup>3</sup>, y un rango de resistencia de la roca intacta de 20 a 80.5 MPa de acuerdo a los ensayos UCS y PLT.

En esta alteración, la textura de la roca original se encuentra ligeramente alterada. Se puede apreciar que la roca posee una resistencia media.

#### 4.1.7 Inalterada (Unidad VIII)

Se ubica principalmente al igual que el skarn en el sector sur y sureste del tajo final, tiene una presencia importante en el yacimiento. No se encuentra mineralización en esta unidad. En estos tipos de rocas, la textura de la roca original se conserva y se encuentra sin alteración.

### 4.2 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

No se realizó una campaña de actualización con respecto a las estructuras presentes en el tajo, de esta manera solo se consideró la información disponible y actualizaciones puntuales con respecto al mapeo de bancos de acuerdo al avance de minado. Los límites de los dominios estructurales no fueron modificados y únicamente se considerará la influencia de las estructuras mayores en términos de fallas identificadas, los análisis para estructuras menores que representen riesgos a nivel de banco no se llevaron a cabo debido a que el objetivo de la investigación ha considerado únicamente los efectos del tipo de alteración en las propiedades de la roca intacta. La Figura 4.5 muestra las estructuras mayores proyectadas sobre las paredes del tajo final.

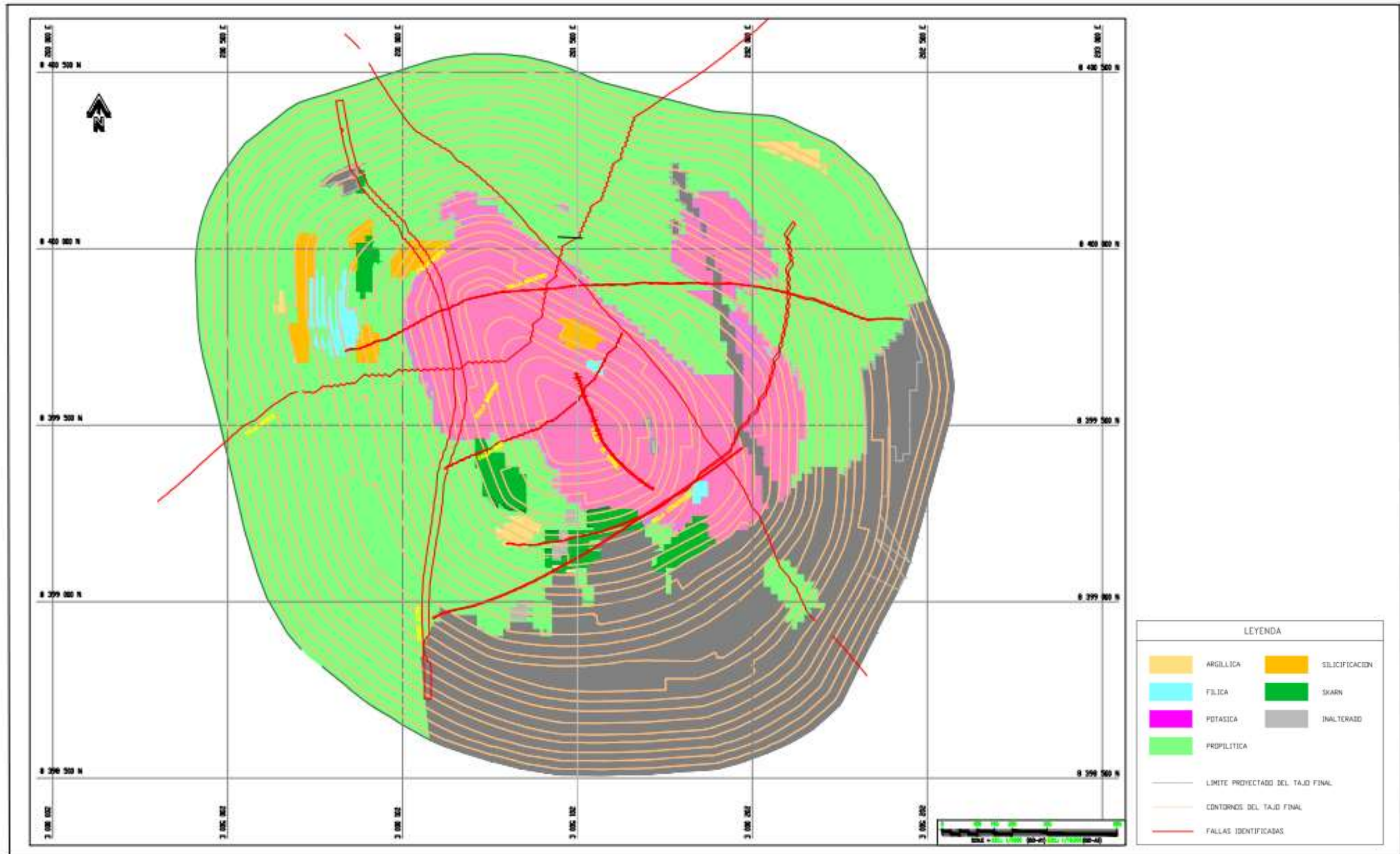


Figura 4.5. Proyección de las Estructuras Mayores en las Paredes del Tajo Final



### 4.3 CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

#### 4.3.1 Cálculo del Factor de Correlación de Ensayos PLT-UCS

Los ensayos de PLT frecuentemente son usados para determinar un valor de UCS para lo cual se necesita un factor de correlación (K). La siguiente expresión muestra la expresión para la obtención del valor de UCS en función al índice de carga puntual.

$$UCS = KI_s \quad (4.1)$$

Generalmente los valores de K varían entre 16 y 24, sin embargo, de acuerdo a Douglas (2002) y Johnston (1991) algunas rocas pueden presentar valores de K tan bajos como 4 y tan altos como 50.

Como consecuencia, se pueden presentar errores en el cálculo de K de hasta 50%; de acuerdo a Goodman (1989) la correlación mencionada es inexacta para rocas débiles y dichos valores deben ser calibrados.

Para reducir la incertidumbre, se determinaron valores de K calibrados correlacionando los ensayos de PLT y ensayos de laboratorio de UCS a una profundidad similar para una misma alteración. Como criterio principal se tomó en cuenta que los UCS válidos fueron graficados en contra del  $Is_{50}$  promedio de los 10 PLT más cercanos al UCS de igual litología/alteración, así mismo también se realizó una revisión y filtrado de datos de los ensayos PLT considerando lo siguiente:

- Tipo de rotura por la matriz (la cual indica que fue a causa de falla en la roca intacta).
- Valores mayores a 1.00 MPa en  $Is_{50}$ .

La Figura 4.6 muestra los resultados de las pruebas de resistencia a la compresión no confinada versus PLT ( $Is_{50}$ ).

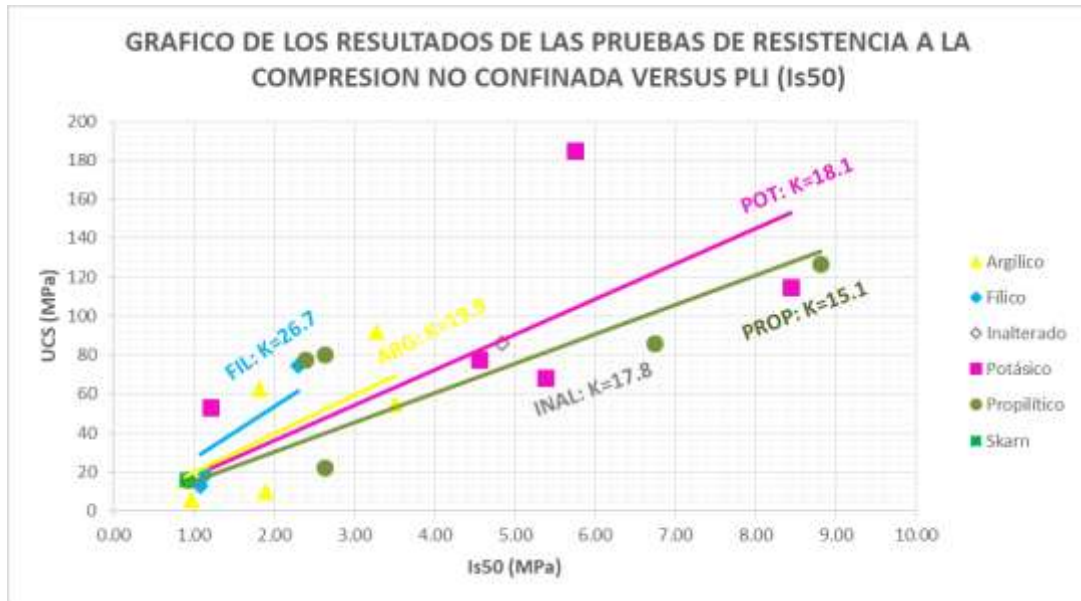


Figura 4.6. Resultados de las pruebas de resistencia a la compresión no confinada versus PLI (Is50) (Fuente: Elaboración Propia)

Los resultados de la evaluación se resumen la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Factores de Correlación UCS vs PLT según tipo de Alteración (Fuente: Elaboración Propia)

Unidad Geotécnica	Factor de Correlación K
Argílico	20.2
Fílico	26.7
Potásico	18.1
Propilítico	15.1
Silicificación (*)	24.0
Skarn (*)	24.0
Inalterado	17.8

(\*) Se consideró un valor típico de 24 para la Silicificación y Skarn al no contar con suficientes ensayos de carga puntual y UCS.

#### 4.3.2 Resultados de los Ensayos PLT

Se obtuvieron valores de UCS equivalente con el factor de correlación calculado para cada ensayo PLT. Previamente se realizó un filtrado de la data debido a la gran dispersión de datos para un mismo tipo de alteración. Con los datos ya filtrados se procedió a obtener datos de estadística descriptiva para un mejor entendimiento y análisis de cada tipo de alteración.

Las Figuras 4.7 a 4.11 muestran el análisis de los resultados de valores UCS obtenidos de los ensayos de carga puntual (PLT) mediante histogramas de frecuencia por tipos de alteración considerando una mínima población de datos de 10.

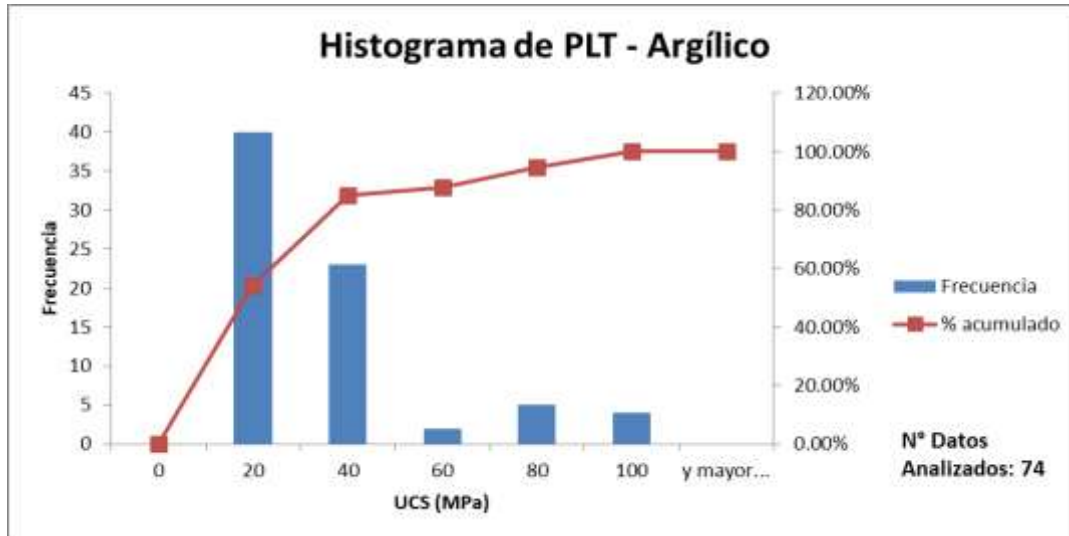


Figura 4.7. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Argílica.

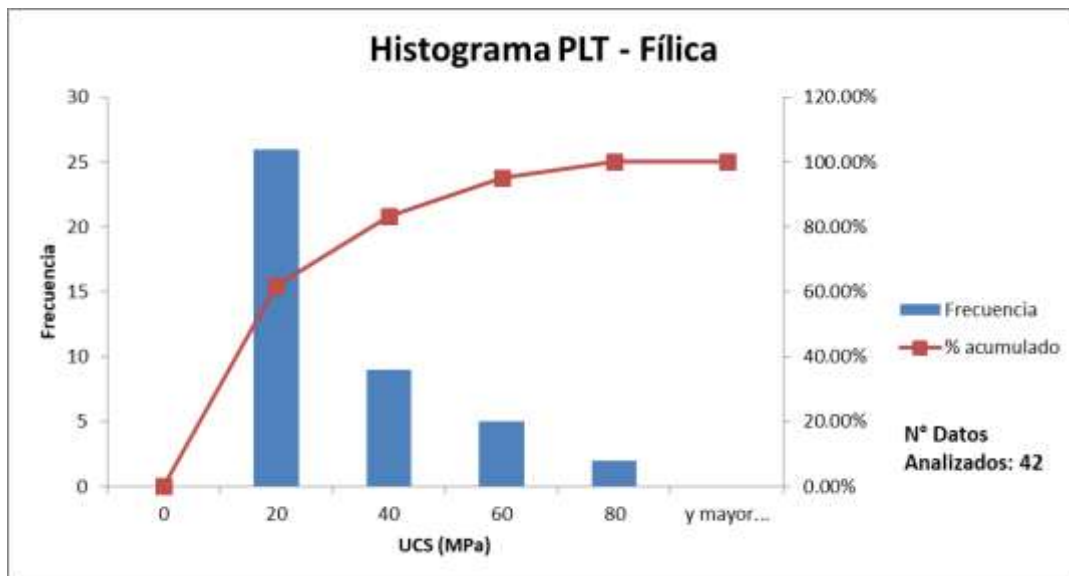


Figura 4.8. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Fílica.

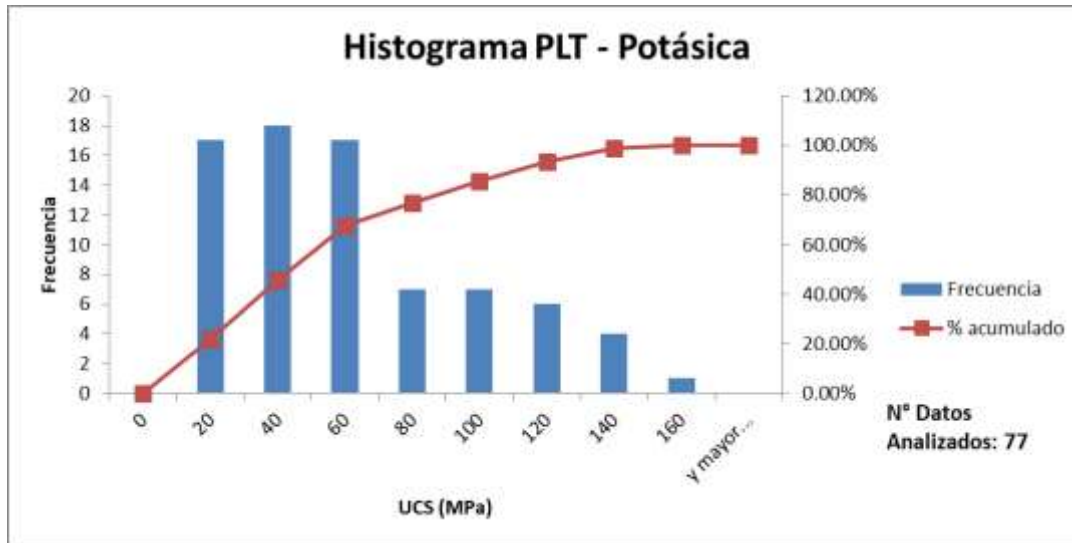


Figura 4.9. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Potásica.

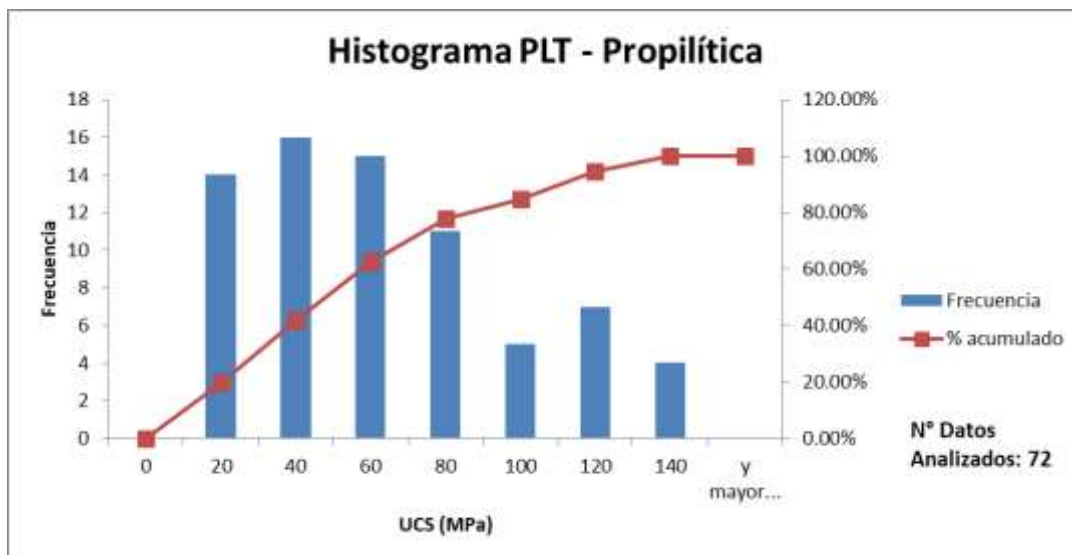


Figura 4.10. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para la Alteración Propilítica.

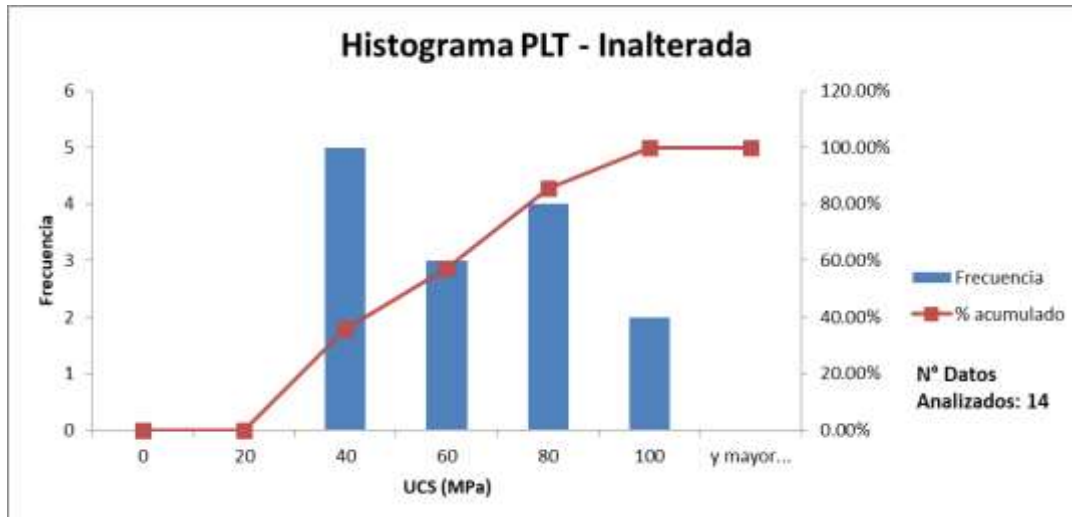


Figura 4.11. Histograma de Frecuencia de los Resultados de los Ensayos de Carga Puntual para roca Inalterada.

La Tabla 4.3 muestra los valores estadísticos para cada tipo de alteración de los datos considerados.

Tabla 4.3. Estadística Descriptiva de Valores de UCS (MPa) en Función a Ensayos PLT para Cada Tipo de Alteración (Fuente: Elaboración Propia)

Valor Estadístico	Tipo de Alteración				
	Argílico	Fílico	Inalterado	Potásico	Propilítico
Media	25.9	20.5	53.2	50.4	53.2
Error típico	2.8	2.9	5.3	4.3	4.2
Mediana	19.4	11.6	50.6	41.3	48.2
Desviación estándar	24.0	19.0	19.9	37.6	35.5
Varianza de la muestra	577.6	362.6	395.5	1414.3	1260.4
Rango	97.6	73.3	60.5	139.9	129.6
Mínimo	0.8	1.7	25.5	1.1	1.9
Máximo	98.5	75.0	86.0	141.0	131.4
N° de Datos	74	43	14	77	72

Nota: No se determinaron valores estadísticos para alteraciones Silicificación y Skarn por no contar con suficientes ensayos PLT.

Los siguientes comportamientos se muestran de acuerdo a los resultados de los ensayos PLT:

- La alteración Argílica posee una resistencia media de 25.91 MPa, desviación estándar de 24.03 presentando valores máximos de 98.48 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 5% de los resultados es mayor

a 60 MPa. *Se tomará un valor representativo de 25 MPa como UCS proveniente de los ensayos PLT para la alteración Argílica.*

- La alteración Fílica posee una resistencia media de 20.51 MPa con una desviación estándar de 19.04 presentando valores máximos de 75.00 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 20% de los resultados es mayor a 38 MPa. *Se tomará un valor representativo de 20 MPa como UCS proveniente de los ensayos PLT para la alteración Fílica.*
- La alteración Potásica posee una resistencia media de 50.43 MPa con una desviación estándar de 37.61 presentando valores máximos de 141.03 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 10% de los resultados es mayor a 100 MPa. *Se tomará un valor representativo de 50 MPa como UCS proveniente de los ensayos PLT para la alteración Potásica.*
- La alteración Propilítica posee una resistencia media de 53.24 MPa con una desviación estándar de 35.50 presentando valores máximos de 131.43 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 10% de los resultados es mayor a 100 MPa. *Se tomara un valor representativo de 50 MPa como UCS proveniente de los ensayos PLT para la alteración Propilítica.*
- Las rocas Inalteradas poseen una resistencia media de 53.15 MPa con una desviación estándar de 19.89 presentando valores máximos de 86.03 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 20% de los resultados es mayor a 70 MPa. *Se tomara un valor representativo de 50 MPa como UCS proveniente de los ensayos PLT para las rocas inalteradas.*

#### 4.3.3 Resultados de los Ensayos UCS

Se realizó un análisis estadístico de los resultados UCS obtenidos. La Tabla 4.4 muestra los valores estadísticos de los ensayos UCS para cada tipo de alteración.

**Tabla 4.4. Estadística Descriptiva de Valores de UCS en Función a Ensayos UCS para Cada Tipo de Alteración (Fuente: Elaboración Propia).**

Valor Estadístico	Tipo de Alteración				
	Argílico	Fílico	Inalterado	Potásico	Propilítico
Media	28.6	35.4	68.1	69.5	91.6
Error típico	7.3	9.0	8.9	13.4	12.0
Mediana	11.1	27.9	82.1	68.5	86.3
Desviación estándar	30.3	28.5	25.1	40.1	49.6
Varianza de la muestra	915.0	814.2	631.8	1606.4	2463.2
Rango	89.7	79.4	57.4	112.4	145.1
Mínimo	1.9	1.8	29.1	11.6	15.8
Máximo	91.6	81.2	86.5	124.0	160.9
N° de Datos	17	10	8	9	17

Nota: No se determinaron valores estadísticos para alteraciones Silicificación y Skarn por no contar con suficientes ensayos UCS.

Los siguientes comportamientos se muestran de acuerdo a los resultados de los ensayos UCS:

- La alteración Argílica posee una resistencia media de 28.59 MPa, desviación estándar de 30.25 presentando valores máximos de 92 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 10% de los resultados es mayor a 70 MPa. *Se tomará un valor representativo de 25 MPa proveniente de los ensayos UCS para la alteración Argílica.*
- La alteración Fílica posee una resistencia media de 35.36 MPa, desviación estándar de 28.53 presentando valores máximos de 81 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 20% de los resultados es mayor a 55 MPa. *Se tomará un valor representativo de 35 MPa proveniente de los ensayos UCS para la alteración Fílica.*
- Las rocas inalteradas poseen una resistencia media de 68.08 MPa, desviación estándar de 25.14 presentando valores máximos de 87 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 20% de los resultados es mayor a 90 MPa. *Se tomará un valor representativo de 65 MPa proveniente de los ensayos UCS para las rocas inalteradas.*

- La alteración Potásica posee una resistencia media de 69.46 MPa, desviación estándar de 40.08 presentando valores máximos de 124 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 20% de los resultados es mayor a 55 MPa. *Se tomará un valor representativo de 65 MPa proveniente de los ensayos UCS para la alteración Potásica.*
- La alteración Propilítica posee una resistencia media de 91.62 MPa, desviación estándar de 49.63 presentando valores máximos de 161 MPa, como se puede observar en las gráficas de frecuencia acumulada, el 20% de los resultados es mayor a 135 MPa. *Se tomará un valor representativo de 85 MPa proveniente de los ensayos UCS para la alteración Propilítica.*

#### 4.3.4 Resistencia a la Compresión Uniaxial

En función a los resultados de los ensayos de carga puntual y ensayos UCS, se determinó la resistencia a la compresión uniaxial de las alteraciones que se encuentran en el modelo geológico del tajo.

Se consideró que para valores de UCS producto de ensayos de carga puntual estos tendrán un peso del 30% y para valores producto de los ensayos de UCS en pruebas de laboratorio estos tendrán un peso del 70% por ser este último el ensayo adecuado para medir el valor de resistencia a la compresión uniaxial.

Se establecieron valores promedio para cada tipo de alteración considerando su variabilidad expresada en su desviación estándar, tal y como se muestra en la Tabla 4.5.

En el caso de las alteraciones tipo Silicificación y Skarn se tomaron los valores provenientes de los ensayos UCS al no contar con ensayos PLT. Los valores resistencia son de 80 y 50 MPa respectivamente los cuales son conservadores para estos tipos de alteraciones con una variabilidad de 25 MPa.

**Tabla 4.5. Resistencia a la Compresión Uniaxial (Fuente: Elaboración Propia).**

Unidad Geotécnica	UCS (MPa)
Argílico	25 ± 25
Fílico	30 ± 25
Inalterado	60 ± 20
Potásico	60 ± 35



Unidad Geotécnica	UCS (MPa)
Propilítico	75 ± 35
Silicificación	80 ± 25
Skarn	50 ± 25

#### 4.3.5 Resistencia del Macizo Rocoso

El criterio de falla más conocido y que ha recibido un amplio interés y uso en las últimas dos décadas, es el *criterio de falla empírico de Hoek y Brown (2002)*, el cual es mostrado en su forma más general en la siguiente ecuación:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}(m_b \sigma_3' / \sigma_{ci} + s)^a \quad (4.2)$$

Para la roca intacta:

$$m = m_i$$

$$s = s_i$$

$$a = a_i$$

Para el macizo rocoso:

$$m = m_b$$

$$s = s_b$$

$$a = a_b$$

Hoek y Brown (1980) desarrollaron el criterio de falla como consecuencia de la no existencia de un criterio de falla disponible para propósitos de diseño en excavaciones subterráneas (Hoek, 2001). La ecuación, la cual ha sido subsecuentemente actualizada por Hoek y Brown (1988), Hoek et al. (1992), Hoek et al. (1995) y Hoek et al. (2002) fue basada en criterios desarrollados para la roca intacta, a partir de numerosos ensayos triaxiales y de laboratorio.

El criterio original del macizo rocoso fue basado en estudios realizados al rockfill y testigos de 152 mm de la Andesita de Boungainville en Papua Nueva Guinea (Hoek y Brown, 1980). La validación de las actualizaciones del criterio de Hoek y Brown ha sido basada en la experiencia ganada mientras se usó este criterio.

Para evaluar la resistencia del macizo rocoso se tomó en cuenta el criterio de falla de Hoek-Brown (Hoek et al., 2002) el cual modifica el criterio generalizado adicionando el factor de disturbancia (D) y la introducción de relaciones entre los parámetros GSI,  $m_b$ ,  $s$  y  $a$ . Las ecuaciones 4.3 a 4.6 muestran la estimación de los parámetros en el criterio de Hoek y Brown. Estas ecuaciones asumen que el exponente  $a$  es constante e igual a 0.5 para la roca intacta. Hoek sugiere que los valores de  $m_i$  sugeridos deben ser revisados varias veces en función a los ensayos triaxiales. La Figura 4.12 muestra gráficamente la envolvente no-lineal de Hoek y Brown.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} (m_b \sigma_3' / \sigma_{ci} + s)^a \quad (4.3)$$

$$m_b = m_i \exp(GSI - 100/28 - 14D) \quad (4.4)$$

$$s = \exp(GSI - 100/9 - 3D) \quad (4.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4.6)$$

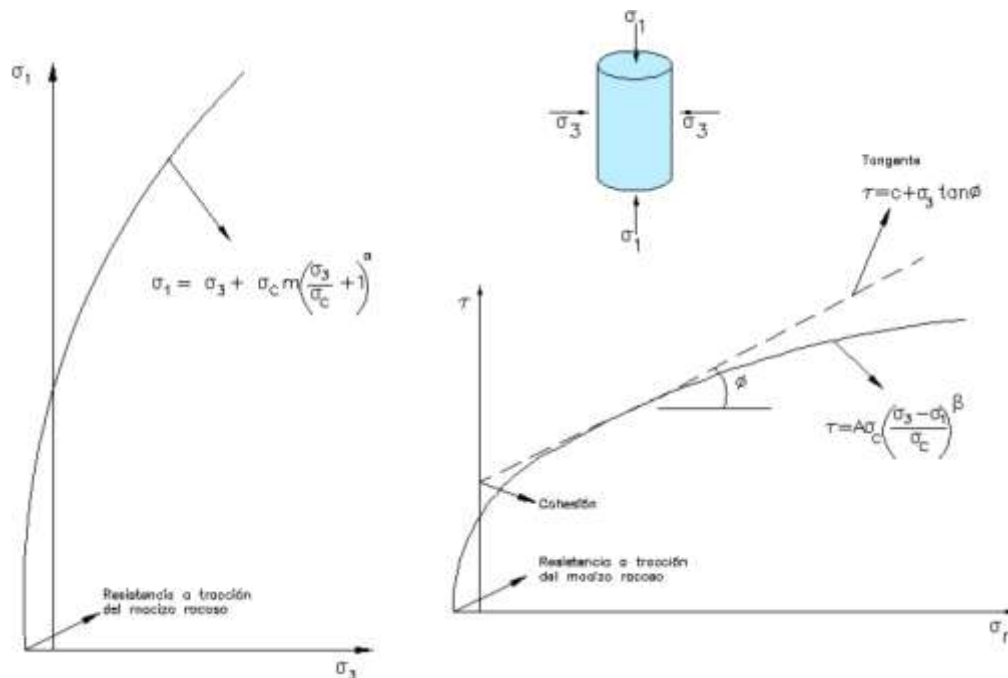


Figura 4.12. Envolvente No-Lineal de Hoek y Brown (Fuente: Gonzales et al., 2002).

#### 4.3.5.1 Cálculo del $m_i$

Hoek et al. (2007) sugirió valores de  $m_i$ , en función a la litología sin considerar los tipos de alteración, los cuales son mostrados en la Tabla 4.6.

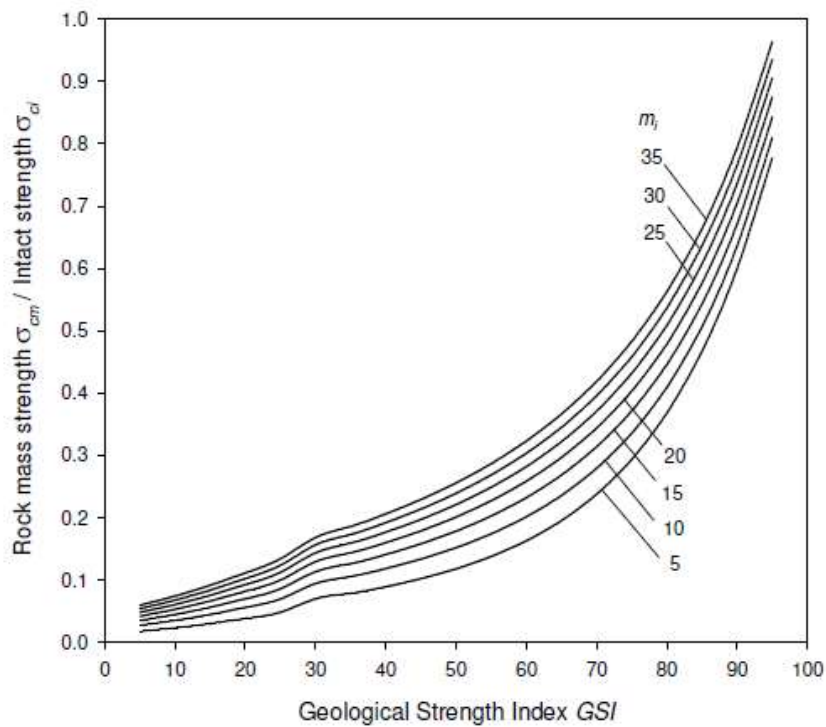
**Tabla 4.6. Valores Típicos de  $m_i$  para Diferentes Tipos de Roca sin considerar el Tipo de Alteración (Fuente: Marinós y Hoek, 2000).**

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
Sedimentaria	Clastico		Conglomerados* (21 ± 3)	Areniscas (17 ± 4)	Limolita (7 ± 2)	Arcillita (4 ± 2)
			Brecha (19 ± 5)		Grauvaca (18 ± 3)	Lutitas (6 ± 2) Margas (7 ± 2)
	No-Clastico	Carbonatos	Caliza Cristalina (12 ± 3)	Caliza Sparita (10 ± 2)	Caliza Mierita (9 ± 2)	Dolomita (9 ± 3)
		Evaporita		Yeso (12 ± 3)	Anhidrita (12 ± 2)	
	Organico				Creta (7 ± 2)	
Metamorfica	No-foliada		Marmol (9 ± 3)	Hornfels (19 ± 4)	Cuarcita (20 ± 3)	
				Meta-Arenisca (19 ± 3)		
	Ligeramente foliada		Migmatita (29 ± 3)	Anfibolitas (26 ± 6)		
	Foliada**		Gneiss (29 ± 3)	Esquisto (12 ± 3)	Filita (7 ± 3)	Pizarras (7 ± 4)
Ígneas	Plutonica	Ligera	Granito (32 ± 3)	Diorita (25 ± 5)		
			Granodiorita (29 ± 3)			
	Negra	Gabro (27 ± 3)	Dolerita (16 ± 5)			
		Norita (20 ± 5)				
	Hipabisal		Pórfido (20 ± 5)		Diabasa (15 ± 5)	Peridotita (25 ± 5)
Volcanica	Lava		Riolita (25 ± 5)	Dacita (25 ± 3)	Obsidiana (19 ± 3)	
			Andesita (25 ± 5)	Basalto (25 ± 5)		
	Piroplastico		Aglomerado (19 ± 3)	Brecha (19 ± 5)	Tufo (13 ± 5)	

\* Conglomerados y brechas pueden presentar amplios rangos de valores de  $m_i$  dependiendo de la naturaleza del material cementante y del grado de cementación.

\*\* Estos valores son para roca intacta ensayados normalmente a la orientación de la foliación. El valor del  $m_i$  será significativamente diferente si la falla ocurre a lo largo de los planos más débiles

Sin embargo, de acuerdo a Hoek y Karzulovic (2000) en el caso de rocas mineralizadas, los efectos de la alteración pueden tener un impacto significativo en las propiedades de la roca intacta y estos efectos deben tomarse en cuenta para la estimación del  $m_i$ . Hoek et al. (2007) sugiere que los valores de  $m_i$  recomendados deben ser revisados varias veces en función a los ensayos de laboratorio. En la Figura 4.13 se puede apreciar que la influencia del valor del  $m_i$  es directamente proporcional a la resistencia del macizo rocoso (GSI).



**Figura 4.13. Radio de Resistencia a la Compresión Uniaxial para el Macizo Rocosó vs el GSI y su variabilidad de acuerdo al valor del  $m_i$ . (Fuente: Hoek y Karzulovic, 2000).**

De esta manera, se desarrollaron una serie de envolventes para una variedad de  $m_i$  posibles en cada tipo de alteración a partir de valores de ensayos triaxiales, ensayos UCS y ensayos de tracción. Los valores de  $m_i$  fueron calculados mediante el programa RocLab 1.0 el cual grafica la distribución de esfuerzos de los ensayos realizados y los valores finales de  $m_i$ .

Las envolventes de falla realizadas por tipo de alteración para el cálculo del  $m_i$  se muestran en las Figuras 4.14 a 4.18. El resumen de los resultados del cálculo del  $m_i$  por tipo de alteración se presenta en la Tabla 4.7.

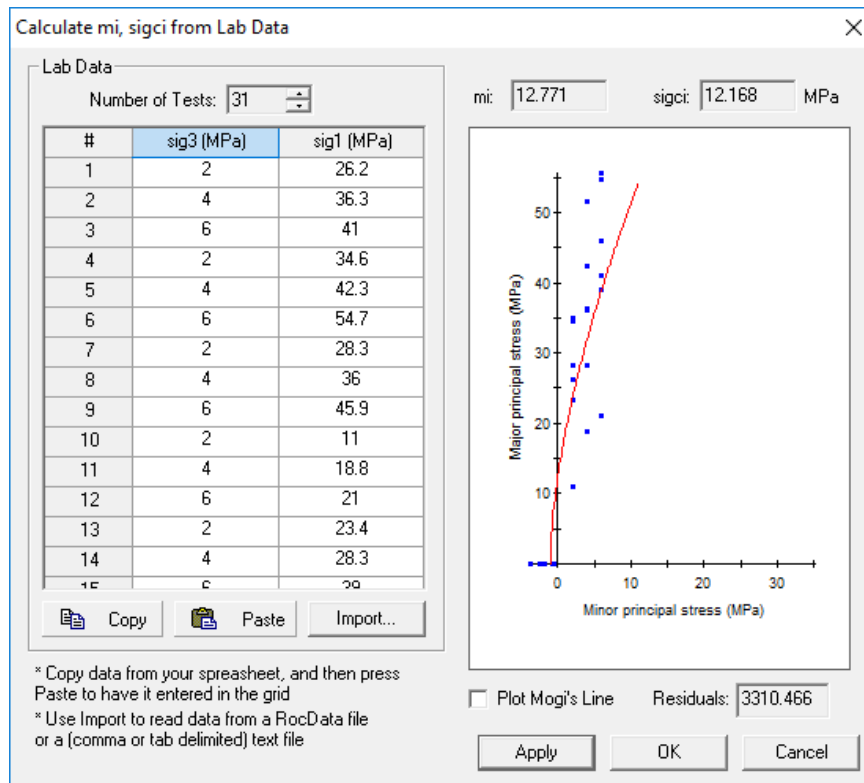


Figura 4.14. Cálculo del mi Promedio para la Alteración Argílica.

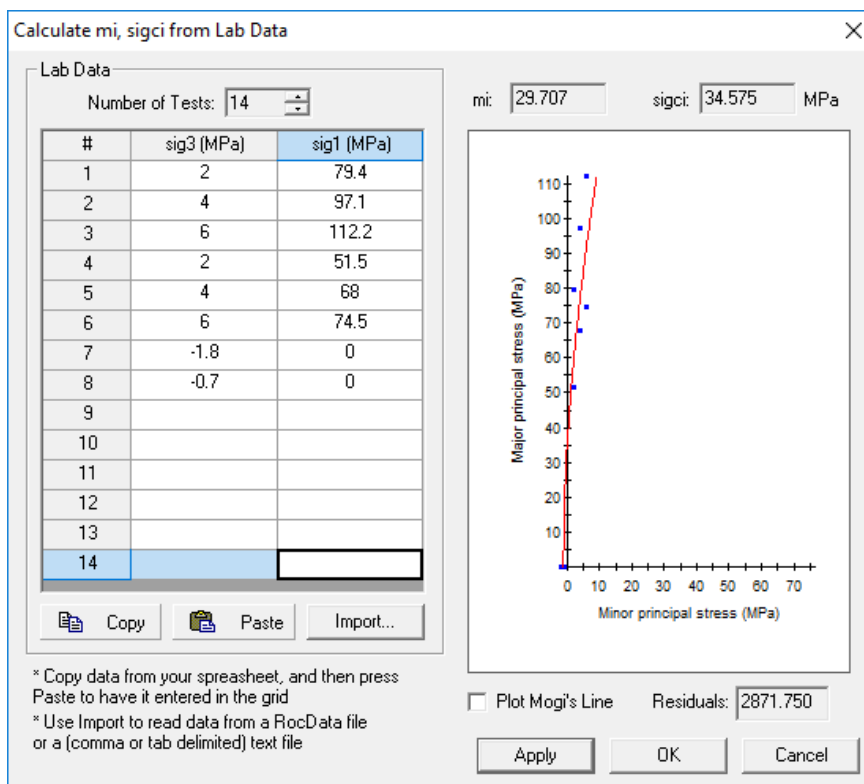


Figura 4.15. Cálculo del mi Promedio para la Alteración Fílica.

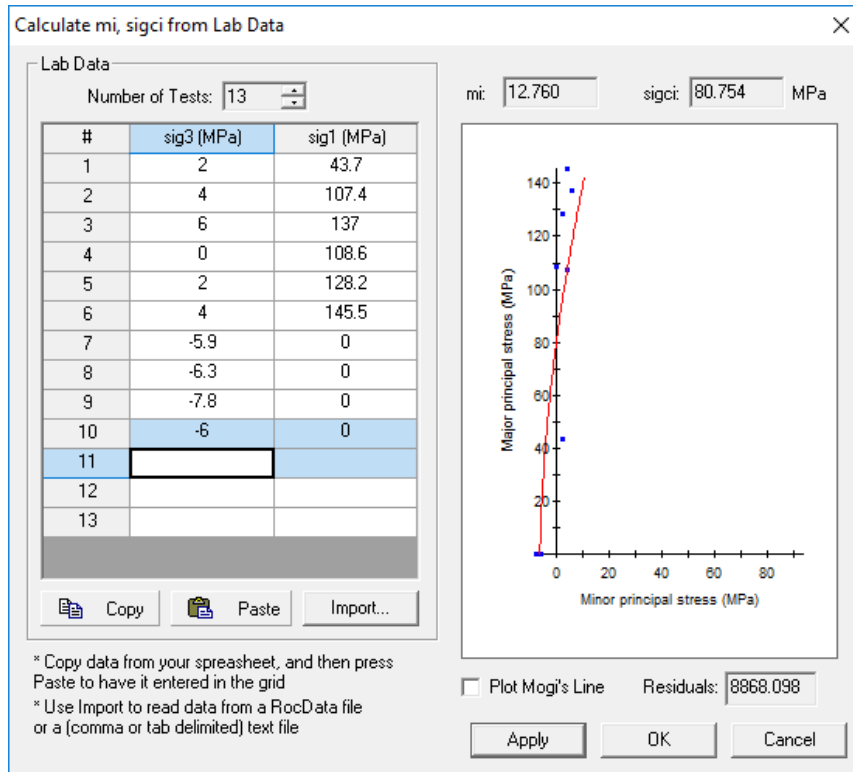


Figura 4.16. Cálculo del mi Promedio para la Alteración Inalterado.

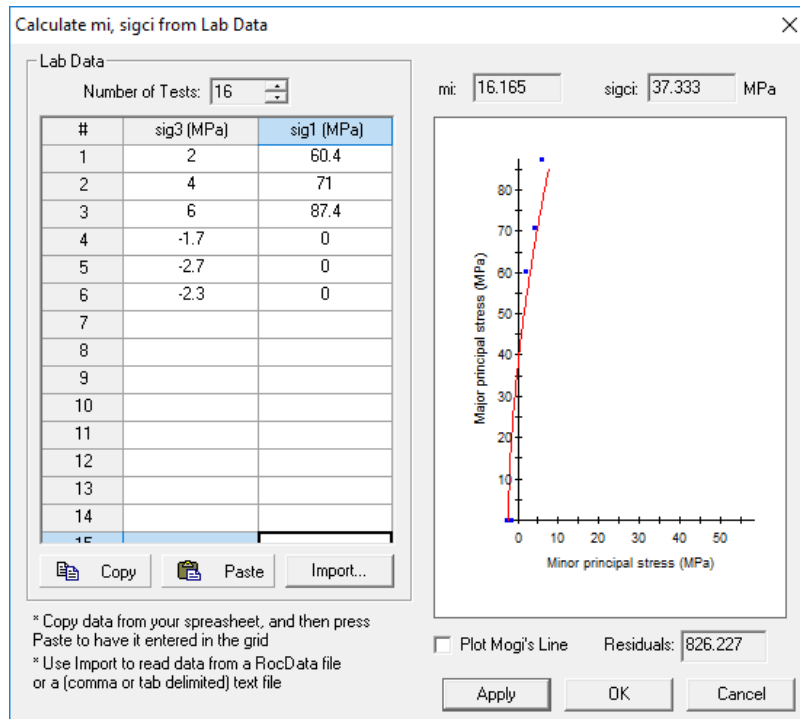


Figura 4.17. Cálculo del mi Promedio para la Alteración Potásica.

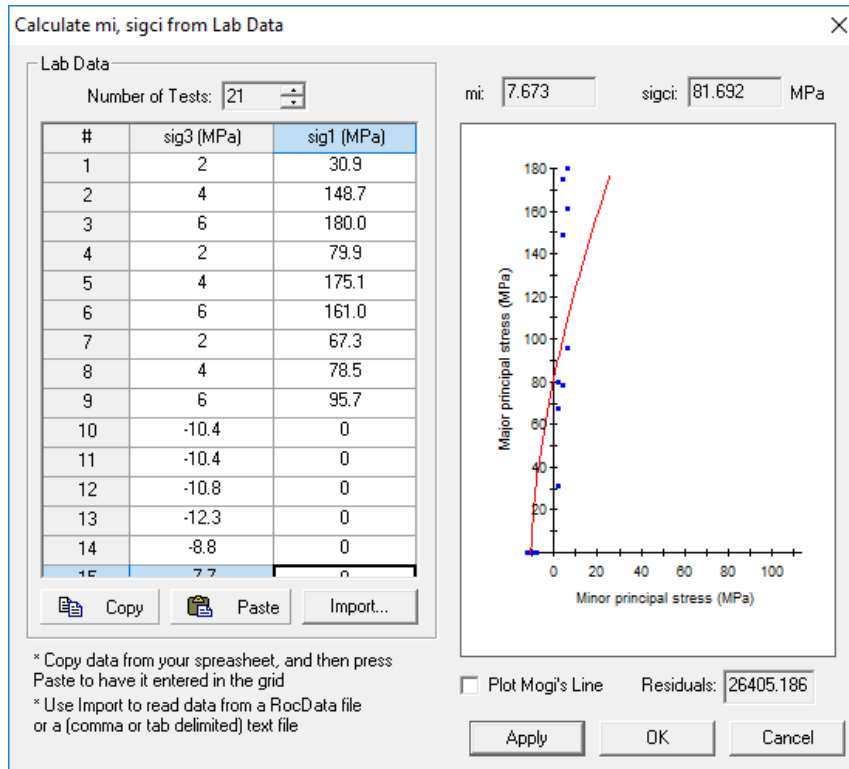


Figura 4.18. Cálculo del  $m_i$  Promedio para la Alteración Propilítica.

Para el caso del Skarn y Silicificación, debido a que no se poseen ensayos triaxiales, se procedió a tomar en cuenta los valores propuestos por Hoek (2007). La Tabla 4.7 resume los valores promedio de  $m_i$  calculados para los diferentes tipos de alteración.

Tabla 4.7. Valores de  $m_i$  por Tipo de Alteración (Fuente: Elaboración Propia).

Unidad Geotécnica	$m_i$
Argílico	13
Fílico	29
Potásico	16
Propilítico	8
Skarn	19*
Silicificación	25*
Inalterado	13

(\*) Los valores de  $m_i$  para la alteración Silicificación fueron obtenidos de los valores recomendados por Hoek (2007) para el tipo de roca.

#### 4.3.5.2 Factor de Disturbancia (D)

El concepto de disturbancia fue adicionado al criterio de falla de Hoek-Brown (2002) como una reducción de la resistencia del macizo debido a que factores tales como la voladura y excavación tienen un impacto directo en la valoración del GSI y la generación de microfracturas en la roca intacta (reduciendo el UCS y aperturando fracturas existentes).

La Figura 4.19 muestra la estimación del factor de disturbancia en taludes debido al efecto de la voladura y excavación de acuerdo a Hoek et al. (2002)

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel	<i>D</i> = 0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.  Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.	<i>D</i> = 0  <i>D</i> = 0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.	<i>D</i> = 0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting  <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.  En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el rigado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting  <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

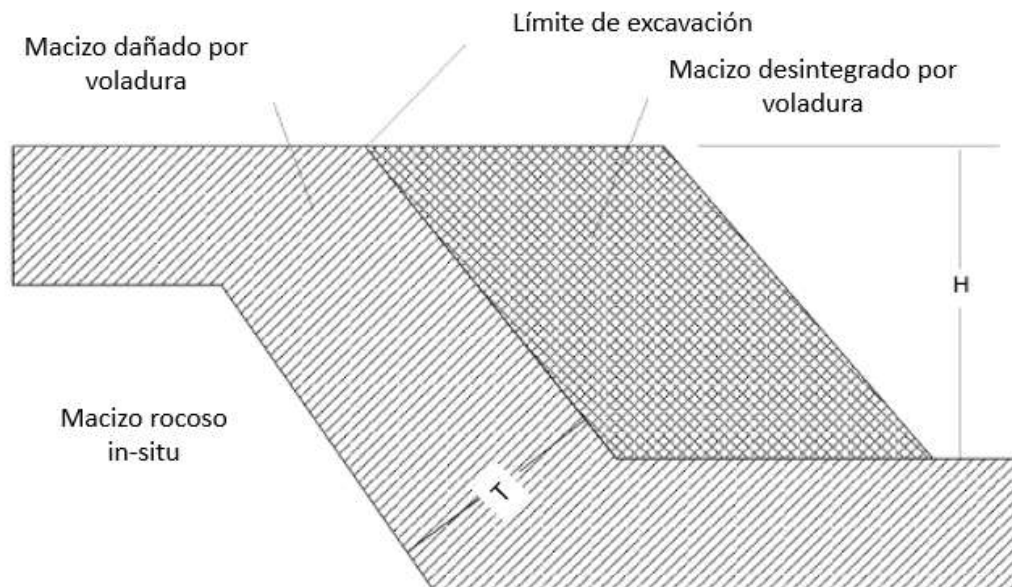
Figura 4.19. Guía para Estimar el Factor de Disturbancia (Fuente: Hoek et al., 2002).



Hoek y Karzulovic (2001) proporcionaron una guía para determinar la extensión del daño inducido por la voladura a escala de banco, el espesor de la zona de daño dependerá del diseño de la voladura. Basados en la experiencia, los autores sugirieron que las relaciones empíricas mostradas en la Tabla 4.8 puedan aplicarse en minas de tajo abierto:

**Tabla 4.8. Extensión de daño propuesto T en función a la altura de banco H.**

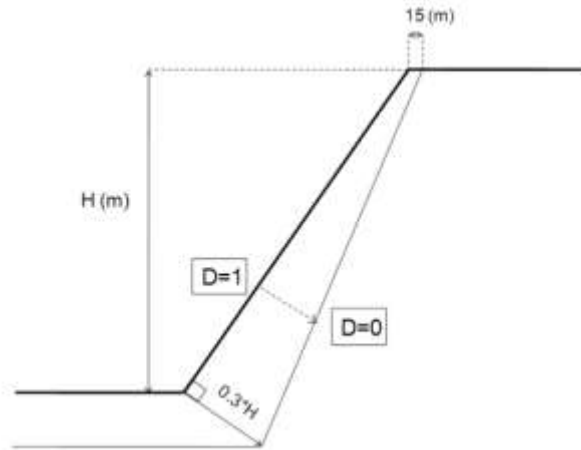
Descripción	Correlación T/H
Voladura de producción, confinada con poco o sin ningún control	$T = 2$ a $2.5 H$
Voladura de producción con ningún control pero con una cara libre	$T = 1$ a $1.5 H$
Voladura de producción, confinada con algo de control (ejemplo: líneas de pre-corte consideradas)	$T = 1$ a $1.2 H$
Voladura de producción, con una cara libre y con algo de control (ejemplo: líneas de pre-corte consideradas)	$T = 0.5$ a $1 H$
Voladura de producción cuidadosamente controlada con una cara libre	$T = 0.3$ a $0.5 H$



**Figura 4.20. Representación de la transición entre el macizo rocoso in-situ y el macizo rocoso desintegrado por voladura (Fuente: Hoek y Karzulovic, 2001).**

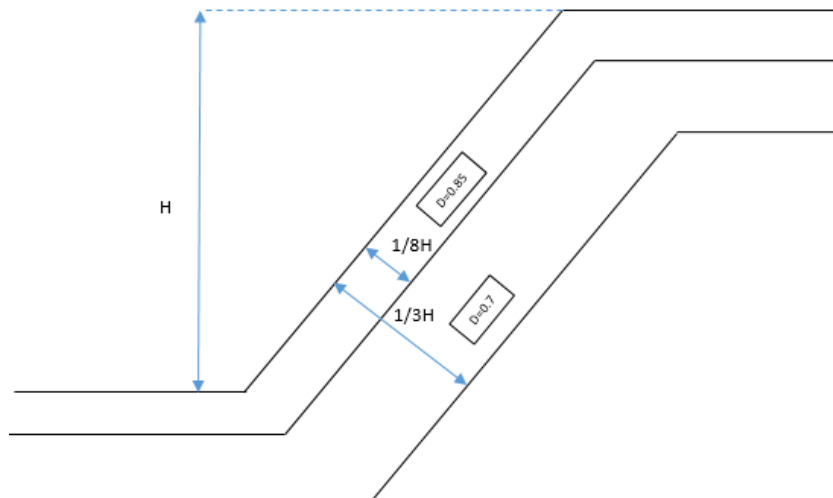
Actualmente este criterio se encuentra en modificación por diversos autores, entre ellos Silva y Gomez (2015) proponen que el efecto de disturbancia no solo podría estar

asociado al daño por voladura sino también al reacomodo y rotación de esfuerzos inducidos por la excavación durante el proceso de minado, considerando la variabilidad lineal de la disturbancia con  $D=1$  en superficie hasta  $D=0$  a  $1/3$  de la altura del talud.



**Figura 4.21. Metodología sugerida por Silva y Gomez (2015) para el cálculo de la zona de daño debido a procesos de voladura y excavación (Fuente: Silva y Gomez, 2001).**

La consultora Piteau también sugiere la consideración de este método dentro de sus reportes, asumiendo que para porciones dentro de una zona de hasta  $1/8$  de la altura del talud se aplique un factor  $D=0.85$  y para la zona entre  $1/8$  y  $1/3$   $D=0.7$



**Figura 4.22. Metodología sugerida por la consultora Piteau para el cálculo de la zona de daño debido a procesos de voladura y excavación (Fuente: Elaboración Propia).**

Para los fines del presente estudio se asumirá que los métodos de voladura controlada minimizarían la cantidad de daño en los taludes del tajo final.

Cabe resaltar que no existe una metodología establecida para considerar el factor de disturbancia, por lo que, **se tomará en cuenta la metodología propuesta por Piteau para la evaluación de la estabilidad física de los taludes del presente estudio de aplicación por ser la de mayor uso en la industria.**

#### 4.3.5.3 Clasificación geomecánica RMR

A partir del registro geomecánico de las perforaciones diamantinas realizadas en las investigaciones geotécnicas, se efectuó la caracterización del macizo rocoso siguiendo el sistema de clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989). Para la elaboración de este registro se siguieron las recomendaciones del ISRM (International Society of Rock Mechanics), a fin de obtener parámetros relevantes tales como: RQD, resistencia de la roca intacta, grado de meteorización, grado de fracturamiento y condición de las discontinuidades. La Tabla 4.9 muestra los valores de RMR básico promedio para cada perforación realizada

Tabla 4.9. Valores de RMR básico promedio para cada perforación (Fuente: Elaboración Propia).

Año de programa de perforaciones	Perforación	Coordenada UTM*		Cota del collar (m)	Azimut (°)	Inclinación (°)	Longitud (m)
		Este	Norte				
2008	DDH-CG-08-001	201 446	8 399 885	4 370,9	280	-63	300,90
	DDH-CG-08-002	201 599	8 399 930	4 394,3	350	-65	350,65
	DDH-CG-08-003	201 897	8 400 205	4 418,6	345	-65	160,60
	DDH-CG-08-004	201 645	8 399 076	4 287,2	230	-60	307,20
	DDH-CG-08-005	201 996	8 399 131	4 346,5	135	-65	299,75
	DDH-CG-08-006	202 194	8 399 635	4 377,1	120	-65	252,40
	DDH-CG-08-007	202 095	8 399 931	4 443,7	075	-65	200,20
	DDH-CG-08-008	201 100	8 400 123	4 327,2	005	-65	200,00
	DDH-CG-08-009	200 606	8 399 887	4 270,4	050	-65	155,80
	DDH-CG-08-010	201 056	8 399 381	4 221,2	070	-65	159,85
2011	DDH-CG-11-032	201 213	8 399 627	4 277,7	218	-70	401,25
	DDH-CG-11-078	201 440	8 399 389	4 298,0	225	-80	525,35
	DDH-CG-11-085	201 287	8 399 040	4 225,3	050	-50	249,85
2015	CG-01	201 832	8 399 711	4 290,4	207	-70	150,00

Año de programa de perforaciones	Perforación	Coordenada UTM*		Cota del collar (m)	Azimut (°)	Inclinación (°)	Longitud (m)
		Este	Norte				
	CG-02	201 972	8 399 586	4 290,1	51	-70	200,00
	CG-03	201 957	8 399 226	4 289,8	304	-70	150,00
	CG-04	201 632	8 399 860	4 380,4	180	-80	200,10
	CG-05	202 068	8 399 891	4 424,3	216	-60	150,70
	CG-06	201 172	8 399 572	4 303,6	270	-70	149,30

Los valores de RMR fueron tomados directamente de las perforaciones realizadas considerando que el macizo rocoso se encuentra en una condición ligeramente húmeda.

El **Anexo B** presenta los valores de RMR básico de acuerdo a la profundidad y alteración para cada perforación realizada. De acuerdo a los resultados obtenidos en cada perforación para cada tipo de alteración se obtuvieron rangos de RMR para cada tipo de alteración, adicionalmente se pudo observar que la variabilidad espacial o sectorización no presenta incidencia en los valores de RMR para cada tipo de alteración.

La Tabla 4.10 presenta el rango de valores de RMR básico promedio para cada tipo de alteración.

**Tabla 4.10. Valores RMR promedio para cada tipo de alteración (Fuente: Elaboración Propia).**

Unidad Geotécnica	RMR <sub>básico</sub>
Argílico	20 a 25
Fílico	25 a 35
Potásico	25 a 35
Propilítico	35 a 45
Skarn	30 a 50
Silicificación	45 a 60
Inalterado	30 a 40

#### 4.3.5.4 Desarrollo y Cuantificación de la Clasificación GSI

El índice geológico de resistencia (GSI), introducido por Hoek (1994), Kaiser y Bawden (1995) provee un valor, el cual combinado con las propiedades de la roca intacta, puede ser usado para estimar la reducción de la resistencia en el macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas. Este sistema es presentado en la Figura 4.23.

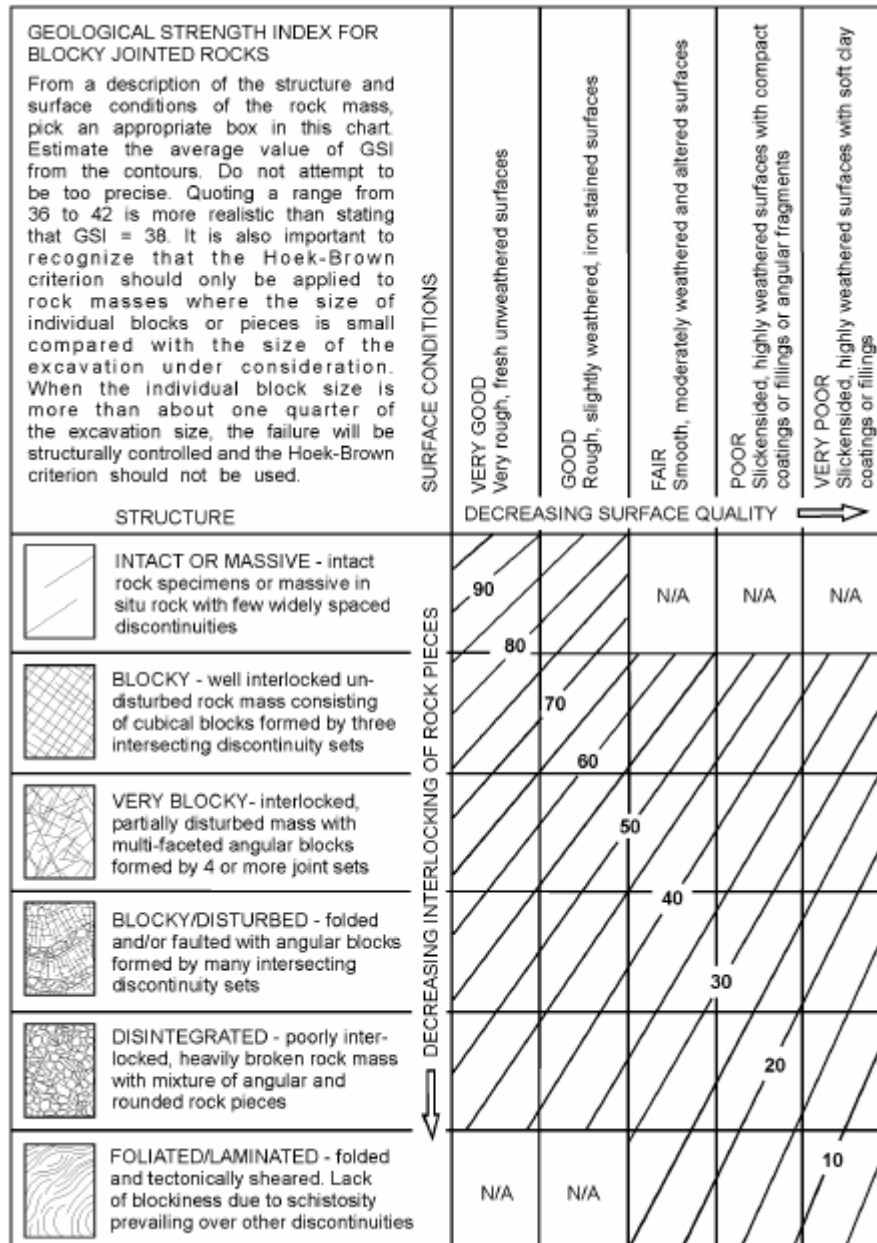
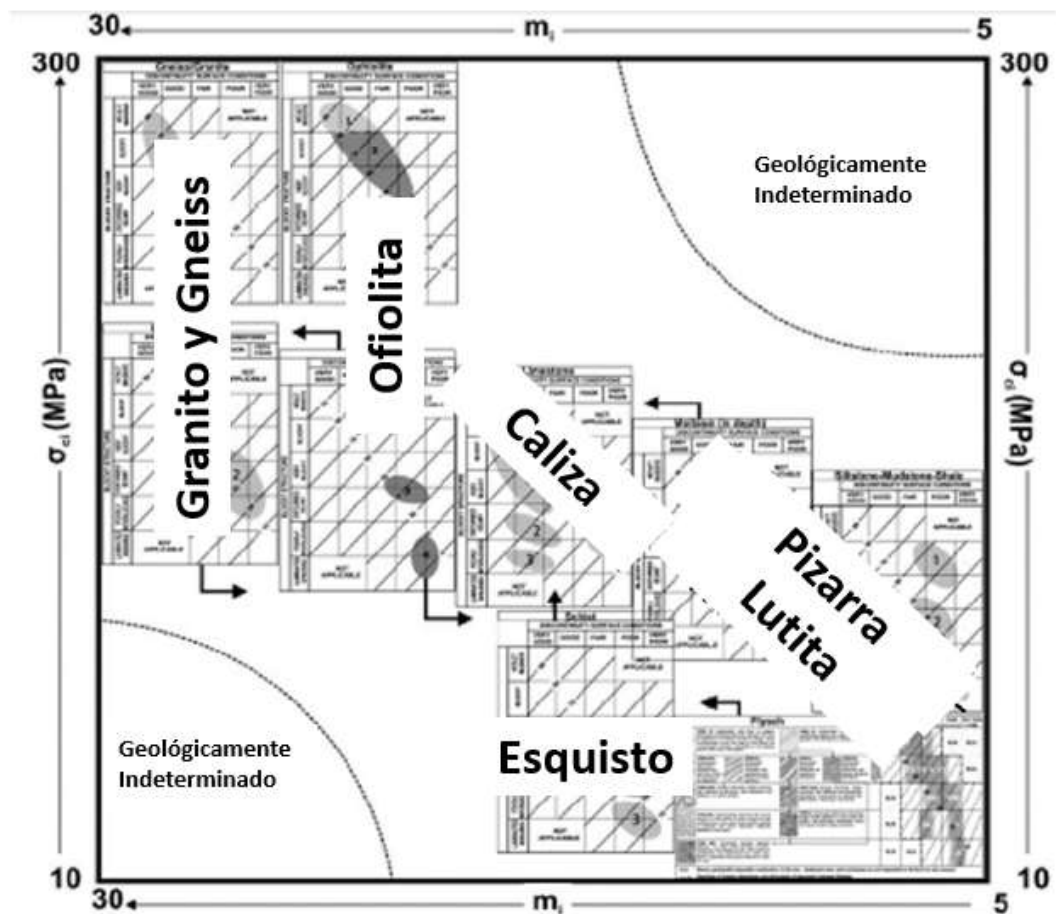


Figura 4.23. Guía para Estimar el Valor de GSI en Macizos Rocosos Fracturados (Fuente: Hoek et al., 1998).

A medida que el uso del criterio de Hoek & Brown ganó impulso en la industria, surgió la necesidad de mejorar la usabilidad de la tabla GSI en tipos de rocas desafiantes tales como los macizos rocosos no homogéneos débiles, así como una demanda de la cuantificación del GSI donde no se podría realizar una adecuada caracterización visual (Hoek et al. 1998, Marinis y Hoek 2000; Hoek y Carter, 2013).

A medida que aumentaba el uso del sistema GSI, se diseñaron nuevos ábacos para abordar las dificultades de clasificar macizos rocosos heterogéneos y estructuralmente complejos, como el flysch y las formaciones de cristal (Marinis y Hoek 2001; Hoek et al. 2005; Marinis et al. 2007; Marinis et al. 2012; Marinis 2014), ofiolitas (Marinis et al. 2005), gneis y calizas (Marinis 2007, 2010).

Carter y Marinis (2014) cumplieron con todos los gráficos GSI publicados en documentos y los organizaron en términos de valores probables de  $m_i$  y  $\sigma_{ci}$  para la roca intacta (Figura 4.24).



**Figura 4.24. Compilación de ábacos de GSI publicados expresados en términos de  $m_i$  y  $G_{ci}$  probables. Los valores de GSI varían en función a litologías, variabilidad textural, meteorización y alteración. (Modificado de Carter y Marinos, 2014)**

Colectivamente, los ábacos cubren una amplia gama de rocas indicativas comunes en la minería.

La clasificación GSI no es precisa y la recopilación de datos debe identificar la población de valores GSI para cada unidad geotécnica. De acuerdo a Marinos et al (2007) la reinterpretación de la distribución estadística de la calidad del macizo rocosos con la realidad geológica da un significado físico a la media y desviación estándar del GSI.

Para nuestro estudio de aplicación, a partir del registro geomecánico de las perforaciones diamantinas realizadas en estudios preliminares, se efectuó la caracterización del macizo rocoso siguiendo el sistema de clasificación geomecánica  $RMR_{básico}$  (Bieniawski, 1976). Para la elaboración de este registro se siguieron las recomendaciones del ISRM (International Society of Rock Mechanics), a fin de obtener parámetros relevantes tales como: RQD, resistencia de la roca intacta, grado de meteorización, grado de fracturamiento y condición de las discontinuidades. El cálculo del GSI también puede ser obtenido por correlación directa del RMR.

**Para macizos rocosos de mejor calidad ( $GSI > 25$ ),** el valor de GSI puede ser estimado directamente de la versión del  $RMR_{básico}$  con la consideración de que la valoración para el agua subterránea sea 10 (seca) y el ajuste por orientación de discontinuidades sea 0 (muy favorable).

**Para macizos rocosos de muy baja calidad,** el valor del RMR es difícil de estimar debido a que las valoraciones no son confiables. Consecuentemente de acuerdo con Hoek (2002) el  $RMR_{básico}$  no debe ser usado para estimar valores con un  $RMR < 25$  y el ábaco para el cálculo del GSI mostrado en la Figura 4.13 debe ser usado directamente considerando una interpretación espacial geológica.

La Tabla 4.8 presenta el resumen de los valores de GSI en función a la equivalencia con el  $RMR_{básico}$  para cada tipo de alteración.

Tabla 4.8. Valores GSI promedio para cada tipo de alteración (Fuente: Elaboración Propia).

Unidad Geotécnica	GSI
Argílico	20 a 35
Fílico	25 a 35
Potásico	25 a 35
Propilítico	40 a 50
Skarn	35 a 55
Silicificación	50 a 65
Inalterado	35 a 45

#### 4.3.5.5 Módulo de Deformación

Hoek y Diederichs (2006) basándose en el análisis de data de proyectos en China y Taiwan propusieron un método para el cálculo empírico del módulo de deformación del macizo rocoso en función a dos ecuaciones (4.7 y 4.8). Estas ecuaciones fueron estimadas basadas en el GSI, el módulo de deformación de la roca intacta ( $E_i$ ) y el factor de disturbancia ( $D$ ).

La siguiente ecuación fue obtenida en base a los estudios realizados:

$$E_{rm}(MPa) = E_i \left( 0.02 + \frac{1-D/2}{1+e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right) \quad (4.7)$$

Es posible determinar el módulo de deformación de la roca intacta ( $E_i$ ) usando el módulo de reacción (MR) propuesto por Deere (1968) y Palmstrom y Singh (2001)

$$E_i(MPa) = MR \cdot \sigma_{ci} \quad (4.8)$$

La Figura 4.25 muestra los valores típicos de MR basados en Deere (1968) y Palmstrom y Singh (2001).



	Clase	Grupo	Textura			
			Granular	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clástica		Conglomerados 300-400	Areniscas 200-350	Limolitas 350-400	Lutitas 200-300
			Brechas 230-350		Greywackes 350	Esquisto 150-250*
						Marga 150-200
	No- Clastica	Carbonatos	Crystalina 400-600	Sparitica 600-800	Micritica 800-1000	Dolomitas 350-500
Evaporitas			Yeso (350)**	Anhidrita (350)**		
Organico					Tiza 1000+	
METAMORFICAS	No Foliada		Marmol 700-1000	Hornfels 400-700	Cuarcitas 300-450	
				Metarenisca 200-300		
	Ligeramente Foliada		Migmatita 350-400	Anfibolita 400-500	Gneiss 300-750+	
	Foliada*		Esquisto 250-1100*	Mica Esquisto 300-800*	Pizarra 400-600*	
IGNEAS	Plutonica	Ligera	Granito 300-550	Diorita 300-350		
			Granodiorita 400-450			
	Negra		Gabro 400-500	Dolerita 300-400		
			Norite 350-400			
	Hipabisal		Pórfidos (400)**		Diabasa 300-350	Peridotita 250-300
Volcanica	Lava		Riolita 300-500	Dacita 350-450		
			Andesita 300-500	Basalto 250-450		
	Piroplastica	Aglomerado 400-600	Brecha Volcánica (500)**	Tufo 200-400		

\*Rocas altamente anisotrópicas: El valor de MR sera significativamente diferente si la deformacion normal y/o la carga ocurre en forma paralela (MR alto) o perpendicular (MR bajo) en un plano de debilidad. La dirección de la carga del ensayo uniaxial debe ser equivalente a la aplicacion de la carga en campo.  
+Granito felsico: Alterado o grano grueso (alto MR), grano fino (bajo MR).  
\*\* Ninguna data disponible, estimado en funcion a la logica geológica

Figura 4.25 Valores típicos de MR basados en Deere (1968) y Palmstrom y Singh (2001).

La Figura 4.26 muestra la variabilidad del módulo elástico del macizo rocoso con respecto al módulo elástico de la roca intacta para diferentes valores de GSI (Hoek y Diederichs, 2006).

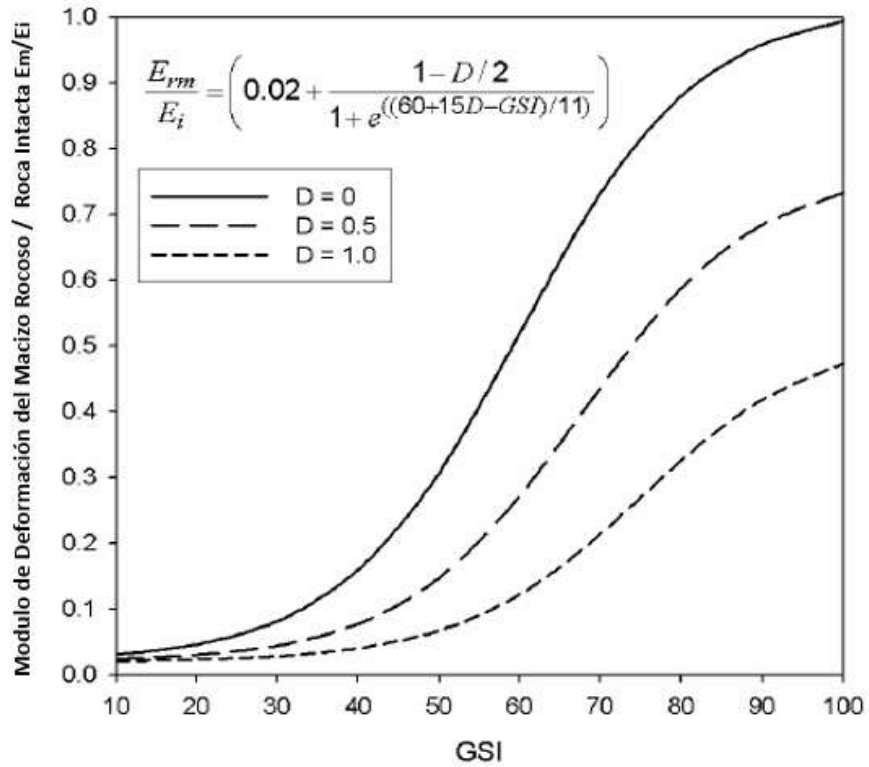


Figura 4.26. Variabilidad del Módulo Elástico del Macizo Rocosos con Respecto al Módulo Elástico de la Roca Intacta para Diferentes Valores de GSI (Fuente: Hoek y Diederichs, 2006).

De acuerdo a lo mencionado, se consideraron los siguientes valores de  $E_{rm}$  para los tipos de alteraciones considerados, estos se muestran en la Tabla 4.9

**Tabla 4.9. Valores de  $E_{rm}$  para cada tipo de alteración (Fuente: Elaboración Propia).**

Unidad Geotécnica	$E_{rm}$ (MPa)	D
Argílico	162	0.50
	157	0.70
	154	0.85
Fílico	271	0.50
	257	0.70
	251	0.85
Potásico	609	0.50
	578	0.70
	564	0.85
Propilítico	1183	0.50
	1056	0.70
	998	0.85
Skarn	600	0.50
	555	0.70
	535	0.85
Silicificación	2267	0.50
	1827	0.70
	1625	0.85
Inalterado	1092	0.50
	1010	0.70
	973	0.85

#### 4.3.5.6 Relación de Poisson

Hoek et al (2002) recomienda valores para la relación de Poisson del macizo rocoso ( $v_{rm}$ ) de acuerdo con el índice de GSI, la siguiente tabla muestra las recomendaciones mencionadas:

**Tabla 4.10. Valores de  $v_{rm}$  recomendados (Fuente: Hoek et al., 2002).**

GSI	$v_{rm}$
100 a 75	0.20
75 a 35	0.25
35 a 0	0.30

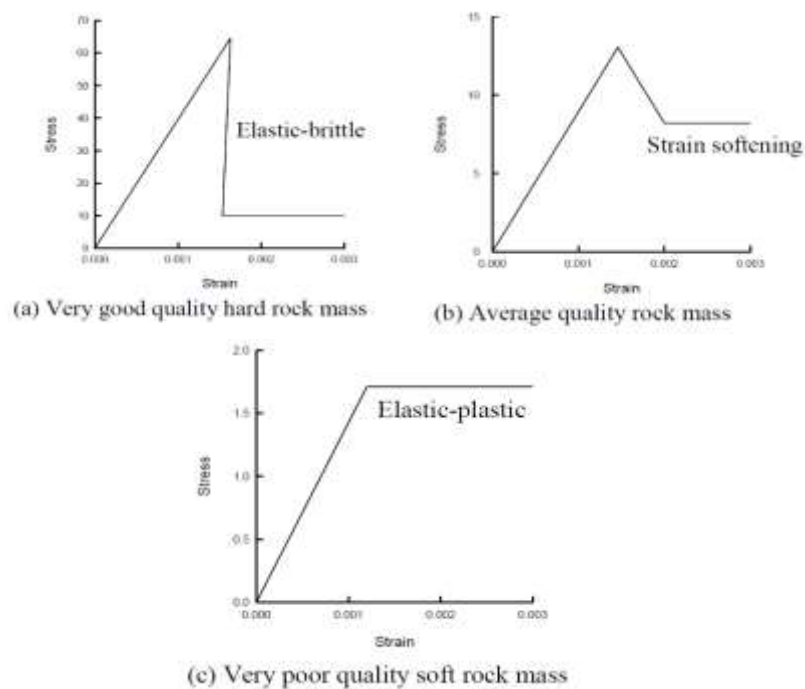
Como consecuencia, se consideraron los siguientes valores de  $v_{rm}$  para los tipos de alteraciones considerados, estos se muestran en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11. Valores de  $v_{rm}$  para cada tipo de alteración (Fuente: Elaboración Propia).

Unidad Geotécnica	$v_{rm}$
Argílico	0.30
Fílico	0.30
Potásico	0.30
Propilítico	0.25
Skarn	0.25
Silicificación	0.25
Inalterado	0.25

#### 4.3.5.7 Comportamiento Post-Pico

Con la finalidad de utilizar herramientas de cálculo numérico para los análisis, las características post-pico del macizo rocoso son requeridas, Hoek et al. (2002) recomienda las características post-pico mostradas en la Figura 4.27.



La Figura 4.27. Características Sugeridas de Comportamiento Post-pico para Diferentes Calidades del Macizo Rocosó (Fuente: Hoek et al., 2002).

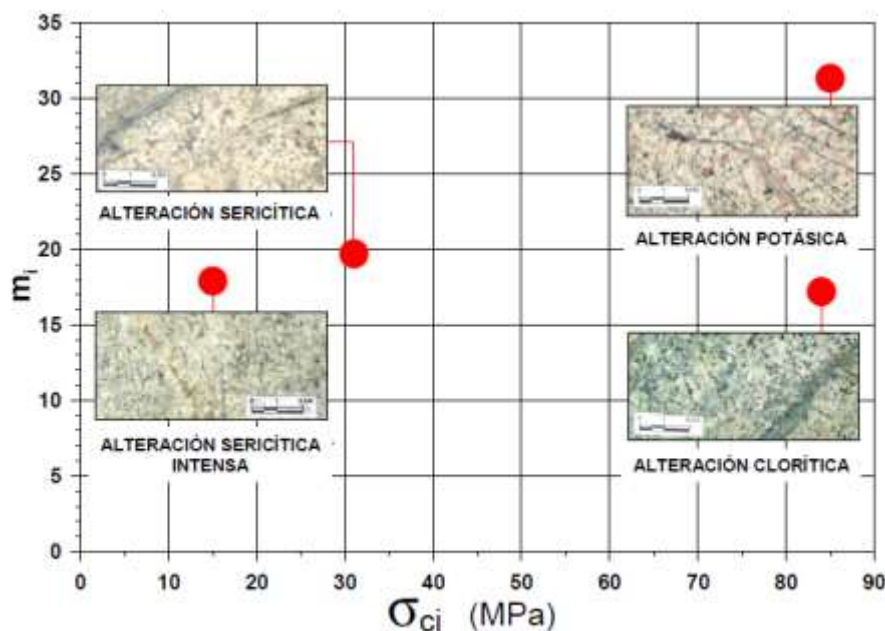
#### 4.4 INFLUENCIA DEL TIPO DE ALTERACIÓN HIDROTÉRMAL EN EL MACIZO ROCOSO

En el acápite 2.10 se describió el proceso de alteración hidrotermal de las rocas que se genera principalmente por cambios en la temperatura, composición del fluido, permeabilidad de la roca, duración de la interacción agua/roca y composición mineralógica de la roca (Fletcher, 2000; Vallejo, 2002)

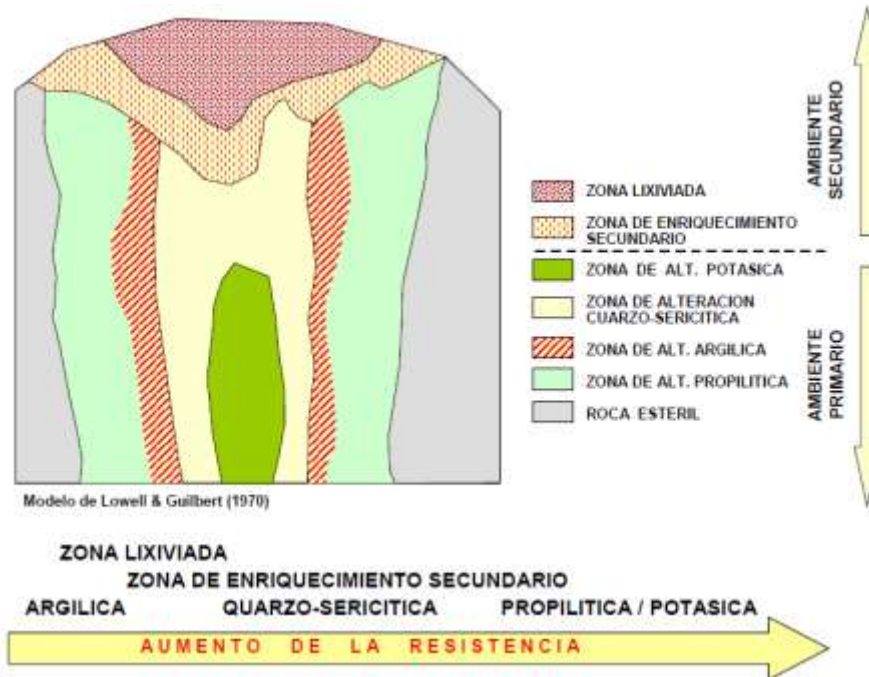
Como ya se mencionó anteriormente, el fluido hidrotermal produce cambios en las propiedades de la roca alterando su mineralogía, textura, densidad (aumento o disminución), porosidad, permeabilidad (aumento o disminución), susceptibilidad magnética (usualmente disminuye, pero puede aumentar cuando se deposita magnetita hidrotermal) y resistividad (Vallejo, 2002).

Con respecto a las discontinuidades, la alteración hidrotermal origina un mayor fracturamiento por efecto de la presión causando un fracturamiento hidráulico y modificando la resistencia en las paredes de las fracturas (Vallejo, 2002).

Lowell y Guilbert (1970) y Hoek y Karzulovic (2000) demostraron la influencia de las alteraciones hidrotermales en las propiedades geomecánicas de las rocas, tales como la variabilidad de la constante  $m_i$  en función a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta para tipos de alteraciones hidrotermales (ver Figuras 4.15 y 4.16 respectivamente).



**Figura 4.15. Relación del  $m_i$  con la Resistencia a la Compresión Simple de la Roca Intacta ( $\sigma_{ci}$ ) (Fuente: Hoek y Karzulovic, 2000).**



**Figura 4.16. Zonificación de Alteración y Mineralización (Fuente: Lowell y Guilbert, 1970).**

Asimismo, Hoek et al. (2000) indica que en la mayoría de las minas de tajo abierto asociadas con los Andes sudamericanos, los cuerpos de mineral se encuentran alrededor de un halo de roca fuertemente alterada y como consecuencia el impacto de las alteraciones en la resistencia del macizo rocoso y la estabilidad de los taludes es significativa. La Figura 4.13 muestra la influencia de las alteraciones de la roca en la resistencia de la roca intacta de la mina Chuquicamata en Chile.

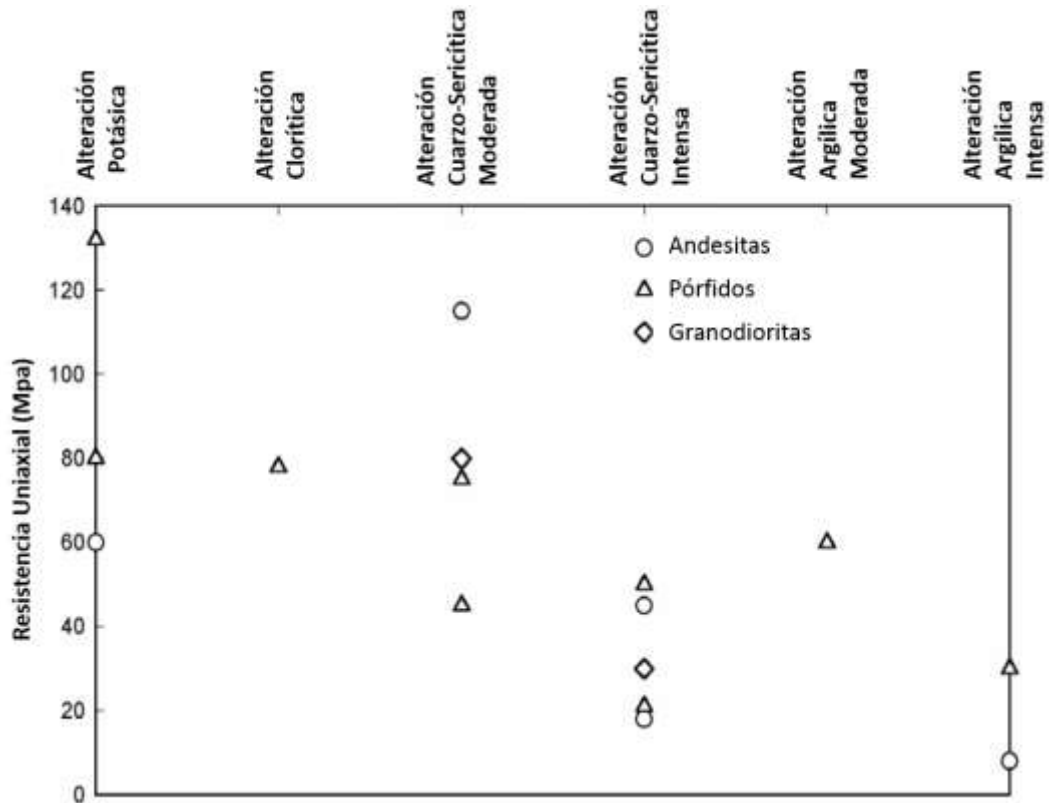


Figura 4.13. Influencia de las Alteraciones Hidrotermales en la Roca Intacta de la Mina Chiquicamata (Fuente: Hoek et al, 2000).

#### 4.4.1 Influencia de la Alteración Hidrotermal para el Caso de Aplicación

Para el caso de aplicación se obtuvieron los valores mostrados en la Figura 4.14, mientras que la variación del UCS con respecto a la alteración hidrotermal se muestra en la Figura 4.15.

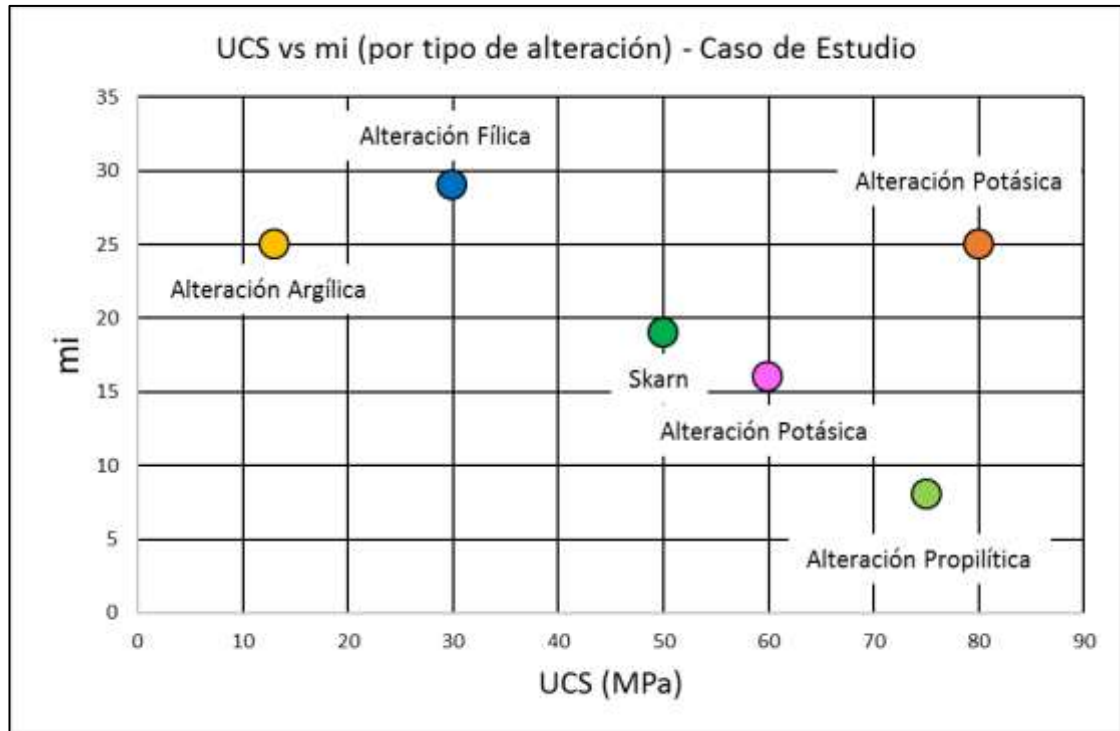


Figura 4.14. Relación del  $m_i$  con la Resistencia a la Compresión Simple de la Roca Intacta ( $\sigma_{ci}$ ) para el caso de Aplicación (Fuente: Elaboración Propia).

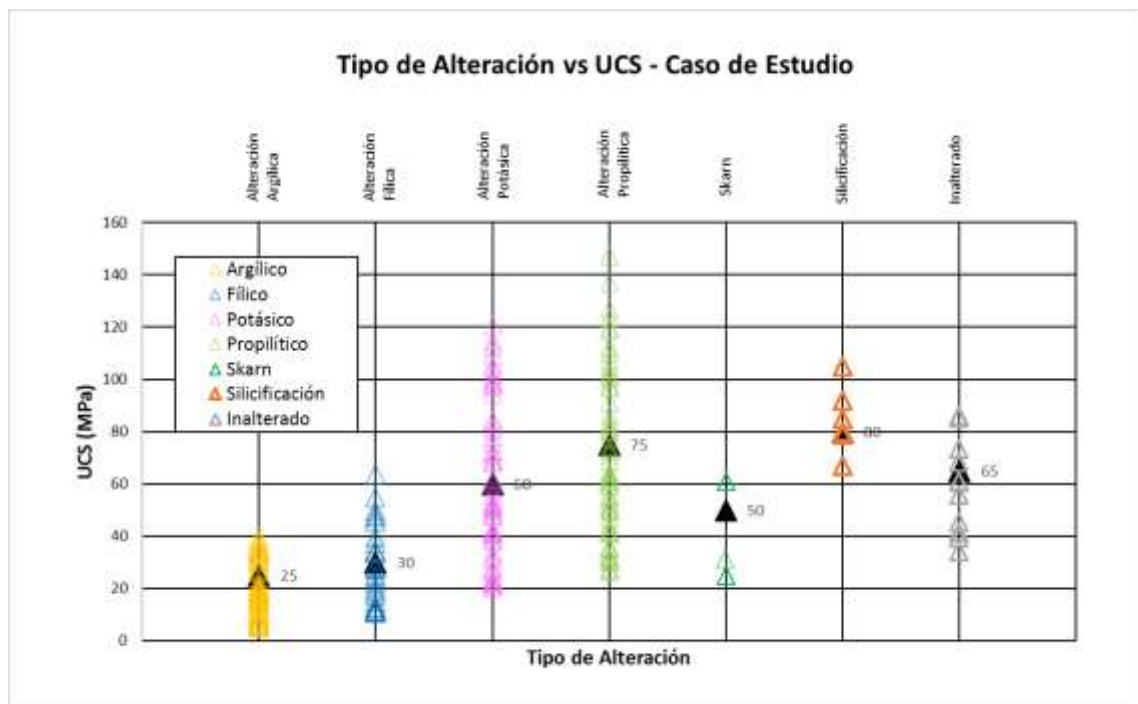


Figura 4.15. Influencia de las Alteraciones Hidrotermales en la Roca Intacta para el caso de Aplicación (Fuente: Hoek et al, 2000).

De acuerdo con lo descrito anteriormente se observa:



- La variabilidad de la resistencia de un mismo tipo de roca se ve influenciada con respecto al tipo de alteración hidrotermal.
- La tendencia de la resistencia de menor a mayor con respecto a los tipos de alteración hidrotermal analizados es Argílica, Fílica, Skarn, Potásica, Propilítica y Silicificación.
- Se observa que una roca del mismo tipo de litología sin ningún proceso de alteración (inalterada) presenta una disminución de la resistencia con alteraciones Argílica, Fílica, Skarn y Potásica. Por otro lado, se evidencia un aumento en la resistencia para las alteraciones propilítica y silicificación.

## CAPÍTULO V: ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

En los taludes excavados en roca, tal cual es el caso de taludes mineros, la inestabilidad puede darse como resultado de deslizamientos o separación a lo largo de discontinuidades geológicas estructurales, tales como diaclasas, fallas, cizallas, estratificación, foliación, entre otros.

En la roca fracturada débil o alterada, como es el presente caso de aplicación, los taludes pueden quedar sujetos a la degradación, esquirolamiento y caída de rocas, que pueden resultar en condiciones de trabajo inseguras. En los taludes muy altos o en los taludes compuestos por roca muy fracturada o débil, la inestabilidad puede ocurrir también como resultado de un fallamiento a través del macizo rocoso. También es posible que ocurran diferentes combinaciones de fallamiento a lo largo de las discontinuidades y a través del macizo rocoso.

En la presente investigación se han tomado en cuenta ensayos de laboratorio y ensayos de campo de estudios preliminares, los cuales fueron descritos en el capítulo III. Estos ensayos sirvieron para caracterizar un nuevo modelo geotécnico basado en alteraciones hidrotermales presentes en la geología del yacimiento. La caracterización descrita se presenta en el capítulo IV.

A continuación, se realizará un análisis de sensibilidad para cada tipo de alteración con la finalidad de determinar la influencia del tipo de alteración en la estabilidad.

### 5.1 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Se realizó un análisis de sensibilidad para cada tipo de alteración utilizando la metodología de análisis de equilibrio límite mediante el método de Spencer (descrito en el acápite 2.5.1).

El análisis de sensibilidad verificó la variabilidad del factor de seguridad del macizo en función al ángulo del talud y el tipo de alteración, para los análisis se consideró un factor de disturbancia de 0.

La Tabla 5.1 muestra las propiedades geomecánicas usadas para los análisis de sensibilidad por tipos de alteración

**Tabla 5.1. Resumen de Propiedades Geomecánicas de las Alteraciones para el Análisis de Sensibilidad (Fuente: Elaboración Propia).**

Alteración	GSI	UCS (MPa)	mi	mb	s	a
Argílico	20	25	13	0.747	1.3E-04	0.544
Fílico	25	30	29	1.991	2.4E-04	0.531
Potásico	25	60	16	1.511	2.0E-04	0.531
Propilítico	40	75	8	1.766	7.0E-04	0.516
Skarn	35	50	19	1.560	4.0E-04	0.522
Silicificación	50	80	25	3.506	2.2E-04	0.508
Inalterado	35	65	13	1.231	4.0E-04	0.522

La Tabla 5.2 y Figura 5.1 muestran los resultados y la variabilidad de los factores de seguridad en función al ángulo del talud y tipo de alteración para una altura de talud inter-rampa de 150 m. Las unidades geotécnicas tomadas en cuenta se realizaron en base a las alteraciones presentes en el modelo geológico.

**Tabla 5.2. Factor de Seguridad en Función al Angulo del Talud y Tipo de Alteración para una altura de talud inter-rampa de 200 m (Fuente: Elaboración Propia).**

Unidad Geotécnica	Angulo del Talud						
	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°
Factor de Seguridad							
Argílico	1.73	1.54	1.39	1.23	1.10	0.99	0.87
Fílico	2.55	2.26	2.04	1.79	1.61	1.44	1.26
Potásico	2.60	2.31	2.10	1.83	1.66	1.45	1.34
Propilítico	2.85	2.54	2.37	2.10	1.95	1.69	1.65
Skarn	3.42	3.05	2.79	2.45	2.25	1.95	1.86
Silicificación	4.70	4.19	3.88	3.45	3.18	2.75	2.68
Inalterado	2.76	2.46	2.26	1.99	1.82	1.58	1.51

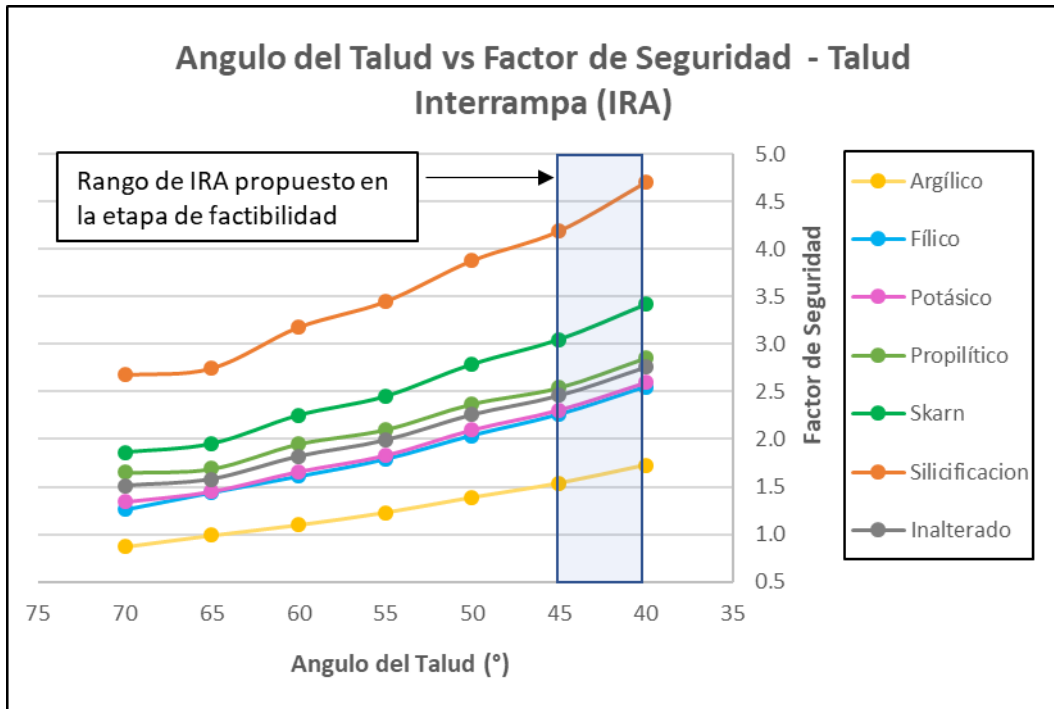


Figura 5.1. Angulo del Talud vs Factor de seguridad para cada tipo de alteración para una altura de talud inter-rampa de 150 m (Fuente: Elaboración Propia)

#### 5.1.1.1 Discusión de Resultados

Tal y como se puede observar, las alteraciones con mayor resistencia están vinculadas a la silicificación, mientras que las de menor resistencia están vinculadas a la argilización.

Con respecto al diseño de taludes inter-rampa, los cuales son analizados considerando la resistencia del macizo rocoso, se podría afirmar que para las condiciones geológicas existentes estos se encontrarían estables en condiciones estáticas considerando taludes de hasta 45° para el caso de la alteración argílica y mayores a 70° para el caso de la silicificación.

Cabe resaltar que si bien la etapa de factibilidad recomienda ángulos interrampa menores a 45 estos podrían optimizarse dependiendo de qué tipo de alteración presenten las paredes del tajo final.

## 5.2 PARAMETROS DE RESISTENCIA - CASO DE APLICACION

### 5.2.1 Parámetros de Resistencia del Macizo Rocosó

A continuación, se presenta un resumen de las propiedades geomecánicas de los tipos alteraciones ya mencionados. Se consideraron valores de disturbancia (D) para porciones dentro de una zona inmediatamente detrás del talud del tajo final. A una profundidad perpendicular equivalente a  $1/8$  de altura del talud global, se aplicó una D de 0.85. Para la zona entre  $1/8$  y  $1/3$  de la altura del talud global, se aplicó una D de 0.7. Para la profundidad mayor a  $1/3$  de la altura del talud global se aplicó un factor de 0.5 (Piteau, 2000).

A continuación, se presentan las propiedades geomecánicas para cada material considerado para el desarrollo de los análisis de estabilidad.

**Tabla 4.12. Resumen de Propiedades Geomecánicas de las Alteraciones (Fuente: Elaboración Propia).**

Alteración	$\gamma_{total}$ ( $kN/m^3$ )	GSI	UCS (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	D	$E_{rm}$ (MPa)	$\nu_{rm}$
Argílico	25	20	25	13	0.177	2.33E-05	0.544	0.50	162	0.30
					0.099	9.22E-06		0.70	157	
					0.056	4.11E-06		0.85	154	
Fílico	25	25	30	29	0.478	4.54E-05	0.531	0.50	271	0.30
					0.276	1.90E-05		0.70	257	
					0.161	8.91E-06		0.85	251	
Potásico	25	25	60	16	0.619	4.54E-05	0.531	0.50	609	0.30
					0.357	1.90E-05		0.70	578	
					0.209	8.91E-06		0.85	564	
Propilítico	25	40	75	8	0.815	2.00E-04	0.516	0.50	1183	0.25
					0.506	1.00E-04		0.70	1056	
					0.318	4.20E-05		0.85	998	
Skarn	25	35	50	19	0.678	1.00E-04	0.522	0.50	600	0.25
					0.406	3.93E-05		0.70	555	
					0.246	1.94E-05		0.85	535	
Silicificación	26	50	80	25	1.822	7.00E-04	0.508	0.50	2267	0.25
					1.218	3.00E-04		0.70	1827	
					0.821	2.00E-04		0.85	1625	
Inalterado	25	35	65	13	0.535	1.00E-04	0.522	0.50	1092	0.25
					0.320	3.93E-05		0.70	1010	
					0.194	1.94E-05		0.85	973	

### 5.2.2 Parámetros de Resistencia de las Discontinuidades

La resistencia al corte de discontinuidades que se producen dentro de un macizo rocoso tiene una gran influencia, la que en algunos casos puede determinar la inestabilidad de taludes de gran altura como son los taludes inter-rampa.

De acuerdo con los estudios geotécnicos las discontinuidades presentan los siguientes valores promedio de cohesión y fricción en condiciones pico y residuales:

**Tabla 4.13. Parámetros de Resistencia en las Discontinuidades (Fuente: Elaboración Propia)**

Unidad Geotécnica	Cohesión (MPa)		Fricción (°)	
	Pico	Residual	Pico	Residual
Todas las Unidades	0.11 a 0.21	0.15 a 0.19	34 a 41	27 a 32

### 5.3 SISMICIDAD

El área de estudio del caso de aplicación se encuentra comprendida en la Zona 3, de acuerdo al Mapa de Zonificación Sísmica propuesto en la Norma de Diseño Sismo resistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) el cual se muestra en la Figura 5.1, correspondiéndole una alta sismicidad, con un factor de zona (Z) de 0,35. En el área cercana al proyecto se han registrado sismos de intensidades de VI en la Escala de Mercalli Modificada, según la información de sismicidad histórica recopilada por Silgado (1978).

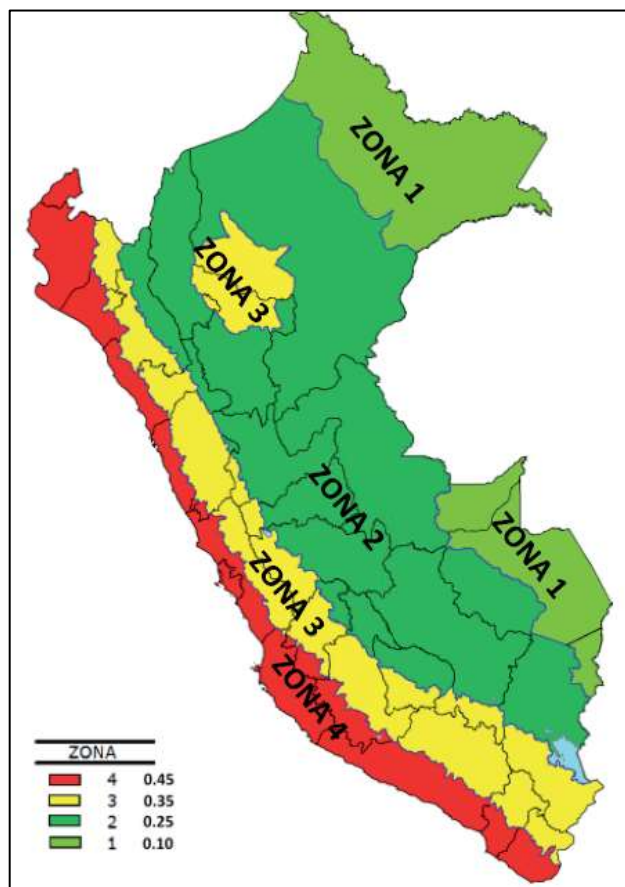


Figura 5.1. Mapa de Zonificación Sísmica del Perú (Fuente: NTP E030, 2016).

#### 5.3.1 Aceleración de Diseño

Los estudios en consideración para el área usaron aproximaciones determinísticas y probabilísticas, considerando el Sismo Máximo Creíble (MCE) y el Sismo Base de Operación (OBE), tomando en cuenta las recomendaciones del código internacional de construcción (International Building Code, IBC 2012).

Para el estudio, se revisó la sismicidad histórica y se consideraron las fuentes sismogénicas desarrolladas por Gamarra y Aguilar (2009) y las leyes de atenuación de Youngs et al. (1997) y Sadigh et al. (1997). El valor de la aceleración pico del terreno fue estimado para diferentes periodos de retorno, considerando diferentes periodos de vida útil y una probabilidad de excedencia de 10%. En la Tabla 5.3 se resume los valores de PGA obtenidos a partir del análisis probabilístico para los diferentes tipos de suelo definidos por el código IBC 2012.

**Tabla 5.3. Aceleraciones Máximas del Terreno (PGA) para Tipos de Suelo B, C y D (Fuente: Anddes, 2016).**

Ley de atenuación	Tipo de suelo (IBC 2012)	$a_{max}$ (g) para Tr (años)				
		100	200	475	975	2475
Youngs et al + Sadigh et al.	B	0,14	0,18	0,24	0,30	0,39
	C	0,17	0,21	0,27	0,33	0,42
	D	0,25	0,33	0,42	0,50	0,66

Otro estudio de peligro sísmico para la zona estimó la máxima aceleración sísmica del terreno (PGA) para roca, considerando diferentes periodos de retorno; para los cálculos se utilizaron las leyes de atenuación del CISMID (2009), Youngs et al. (1997) y Sadigh et al. (1997). En la Tabla 5.4 se resume los valores de PGA obtenidos a partir del análisis probabilístico.

**Tabla 5.4. Aceleraciones máximas del terreno (PGA) en Roca (Fuente: Anddes, 2016)**

Ley de atenuación	Tipo de suelo	$a_{max}$ (g) para Tr (años)			
		100	475	975	2475
CISMID+Youngs et al+Sadigh et al	Roca	0,15	0,24	0,30	0,37

Los estudios mencionados muestran que la máxima aceleración del terreno (PGA), para un periodo de retorno de 475 años (Guía Para la Elaboración de Planes de Cierre de Minas, 2006). Para un suelo tipo B (roca) es 0,24g.

### 5.3.2 Coeficiente Sísmico

La definición del coeficiente sísmico de acuerdo a Kavazanjian (2013) es la siguiente:

- Es un coeficiente de la fuerza lateral usada en el análisis pseudo-estático de equilibrio límite.



- Es una forma de representar los efectos de la carga sísmica en taludes y estructuras de retención de tierra usando el análisis de equilibrio límite.

De acuerdo a esta definición se debe recalcar que este coeficiente no es el mismo a la aceleración pico del terreno (PGA), un coeficiente vertical o un factor de seguridad independiente. Para la presente investigación se tomará en cuenta el criterio de la USACE.

### 5.3.3 Criterio de la USACE

Se recomienda que el coeficiente sísmico a ser considerado en el análisis en la condición pseudo-estática de diseño de taludes, sea obtenido como una fracción que varía entre 1/3 a 1/2 de la máxima aceleración esperada.

Esta recomendación es consistente con las recomendaciones del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, USACE, Hynes y Franklin, 1984, Federal Highway Administration, 1997), quienes sugieren el uso de un coeficiente sísmico igual al 50% (1/2) de la aceleración pico de diseño.

Por lo tanto, a partir de las recomendaciones del USACE, el coeficiente sísmico para la etapa final del tajo en condiciones de cierre sería de **0.12 g** para un periodo de retorno de **500 años** (MINEM, 2017).

También es importante mencionar que en la normativa peruana sobre taludes (E050 y C.E.020), no se expresa recomendación alguna respecto a qué fracción del PGA corresponde el coeficiente sísmico a emplear en el análisis pseudo-estático de estabilidad física de taludes. Sin embargo, es muy común en el medio utilizar el criterio del 50% del PGA.

#### 5.4 FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO – CASO DE APLICACIÓN

Con respecto al valor del factor de seguridad mínimo en condiciones de cierre, la literatura disponible sugiere en su mayoría valores asociados para etapas de operación.

Para el caso de aplicación de la presente investigación se proponen los valores de PoF y FS mostrados en la Tabla 5.5 como criterios de aceptabilidad en función a los siguientes valores aproximados de algunas de las características del tajo abierto:

- **Máxima Altura Inter-rampa  $\approx 150$  m.**
- **Máxima Altura Global  $\approx 600$  m.**
- **Material deslizado dentro del Tajo  $\approx 70$  Ktn/m (consecuencia media).**
- **Nivel del Proyecto: Etapa de Cierre (pit final).**

Tal cual fue mencionado en el capítulo II se sugiere los siguientes criterios de aceptación.

Tabla 5.5. Criterios de Aceptación para FS y PoF por Escala de Talud y Características de Inestabilidad para el Caso de Aplicación (Fuente: Elaboración Propia).

Escala del Talud	Tipo de Consecuencia	Análisis Estático FS	Análisis Pseudo-estático FS	PoF (%)
Inter-rampa	Media	>1.2	>1.0	<20
Global	Media	>1.3	>1.05	<5-10

#### 5.5 ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Se consideró utilizar el método de equilibrio límite para analizar la estabilidad de los taludes críticos, este tipo de análisis requiere información sobre los parámetros de resistencia del macizo rocoso. El sistema de equilibrio límite supone que, en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

### 5.5.1 Análisis de Talud Inter-rampa y Global

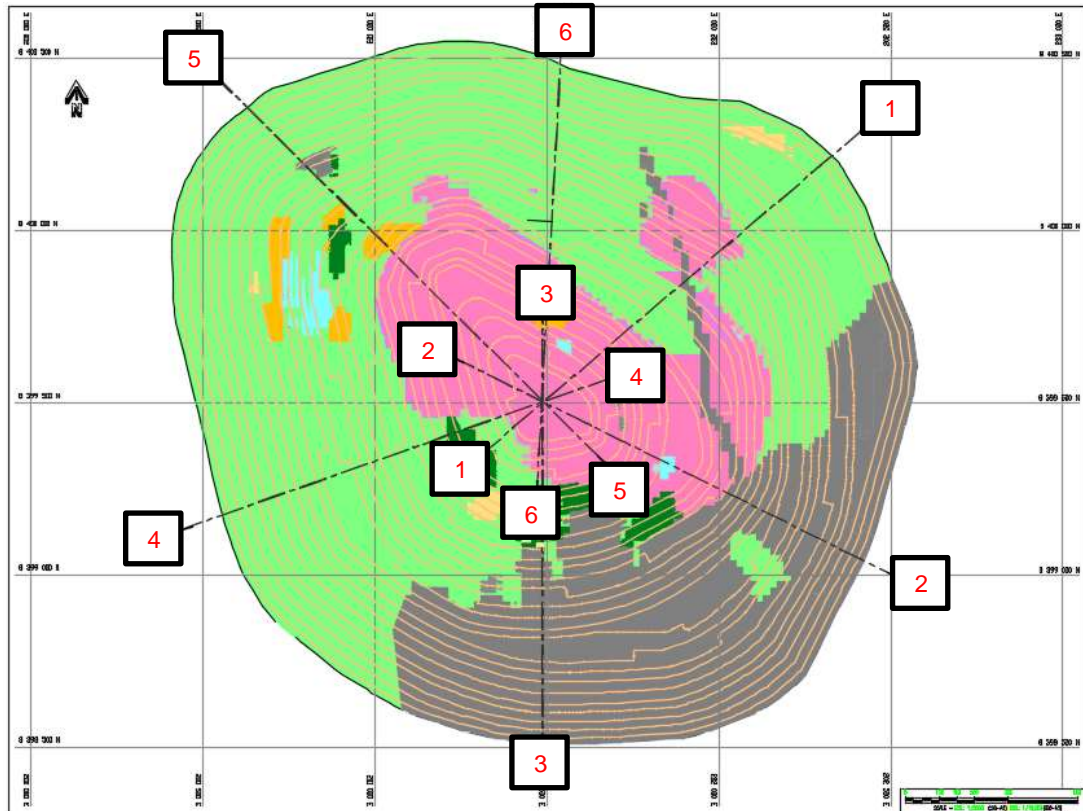
El diseño óptimo de talud de tajo abierto es aquel que maximiza los ángulos de los taludes globales, minimiza el riesgo de inestabilidad global y permite el movimiento seguro y eficiente del personal, equipos y materiales durante las operaciones mineras. En la mayoría de los casos, es impracticable (y generalmente no tiene sentido desde el punto de vista económico) diseñar el talud de manera tal que no ocurra ningún fallamiento. Un enfoque más pragmático es diseñar el tajo con bancos y excavar el talud bajo condiciones controladas, de modo que cualquier fallamiento que ocurra, sea capturado y efectivamente controlado en las bermas. Este enfoque permite una seguridad adecuada a un costo mínimo, si bien se puede requerir de medidas especiales de diseño o remediación para mantener la integridad y seguridad de los caminos e instalaciones críticas.

Para el análisis de talud global se consideró un tipo de falla no circular del macizo rocoso. Con los análisis de talud inter-rampa y talud global se podrán determinar si las condiciones de diseño propuestas en la zonificación geomecánica serán las adecuadas.

### 5.5.2 Metodología de análisis de estabilidad

Para el análisis de estabilidad física de taludes globales, se utilizó el programa de cómputo Slide versión 6.0, para ello se realizó un análisis por equilibrio límite, el cual modela el macizo rocoso con el modelo constitutivo Hoek y Brown (2002); asimismo, se consideró la inclusión de fallas regionales (estructuras mayores) teniendo en cuenta el modelo de Mohr-Coulomb, compilando así el modelamiento del macizo con el de las discontinuidades en un modelo anisotrópico generalizado, el cual permite la búsqueda optimizada de superficies de falla no circulares, teniendo en cuenta la anisotropía presente a causa de las discontinuidades que buzcan en dirección del talud del macizo.

En la Figura 5.2 se presenta la vista en planta de las secciones analizadas. A continuación, se presenta una descripción de las consideraciones del diseño geotécnico tomadas en cuenta para la ejecución de los análisis de estabilidad del tajo.



**Figura 5.2. Vista en Planta de las Secciones de Análisis del Tajo (Fuente: Elaboración Propia).**

### 5.5.3 Condiciones de análisis

Se ha tomado en cuenta las siguientes condiciones para el análisis:

- Las propiedades de los materiales fueron obtenidas a partir de los ensayos de campo y de laboratorio realizados en muestras representativas, del trabajo de campo realizado en las perforaciones, y del análisis por medio del programa RocData para la obtención de los parámetros del modelo de Hoek y Brown a partir de la información anterior.
- Se tomó en cuenta la zonificación de la condición de la disturbancia en función de la profundidad propuesta por Piteau (2000).

#### 5.5.4 Resultados Obtenidos

En el Anexo C se presenta los resultados del programa Slide, los cuales muestran los análisis de equilibrio límite realizados a los taludes inter-rampa y globales del diseño del caso de aplicación. Dichas salidas contienen información de todas las secciones transversales, propiedades de los materiales y ubicación de la superficie de falla crítica con el menor factor de seguridad. En la Tabla 5.6, se presenta un resumen de los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad realizados para la condición estática y pseudo-estática para diferentes condiciones de niveles freáticos con respecto a las paredes del tajo.

**Tabla 5.6. Resultados de la Estabilidad Falla Global e Inter-rampa mediante el Método de Equilibrio Límite. (Fuente: Elaboración Propia)**

Sección	Talud	Factor de seguridad					
		Sin Presencia del NF		NF a 45 m		NF a 30 m	
		Análisis estático	Análisis pseudo-estático	Análisis estático	Análisis pseudo-estático	Análisis estático	Análisis pseudo-estático
Sección 1-1	Interrampa inferior	1.36	1.10	1.33	1.10	1.29	1.06
	Interrampa superior	1.66	1.35	1.66	1.35	1.66	1.35
	Global	1.40	1.15	1.33	1.08	1.31	1.06
Sección 2-2	Interrampa inferior	1.33	1.09	1.33	1.09	1.29	1.06
	Interrampa superior	1.35	1.11	1.35	1.11	1.35	1.11
	Global	1.36	1.09	1.29	1.03	1.27	1.01
Sección 3-3	Interrampa inferior	1.59	1.29	1.57	1.27	1.49	1.21
	Interrampa superior	1.66	1.35	1.66	1.35	1.66	1.35
	Global	1.54	1.27	1.37	1.12	1.34	1.11
Sección 4-4	Interrampa inferior	1.81	1.48	1.75	1.42	1.66	1.35
	Interrampa superior	1.68	1.37	1.68	1.37	1.68	1.37
	Global	1.63	1.33	1.48	1.21	1.45	1.18
Sección 5-5	Interrampa inferior	1.86	1.46	1.86	1.46	1.79	1.38

Sección	Talud	Factor de seguridad					
		Sin Presencia del NF		NF a 45 m		NF a 30 m	
		Análisis estático	Análisis pseudo-estático	Análisis estático	Análisis pseudo-estático	Análisis estático	Análisis pseudo-estático
	Interrampa superior	1.67	1.36	1.67	1.36	1.67	1.36
	Global	1.57	1.28	1.53	1.23	1.51	1.21
Sección 6-6	Interrampa inferior	1.33	1.07	1.32	1.07	1.27	1.04
	Interrampa superior	1.39	1.16	1.39	1.16	1.39	1.16
	Global	1.30	1.05	1.21	1	1.19	0.98

### 5.5.1 Discusión de Resultados

- Los análisis realizados mediante el método de equilibrio límite han considerado una superficie de falla del tipo no lineal para un macizo medianamente fracturado.
- Para el caso de análisis globales, la Figura 5.3 muestra que, para el caso de taludes completamente desaguados, los factores de seguridad obtenidos en todos los sectores son mayores que los mínimos requeridos. Asimismo, se puede observar que los niveles de agua subterránea deben de mantenerse por debajo de los 30 m en la mayoría de sectores con excepción del sector sureste determinado por la sección 2-2', el cual deberá de mantenerse como mínimo a 45 m y el sector norte representado por la sección 6-6' sin influencia del nivel freático considerando la configuración actual.

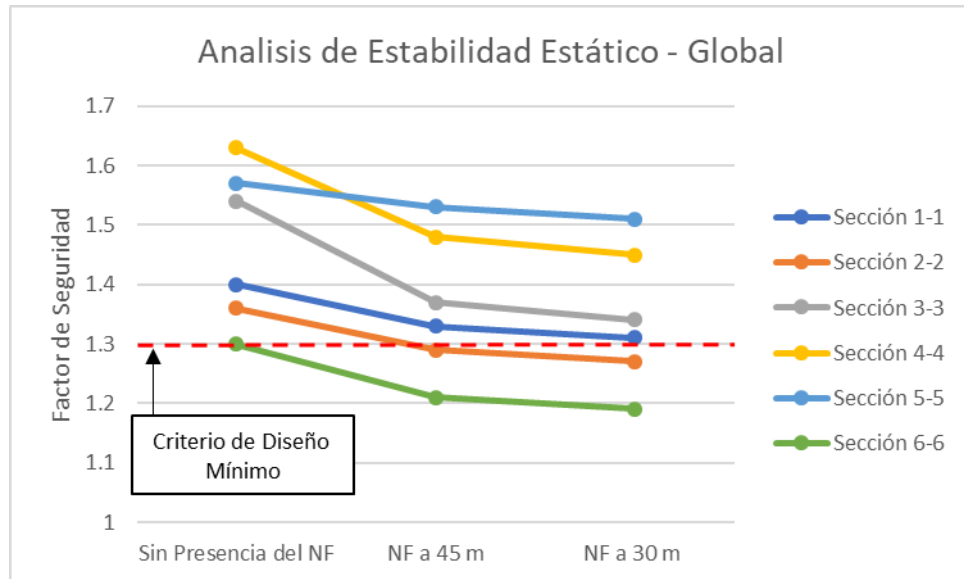


Figura 5.3. Variabilidad de los Factores de Seguridad para Análisis Globales en función a los Niveles Freáticos para el Caso de Aplicación (Fuente: Elaboración Propia).

- Para el caso de análisis a nivel interrampa, las Figuras 5.4 y 5.5 muestran que, para el caso de taludes completamente desaguados, los factores de seguridad obtenidos en todas las secciones son mayores que los mínimos requeridos. Asimismo, se puede observar que los niveles de agua subterránea en el caso del talud interrampa superior no influye en la estabilidad de los taludes, esto es debido principalmente a que el nivel freático en la zona del proyecto es de alrededor de 4025 msnm. Por otro lado, para el caso del talud interrampa inferior se recomiendan las mismas consideraciones que para taludes globales.

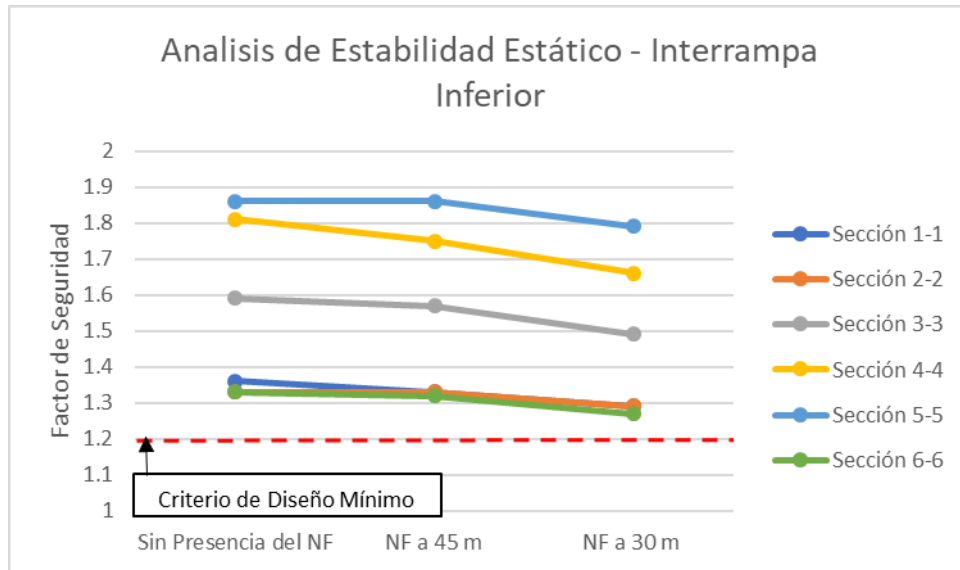


Figura 5.4. Variabilidad de los Factores de Seguridad para Análisis Interrampa Inferior en función a los Niveles Freáticos para el Caso de Aplicación (Fuente: Elaboración Propia).



Figura 5.5. Variabilidad de los Factores de Seguridad para Análisis Interrampa Superior en función a los Niveles Freáticos para el Caso de Aplicación (Fuente: Elaboración Propia).

- Tomando en consideración únicamente la calidad del macizo rocoso, se podrá tomar en cuenta un incremento en los ángulos de los taludes interrampa y globales en los sectores oeste y nor-oeste determinados por las secciones 4-4' y 5-5' en donde se poseen factores de seguridad relativamente altos; sin embargo, se deberá tener en cuenta realizar investigaciones geotécnicas en dichos sectores para incrementar la confiabilidad del modelo geotécnico ya



que no se cuenta con información detallada que ayude a determinar la preponderancia de la alteración propilítica (favorable) en dichos sectores.

## 5.6 ANÁLISIS NUMÉRICO

Se realizó el análisis numérico para el cálculo de estabilidad de taludes a nivel global con el uso del software Phase<sup>2</sup> el cual permite estimar la estabilidad de los taludes mediante el cálculo de deformaciones con el uso de elementos finitos.

Debido a que las herramientas numéricas no poseen dentro de su formulación el cálculo de un factor de seguridad, se considerará el método de reducción de la resistencia al corte o “SSR” por sus siglas en inglés.

### 5.6.1 Metodología de Reducción de Resistencia al Corte (SSR)

Para los taludes, el FS es frecuentemente definido como la comparación de la actual resistencia al corte con la mínima resistencia al corte requerido para prevenir la falla.

Una manera lógica de calcular el FS con los métodos de elementos finitos es reducir la resistencia al corte hasta que el colapso ocurra. El FS de esta manera es determinado como la proporción de la actual resistencia al corte y la resistencia reducida hasta la falla. Esta técnica fue introducida por Zienkiewicz et al. (1975) para el cálculo del FS en taludes.

Para realizar el análisis de estabilidad de taludes con la metodología SSR, las simulaciones son realizadas con series de incrementos de valores de FS, de esta manera las propiedades actuales del modelo de Hoek-Brown y el modelo de Mohr-Coulomb son reducidas.

Para el modelo de Hoek-Brown:

$$\tau_{red} = \frac{\tau^{orig}}{F} = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s)^{a-1}}}{2 + am_b(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s)^{a-1}} \chi \frac{1}{F} \quad (5.1)$$

Para el modelo de Mohr-Coulomb:

$$C_{trial} = \left(\frac{1}{f}\right) c \quad (5.2)$$

$$\phi_{trial} = \arctan \left( \frac{1}{f} \right) \tan \phi \quad (5.3)$$

### 5.6.2 Procedimiento del método

El concepto básico de la reducción de la resistencia al corte es generalmente basado en tres pasos:

1. Los parámetros de resistencia de un talud son reducidos por un factor de reducción (SRF), y se realizan los análisis por elementos finitos.
2. El proceso es repetido para valores diferentes del factor de reducción (SRF), hasta que el modelo se vuelva inestable (los resultados de los análisis no convergen).
3. Esto determina el factor crítico de reducción (SRF crítico) o factor de seguridad del talud.

La metodología SSR posee dos ventajas sobre los análisis de estabilidad realizados con métodos de equilibrio límite.

- La superficie de falla crítica es determinada automáticamente y no es necesario especificar la forma de la superficie de falla (circular, espiral logarítmica, etc).
- Los métodos numéricos automáticamente satisfacen los equilibrios traslacional y rotacional mientras que los métodos de equilibrio límite no.

### 5.6.3 Resultados Obtenidos

En el Anexo D se presentan los resultados del programa Phase<sup>2</sup>, los cuales muestran los análisis de elementos finitos realizados a los taludes globales del diseño del caso de aplicación. Dichas salidas contienen información de todas las secciones transversales, propiedades de los materiales y ubicación de la superficie de falla crítica con el menor factor de seguridad. En la Tabla 5.7, se presenta un resumen de los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad realizados para la condición estática y pseudo-estática.

**Tabla 5.7. Resultados del Análisis de Estabilidad mediante el Método de Elementos Finitos. (Fuente: Elaboración Propia).**

Sección	Localización de la Falla Crítica	Factor de seguridad Sin Presencia del NF	
		Análisis estático	Análisis pseudo-estático
Sección 1-1	Global	1.40	1.20
Sección 2-2	Interrampa Superior	1.33	1.20
Sección 3-3	Global	1.55	1.40
Sección 4-4	Global	1.60	1.40
Sección 5-5	Global	1.55	1.20
Sección 6-6	Global	1.30	1.00

#### 5.6.4 Discusión de Resultados

Como se puede observar los valores obtenidos mediante el análisis numérico con elementos finitos muestran valores cercanos a los obtenidos con el método de equilibrio límite. Sin embargo, se pueden tener las siguientes observaciones con respecto a los resultados:

- Los análisis realizados mediante el método SSR no consideran límites con respecto a la escala del análisis, ya que no suponen una superficie de falla, por el contrario la potencial falla se da de forma natural mediante la reducción de los parámetros de esfuerzo-deformación en todo el macizo, es por eso que en el caso de la sección 2-2' los valores obtenidos reflejan una zona con mayor inestabilidad a nivel interrampa superior tal cual se demuestra en la Tabla 5.6 mediante los métodos de equilibrio límite.
- Se deberá tener especial atención en la zona sur-este superior y norte determinada por las secciones 2-2' y 6-6'; se recomiendan investigaciones geotécnicas adicionales para una mejor estimación de los parámetros de resistencia debido a que podría ser una zona posiblemente inestable a futuro.
- De acuerdo con los análisis de sensibilidad realizados, los ángulos interrampa de las paredes del tajo en el sector nor-oeste determinado por la sección 5-5' pueden incrementarse de 45° hasta 47° debido a la presencia de las alteraciones Skarn y Propilítica; sin embargo, se deberá tener especial

atención en el caso de la presencia de alteraciones Potásica y Fílica en donde se recomiendan ángulos interrampa no mayores a los 43°.

- De acuerdo con los análisis de sensibilidad realizados, los ángulos interrampa de las paredes del tajo en el sector nor-este determinado por las secciones 6-6' y 1-1' pueden incrementarse de 45° hasta 47° debido a la presencia de la alteración Propilitica; sin embargo, se deberá tener especial atención en el caso de la presencia de alteraciones Potásica y Fílica en donde se recomiendan ángulos interrampa no mayores a los 43°.
- De acuerdo con los análisis de sensibilidad realizados, los ángulos interrampa de las paredes del tajo en el sector sur-este determinado por las secciones 2-2' y 3-3' pueden incrementarse de 40° hasta 45° y 47° debido a la presencia de la roca inalterada y la alteración Propilitica; sin embargo, se deberá tener especial atención en el caso de la presencia de alteraciones Potásica y Fílica en donde se recomiendan ángulos interrampa no mayores a los 43°.
- De acuerdo con los análisis de sensibilidad realizados, los ángulos interrampa de las paredes del tajo en el sector sur-oste determinado por la sección 4-4' pueden incrementarse de 45° hasta 45° y 47° debido a la presencia de la roca inalterada y la alteración Propilitica; sin embargo, se deberá tener especial atención en el caso de la presencia de alteración Fílica en donde se recomiendan ángulos interrampa no mayores a los 43°.

## 5.7 CRITERIOS DE DISEÑO PROPUESTOS

En la Tabla 5.8 se presenta la configuración de los taludes recomendados de acuerdo con el tipo de alteración y condiciones geomecánicas en función a los análisis realizados en el capítulo 5.

**Tabla 5.8. Criterios de Diseño para la Zonificación Geomecánica en su Fase Final. (Fuente: Elaboración Propia).**

Sector de Diseño del Tajo	Tipo de Alteración	Angulo Inter-rampa Inicial (°)	Angulo Inter-rampa Propuesto (°)	Altura Máxima de los Taludes Inter-rampa Propuestos (m)
Sur-Este (Dominio I)	Fílica	40	43	200
	Inalterada		45	200
	Potásica		43	200
	Propilítica		47	200
Nor-Este (Dominio II)	Fílica	45	43	200
	Potásica		43	200
	Propilítica		47	200
Nor-Oeste (Dominio III)	Fílica	45	43	200
	Potásica		43	200
	Propilítica		47	200
	Skarn		47	200
Sur-Oeste (Dominio IV)	Fílica	45	43	200
	Inalterada		45	200
	Propilítica		47	200

## **CAPÍTULO VI: CRITERIOS DE DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DE LOS TALUDES DEL TAJO**

El diseño de los taludes es aplicado a la realidad a través del planeamiento minero, el cual es usualmente un proceso iterativo entre el diseñador y el planificador.

La subsecuente implementación operativa de los diseños de taludes de acuerdo al planeamiento minero típicamente incluye requerimientos de control de voladura, control de excavación y perfilado de los taludes (escalamiento) para asegurar que los diseños sean llevados a cabo de manera segura y económica.

Los continuos conflictos entre los intereses de producción y los de la estabilidad de taludes en el entorno minero son frecuentemente exacerbados por el hecho de que las técnicas de soporte en la estabilización tales como el control de voladura y estabilización de taludes generalmente incrementan los costos de operación en los cuales la parte operativa de la mina generalmente es evaluada.

El propósito de este capítulo es tratar la importancia de la implementación del diseño de los taludes, así como las consideraciones de la estabilidad de los mismos durante la etapa de cierre.

### **6.1 CONTROL DE VOLADURA Y “BACKBREAK”**

El proceso de voladura es parte importante en el desarrollo del tajo, mediante la voladura se puede extraer el material mineralizado con mayor facilidad para que pueda ser enviado a la chancadora y molienda para su posterior procesamiento y extracción de los minerales contenidos.

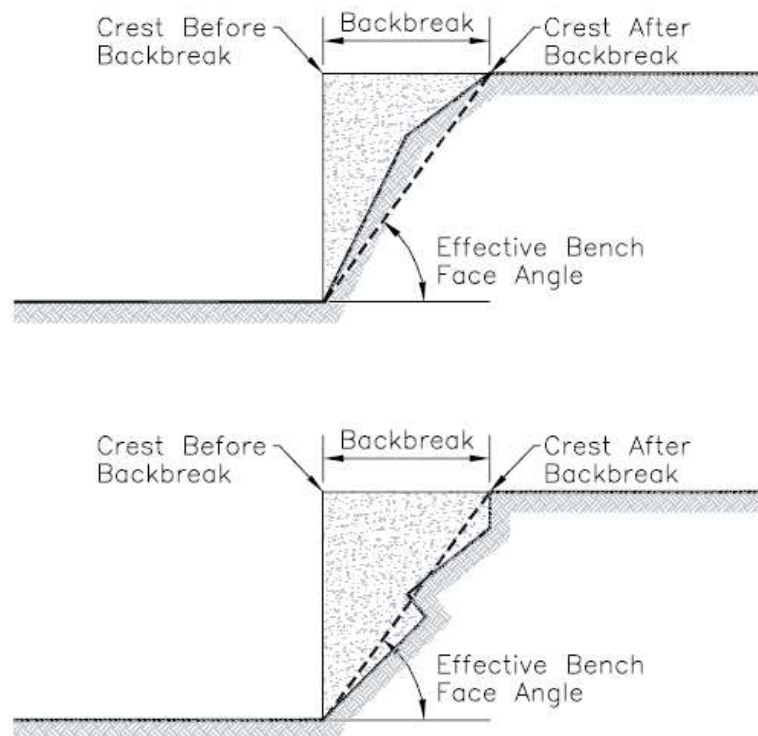
Si bien los procesos voladura no se comparan al nivel de importancia y la influencia que pueda tener la geología o el nivel de aguas subterráneas en la estabilidad de las paredes del tajo, a diferencia de estos, la operación minera puede tener un mayor control sobre los procesos de voladura.

No es inusual que la energía producida por procesos de voladura tenga efectos sustanciales en el control de la estabilidad de los taludes (Hagan and Bulow, 2009). La resistencia del macizo rocoso es sustancialmente reducida si se encuentra cerca a la voladura, por lo cual podrían producirse dos efectos en el macizo:

- La aparición de nuevas fracturas y fisuras en el talud y/o
- La apertura y extensión de fracturas y fisuras pre-existentes en el talud.

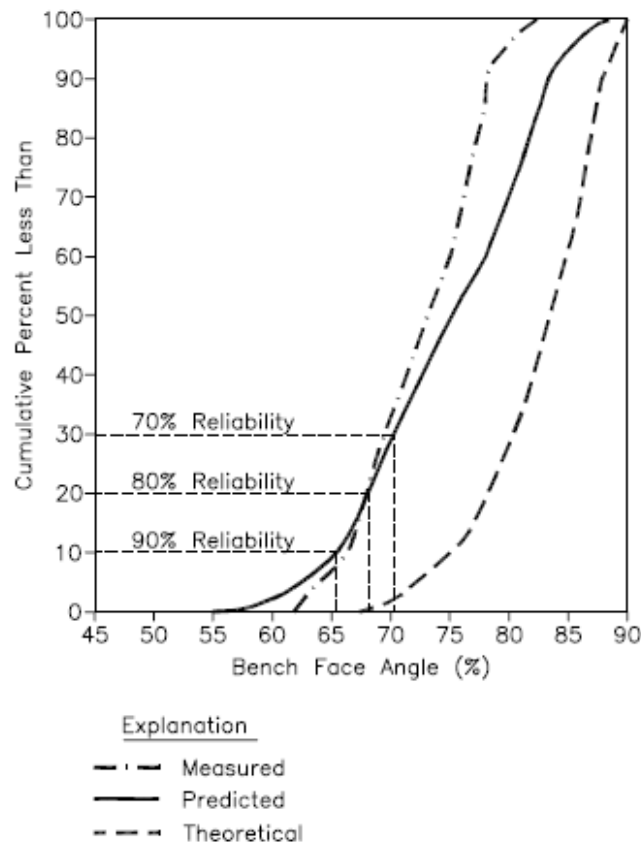
Con respecto al perfilado de los taludes es común referirse al término “backbreak”.

El “backbreak” es un término designado para referirse a la zona inestable que se encuentra entre los taladros de pre-corte y la cara del talud de diseño, que según otros autores puede definirse como la distancia entre el pie del talud (de acuerdo a lo planificado) y la cresta (de acuerdo a lo minado en campo) (Ryan and Prior, 2000). Con lo cual se podría deducir que una voladura mal controlada podría traer serios problemas en la definición y escalamiento de los ángulos de la cara de banco tal cual se puede observar en la Figura 6.1.



**Figura 6.1. Definición del “Backbreak” y el Ángulo Efectivo de la Cara de Banco (Fuente: Ryan and Prior, 2009).**

La tarea de la implementación de los taludes sugiere llevar un control en campo con respecto a los ángulos de banco logrados en campo y los diseñados; el procedimiento sugerido es determinar en campo los pies y crestas de los taludes logrados y compararlos con los diseñados tal cual se muestra en la Figura 6.2.



**Figura 6.2. Procedimiento Sugerido de Control de los Ángulos Logrados en la Cara de Banco (Fuente: Ryan and Prior, 2009).**

De acuerdo a la experiencia del autor, se sugiere el siguiente rango de error permitido con respecto a los pies (toes) de diseño para llevar un correcto control de los taludes en campo:

- $\pm 30$  cm con respecto a la vertical.
- $\pm 1$  m con respecto a la horizontal.

Cabe resaltar que el registro idealmente sería mejor implementado considerando un control para cada tipo de roca en cada sector de la mina donde se haya realizado una voladura, y así de esta manera determinar en qué zonas es probable que haya mayor "backbreak".

De acuerdo a lo mencionado, para tener éxito en la implementación de los taludes, las siguientes condiciones deben de ser tomadas en cuenta:



- El diseño de los taludes.
- La geología, especialmente las estructuras.
- Condiciones del nivel freático.
- Características de la vibración.
- Taludes existentes.

Una vez que estas condiciones hayan sido definidas, se pueden implementar correctamente las medidas para considerar taludes de diseño. El diagrama de flujo mostrado en la Figura 6.3 sugiere el procedimiento de implementación de los taludes considerando un adecuado control de voladura (Read and Stacey, 2009).

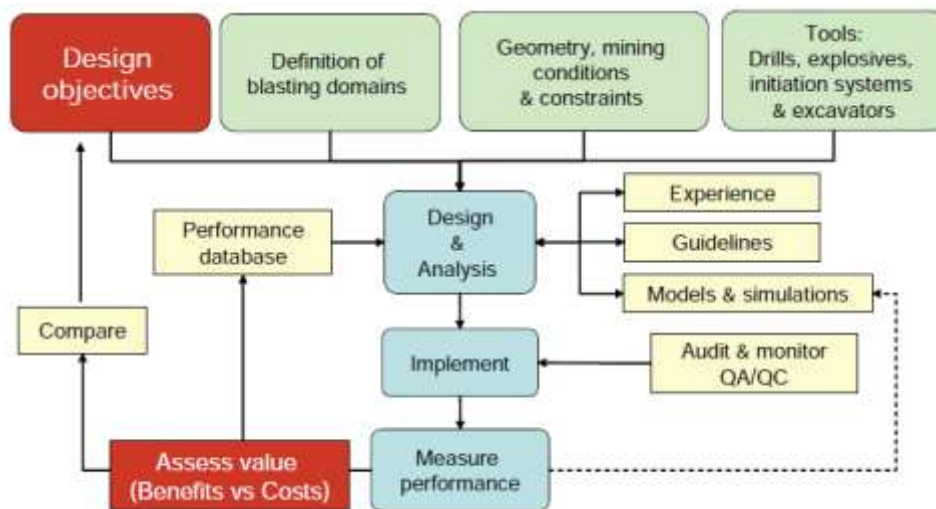


Figura 6.3. Diagrama de Flujo para la Implementación de los Taludes (Fuente: Stacey and Read, 2009).

Los términos frecuentemente usados en el control de voladura son mostrados en la Figura 6.4.

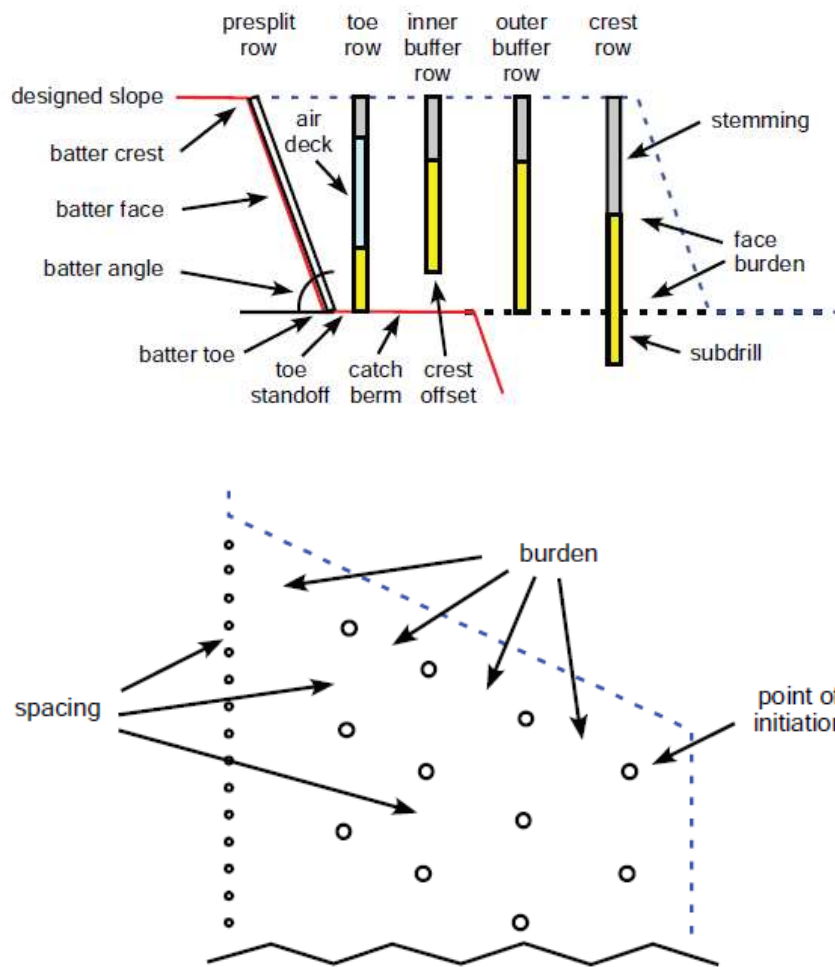


Figura 6.4. Terminología del Procedimiento de Voladura (Fuente: Stacey and Read, 2009).

### 6.1.1 Mecanismo del Daño por Voladura

El mecanismo que causa daño en los taludes por efectos de la voladura puede ser categorizado en efectos de campo cercano y de campo lejano.

En campo cercano, (menos de 50 metros de los taladros con explosivo), se pueden producir los mayores daños debido a que la presión de estas ondas de choque en la mayoría de los casos es mucho mayor a la resistencia del macizo rocoso.

Una manera de identificar el daño a los taludes es midiendo la velocidad pico partícula de la onda (VPP) en milímetros por segundo (mm/s) en la vecindad de los taludes de diseño. El VPP requerido para producir un daño en los taludes

depende de la resistencia y la configuración estructural del macizo rocoso, algunos valores típicos límites son:

- 50 a 100 mm/s, para el colapso de estructuras débiles.
- 125 a 500 mm/s, daño a roca débil.
- 375 a 1000 mm/s, daño a roca buena.

En campo lejano (más de 50 metros de los taladros con explosivo), los daños producidos son principalmente una reducción en la resistencia al corte del macizo y caída de material que posiblemente sea capturado por las bermas de los bancos. Este tipo de daño puede ser controlado minimizando los VPP y manteniendo una frecuencia dominante de las vibraciones por encima de la frecuencia natural de la estructura, con el fin de evitar la resonancia.

#### 6.1.2 Influencia de la Geología en el Control de Daño por Voladura

Las características geológicas de la zona adyacente a la voladura son importantes en el potencial del daño causado por la voladura.

Las siguientes características son importantes con respecto a las propiedades físicas y la resistencia de la roca intacta que compone el macizo rocoso:

- Resistencia a la compresión ( $\sigma_c$ )
- Resistencia a la tensión ( $\sigma_t \sim \sigma_c/10$ )
- Resistencia al corte de las discontinuidades
- Relación de Poisson
- Módulo de Young

Con respecto a las discontinuidades que componen el macizo rocoso las siguientes características son consideradas como importantes:

- Espesor
- Relleno
- Espaciamiento
- Persistencia
- Resistencia del material de relleno

- Orientación con respecto a la cara del talud

## 6.2 PLANEAMIENTO DEL CIERRE DEL TAJO

De acuerdo con las normas peruanas, el planeamiento del cierre de una mina debe ser desarrollado como una parte del diseño inicial de la mina, el cual es actualizado idealmente cada dos a tres años conforme se vaya adquiriendo más data. Los siguientes pasos pueden considerarse como representativos en el desarrollo de un plan de cierre para una mina en desarrollo:

- Desarrollo de los objetivos de cierre y criterios, asegurándose que las comunidades locales sean involucradas en este punto.
- Incorporación de planeamiento del cierre en los modelos geológicos e hidrogeológicos para evaluar las condiciones finales de las paredes del tajo, agua superficial, agua subterránea, y áreas adyacentes.
- Caracterización de sitio adicional para el desarrollo de los objetivos y eliminar vacíos de data.
- Desarrollo de un plan de cierre con consideraciones específicas, tales como una potencial formación de una laguna dentro del tajo y calidad de agua, estabilidad de las paredes y acceso público.
- Identificar áreas donde data adicional pueda ser colectada o investigada para proveer información para el plan de cierre final.

Con respecto a los principales inconvenientes, estos se mencionan a continuación:

- ✓ Drenaje ácido (ARD) y lixiviación de las paredes expuestas del tajo.
- ✓ Estabilidad de los taludes.
- ✓ Acceso a público y fauna.
- ✓ Uso post-minado.
- ✓ Viabilidad de rehabilitación a largo plazo.

### 6.3 ESTABILIDAD DE LAS PAREDES DEL TAJO EN CONDICIONES DE CIERRE

Los taludes del tajo son diseñados para ser estables bajo condiciones de operación. Estos son típicamente optimizados para proporcionar suficiente estabilidad para condiciones de trabajo seguras durante la operación.

Después del cierre, hay muchos cambios en las condiciones que influyen en la estabilidad de las paredes del tajo. Las presiones de poros cambian a medida que las actividades de despresurización cesan. Las fracturas de las paredes pueden saturarse y por lo tanto cambiar la resistencia al corte. El probable efecto es que las paredes del tajo puedan fallar con el tiempo, resultando en un área impactada mucho mayor y depositando los materiales mineralizados dentro del tajo y la laguna. Por consiguiente, la calidad del agua podría verse afectada.

En casos extremos una falla mayor de las paredes podría crear olas dentro del tajo y viajar a áreas pobladas. La estabilidad geotécnica de las paredes del tajo después de cierre es influenciada por:

- Cambios hidrogeológicos
- Intemperismo
- Flujo de escombros
- Pérdida de accesos en el tajo debido a inestabilidades
- Pérdida de cunetas y control del agua superficial
- Incremento de caídas de roca
- Sismicidad

## CONCLUSIONES

La investigación ha sido desarrollada en dos partes para su mejor entendimiento. En la primera se realizó una revisión bibliográfica sobre la filosofía del diseño de taludes mineros con énfasis en la influencia de las alteraciones hidrotermales en la caracterización del modelo geotécnico. En la segunda parte se analizó la estabilidad física de un tajo abierto en su etapa final considerando la influencia de las alteraciones hidrotermales en los criterios de diseño de las paredes del tajo.

Se presenta a continuación las conclusiones de la presente investigación:

1. Las alteraciones hidrotermales son de gran importancia en la caracterización del macizo rocoso, con un grado de importancia tal que la caracterización de las propiedades debe tener un mayor enfoque en la relación alteración/litología para el caso del diseño de un tajo abierto en algunos casos específicos en donde las alteraciones hidrotermales posean gran preponderancia.
2. De acuerdo a los análisis de sensibilidad realizados en la sección 5.1, las alteraciones con mayor resistencia son vinculadas a la silicificación, las de resistencia media están vinculadas a las alteraciones propilítica, potásica y skarn, mientras que las de menor resistencia son vinculadas a las alteraciones fílica y argílica.
3. De acuerdo a los análisis de sensibilidad realizados en la sección 5.1, con respecto al diseño de taludes inter-rampa y global, los cuales son analizados considerando la resistencia del macizo rocoso, se podría afirmar que para las condiciones geológicas existentes estos se encontrarían estables en condiciones estáticas considerando taludes de hasta 43° para el caso de la alteración argílica y mayores a 60° para el caso de la silicificación.
4. Para el caso de aplicación, los análisis realizados mediante el método de equilibrio límite mostrados en la sección 5.4 han considerado una superficie de falla del tipo no lineal correspondiente a un macizo medianamente fracturado, donde se puede observar que los factores de seguridad obtenidos en general son mayores que los mínimos requeridos.

5. Para el caso de análisis globales, la Figura 5.3 muestra que, para el caso de taludes completamente desaguados, los factores de seguridad obtenidos en todos los sectores son mayores que los mínimos requeridos. Asimismo, se puede observar que los niveles de agua subterránea deben de mantenerse por debajo de los 30 m en la mayoría de sectores con excepción del sector sureste determinado por la sección 2-2', el cual deberá de mantenerse como mínimo a 45 m y el sector norte representado por la sección 6-6' sin influencia del nivel freático (como mínimo a 60 m) considerando la configuración actual, con lo cual se puede establecer una operación segura para toda la vida de la mina, y que deberá tomarse en cuenta para los criterios de diseño en el número de pozos de bombeo y planes de despresurización durante el desarrollo de las operaciones.
6. Para el caso de los análisis a nivel interrampa, las Figuras 5.4 y 5.5 muestran que, para el caso de taludes completamente desaguados, los factores de seguridad obtenidos en todas las secciones son mayores que los mínimos requeridos. Asimismo, se puede observar que los niveles de agua subterránea en el caso del talud interrampa superior no influyen en la estabilidad de los taludes, esto es debido principalmente a que el nivel freático en la zona del proyecto es de alrededor de 4025 msnm. Por otro lado, para el caso del talud interrampa inferior se recomiendan las mismas consideraciones que para taludes globales.
7. Tomando en consideración la calidad del macizo rocoso, se podrá tomar en cuenta un incremento en los ángulos de los taludes interrampa y globales en los sectores oeste y nor-oeste determinados por las secciones 4-4' y 5-5' en donde se poseen factores de seguridad relativamente altos; sin embargo, se deberá tener en cuenta realizar investigaciones geotécnicas en dichos sectores para incrementar la confiabilidad del modelo geotécnico, ya que no se cuenta con información detallada que ayude a determinar la presencia de la alteración propilítica (favorable) en dichos sectores.
8. Se debe de confirmar la presencia en mayor preponderancia de la alteración propilítica en los sectores norte y noroeste mediante un programa de

investigación geotécnica y caracterización de la geomecánica de los materiales.

9. Los análisis realizados mediante el método de elementos finitos muestran superficies de falla similares y factores de seguridad cercanos a los obtenidos con el método de equilibrio límite.
10. Los análisis realizados mediante el método SSR no consideran límites con respecto a la escala del análisis ya que no suponen una superficie de falla, por el contrario la potencial falla se da de forma natural mediante la reducción de los parámetros de esfuerzo-deformación en todo el macizo, es por eso que en el caso de la sección 2-2' los valores obtenidos reflejan una zona con mayor inestabilidad a nivel interrampa superior tal cual se demuestra en la Tabla 5.6 mediante los métodos de equilibrio límite.
11. En comparación con los valores obtenidos en el diseño inicial, si bien no se observan variaciones con respecto a los ángulos interrampa, se puede observar una considerable reducción en los ángulos cara de banco en todos los sectores en aproximadamente  $20^\circ$  lo cual permitiría mejores controles ante indicios de inestabilidades producidas localmente.
12. Para el caso de análisis globales, la Figura 5.3 muestra que, para el caso de taludes completamente desaguados, los factores de seguridad obtenidos en todos los sectores son mayores que los mínimos requeridos. Asimismo, se puede observar que los niveles de agua subterránea deben de mantenerse por debajo de los 30 m en la mayoría de sectores con excepción del sector sureste determinado por la sección 2-2', el cual deberá de mantenerse como mínimo a 45 m y el sector norte representado por la sección 6-6' sin influencia del nivel freático considerando la configuración actual.



## RECOMENDACIONES

A continuación, las recomendaciones de la presente investigación:

1. Se deberá tener especial atención en la zona sur-este superior y norte determinada por las secciones 2-2' y 6-6'; se recomiendan investigaciones geotécnicas adicionales para una mejor estimación de los parámetros de resistencia debido a que podría ser una zona posiblemente inestable a futuro.
2. De acuerdo con los análisis de sensibilidad realizados, los ángulos interrampa de las paredes del tajo en el sector nor-oeste determinado por la sección 5-5' pueden incrementarse de 45° hasta 47° debido a la presencia de las alteraciones Skarn y Propilítica; sin embargo, se deberá tener especial atención en el caso de la presencia de alteraciones Potásica y Fílica en donde se recomiendan ángulos interrampa no mayores a los 43°.
3. De acuerdo con los análisis de sensibilidad realizados, los ángulos interrampa de las paredes del tajo en el sector nor-este determinado por las secciones 6-6' y 1-1' pueden incrementarse de 45° hasta 47° debido a la presencia de la alteración Propilítica; sin embargo, se deberá tener especial atención en el caso de la presencia de alteraciones Potásica y Fílica en donde se recomiendan ángulos interrampa no mayores a los 43°.
4. De acuerdo a los análisis de sensibilidad realizados, los ángulos interrampa de las paredes del tajo en el sector sur-este determinado por las secciones 2-2' y 3-3' pueden incrementarse de 40° hasta 45° y 47° debido a la presencia de la roca inalterada y la alteración Propilítica; sin embargo, se deberá tener especial atención en el caso de la presencia de alteraciones Potásica y Fílica en donde se recomiendan ángulos interrampa no mayores a los 43°.
5. De acuerdo a los análisis de sensibilidad realizados, los ángulos interrampa de las paredes del tajo en el sector sur-oste determinado por la sección 4-4' pueden incrementarse de 45° hasta 45° y 47° debido a la presencia de la roca inalterada y la alteración Propilítica; sin embargo, se deberá tener especial atención en el caso de la presencia de alteración Fílica en donde se recomiendan ángulos interrampa no mayores a los 43°.

6. La actualización de un modelo geotécnico es un proceso iterativo que va de la mano con el desarrollo del modelo geológico, para el caso de aplicación se sugiere prioritariamente la actualización del modelo geotécnico y los taludes de diseño en base al actual modelo geológico de alteraciones.
  
7. Se debe considerar un monitoreo permanente, y en caso se tenga el presupuesto necesario, se debería considerar monitoreo automatizado o la inclusión de un radar para proveer un monitoreo continuo en el sector noreste del tajo donde se poseen menores factores de seguridad.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- **ALE V., JOSE D., (2012)** “Influencia de la Alteración Hidrotermal en la Calidad del Macizo Rocoso en Taludes de Tajos Abiertos, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- **ALVA H., JORGE., (2009)** Apuntes de Clase Curso “Mecánica de Suelos Avanzada”, Postgrado Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- **ANDES, (2016)** “Actualización del Estudio Geotécnico del Tajo Constancia – Fases I, II y III”, Lima, Perú.
- **BIENIAWSKI Z.T., (1989).** Engineering Rock Mass Classifications, Canada.
- **CISNEROS B., JOSE, (2003).** Apuntes de Clase Curso “Diseño de Explotación a Cielo Abierto”, Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, Quito, Ecuador.
- **CORBERT, G. & LEACH, T. (1988)** Southwest Pacific Rim Gold-Copper Systems: Structure, Alteration and Mineralization, Society of Economic Geologists, Inc. 7811 Shaffer Parkway Littleton, CO 80127.
- **DOUGLAS, K. (2002).** The Shear Strength of Rock Masses. School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney, Australia.
- **DUNCAN C WYLLIE., y CHRISTOPHER W MAH., (2004)** Rock Slope Engineering Civil and Mining.
- **FLETCHER, C. (2016)** Geology for Ground Engineering Projects, CRC Press, Taylor & Francis Group, 6000 Broken Sound Parkway NW, Suite 300 Boca Raton, FL 33487-2742.
- **GIFKINS, C.C. Y ALLEN, R.L. (2001);** “Textural and Chemical Characteristics of Diagenetic and Hydrothermal Alteration in Glassy Volcanic Rocks: Examples from the Mount Read Volcanics, Tasmania”; Economy Geology, Volume 96, pp. 973-1002.
- **GIFKINS, C., HERRMANN, W., Y LARGE, R. (2005);** “Altered Volcanic Rocks – A Guide to Description and Interpretation”; Centre Ore Deposit Research, University of Tasmania, Hobart.
- **GOODMAN (1989).** Introduction to Rock Mechanics, John Wiley & Sons.
- **HOEK E., BROWN E.T. (1980)** “Empirical strength criterion for rock masses”. J. Geotech. Engng Div., ASCE 106(GT9), 1013-1035.

- **HOEK E, BROWN E.T. (1988)** “The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update”. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp, J.H. Curran ed, 31-38, Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto.
- **HOEK E., WOOD D., SHAH S. (1992)** “A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses”. Proc. rock characterization symp., Int. Soc. Rock Mech.: Eurock '92, J. Hudson ed, 209-213, London: British Geotechnical Society.
- **HOEK E., KAISER P.K., BAWDEN. W.F. (1995)** “Support of underground excavations in hard rock”. Rotterdam: Balkema publ.
- **HOEK, E AND KARZULOVIC, A. (2000)**. Rock mass properties for surface mines, in Slope Stability in Surface Mining, (Edited by W.A. Hustrulid, M.K. McCarter and D.J.A. van Zyl), Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), 2000, pages 59-70.
- **HOEK E., CARRANZA-TORRES C., CORKUM B. (2002)** “Hoek-Brown criterion – 2002 edition”. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.
- **HOEK, E. AND MARINOS, P. (2007)**. A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. *Soils and Rocks, No. 2.*, November 2007.
- **HUSTRULID ET AL., (2001)** “Slope Stability in Surface Mining”, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.
- **JOHNSTON, I (1991)**. Strength of intact geomechanical materials. Journal of Geotechnical Engineering Div ASCE 111, 730–749.
- **KIRSTEN, H (1983)**. Significance of The Probability of Failure In Slope Engineering. The Civil Engineer In South Africa 25.
- **KNIGHT PIESOLD CO. (2013)** “Diseño de Taludes del Tajo Abierto Constancia”, REF. N°VA201-245/56-2. 137–160.
- **LOWELL, J.D. & GUILBERT, J.M. (1970)** Lateral and Vertical Alteration Mineralization Zoning in Porphyry Ore Deposits. - Econ. Geol., Vol. 65; página 373-408.
- **MATHESON, G. (1983)** Rock Stability Assessment in Preliminary Investigations – Graphical Methods. Department of The Environment, Department of Transport, Transport and Road Research Laboratory Report LR 1094
- **MARKLAND, K. (1972)** The Determination of Principal Components In Problems Concerning Directional Data 10R, Imperial College, Rock Mechanics, Res, Rep N16, 21p.

- **MEAGHER C., y HUMPHRIES M., (2012)** “National Instrument 43-101 Technical Report”, Constancia Project, Cusco, Perú.
- **MINEM, (2016)** “Perú: Cartera de Proyectos Mineros 2016”, Ministerio de Energía y Minas, Perú.
- **MORGENSTERN, N., y PRICE, V., (1965)** “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces”, *Géotechnique*, 15(1): 79–93.
- **NEWMARK, N. (1965).** Effects of Earthquakes On Dams And Embankments: 5th Rankine Lecture Of The British Geotechnical Society. *Geotechnique* 15(2).
- **OFFLER, R. Y WHITFORD, D.J. (1992);** “Wall-Rock Alteration and Metamorphism of a Volcanic Hosted Massive Sulfide Deposit at Que River, Tasmania: Petrology and Mineralogy”; *Economic Geology*, Volume 87, pp. 686-705.
- **PRIEST SD & BROWN ET (1983).** Probabilistic stability analysis of variable rock slopes. *Transactions of Institution of Mining and Metallurgy, Section A: Mining Industry* 92, A1–12.
- **PYKE, R. (1997).** Selection of Seismic Coefficients For Use In Pseudo-Static Slope Stability Analyses.
- **READ J., y STACEY P., (2009)** “Guidelines for Open Pit Slope Design”, CSIRO.
- **READ, J. & LYE, G. (1983).** Pit Slope Design Methods: Bougainville Copper Ltd Open Cut. In *Proceedings Of 5th Congress of International Society Of Rock Mechanics*, Melbourne, 1, C93–C98.
- **RYAN, T. & PRYOR, P. (2000).** Designing Catch Benches And Interramp Slopes. In *Slope Stability In Surface Mining* (Eds WA Hustrulid, MK Mccarter & DJA Van Zyl), Pp. 27–38. SME, Colorado.
- **SERRANO A., LUIS, (2014)** Apuntes de Clase Curso “Diseño de Minas a Cielo Abierto”, Departamento de Ingeniería Civil de Minas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- **SRK CONSULTING (2006).** Acceptable Probabilities of Failure, Mining Rock Slopes. Internal SRK Consulting Report (No Publicado).
- **SULLIVAN, T (2006).** Pit Slope Design and Risk – A View of The Current State of The Art. In *Proceedings of International Symposium on Stability Of Rock Slopes In Open Pit Mining And Civil Engineering*, Cape Town. South African Institute Of Mining And Metallurgy, Johannesburg.

- **SWAN, G & SEPULVEDA, R (2000).** Slope Stability At Collahausi. In Slope Stability in Surface Mining (Eds WA Hustrulid, KM Mccarter & DJA Van Zyl), Pp. 163–170. SME, Colorado.
- **TOWNLEY, B.K. (2005);** “Yacimientos Minerales y Procesos Geológicos”; Departamento de Geología – Universidad de Chile; Santiago, Chile.
- **WALTHAM, T. (2002);** “Foundations of Engineering Geology”; Second Edition; Taylor and Francis Group; London, UK.
- **WHITMAN RV (1983).** Evaluating and calculated risk in geotechnical engineering: 7th Terzaghi Lecture. Journal of Geotechnical Engineering 110(2), 145–188.
- **WYERING LD. ET AL (2014)** Mechanical and Physical Properties of Hydrothermally Altered Rocks, Taupo Volcanic Zone, New Zealand”, Elsevier.
- **WYERING LD. ET AL (2015)** “The Development and Application of the Alteration Strength Index Equation”, Elsevier.
- **ZHARIKOV, V.A., PERTSEV, N.N., RUSINOV, V.L., CALLEGARI, E. Y FETTES, D.J. (2007);** “Metasomatism and Metasomatic Rocks”; Fettes, D. & Desmons, J. editors: Metamorphic Rocks: A Classification and Glossary of Terms. New York, Cambridge University Press, pp. 58–69.
- **ZIMMERMAN R., COOK G., y JAEGER C., (2007)** “Fundamentals of Rock Mechanics”, Blackwell.

**ANEXO A**  
**TABLA DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

Tabla A.1. Resumen de Propiedades Físicas de la Roca (Fuente: Elaboración Propia)

Sondaje	Prof (m)	Lit./Alt	D. seca (g/cm <sup>3</sup> )	D. Húm. (g/cm <sup>3</sup> )	Poros. (%)	Abs. (%)	PE apar. (kN/m <sup>3</sup> )
DDH-CG-08-001	18.20	MP1/Argílico	2.42	2.50	7.97	3.30	-
	32.9	QMP/Inalterado	2.62	2.64	2.24	0.86	-
	196.8	MP1/Cloritico	2.43	2.50	6.29	2.59	-
	243.9	MP1/Cloritico	2.64	2.67	2.60	0.98	-
	255.5	MP1/Cloritico	2.57	-	-	-	-
DDH-CG-08-002	19.5	MP1/Argílico	2.16	-	-	-	-
	255.4	MP1/Cloritico	2.63	-	-	-	-
	276.2	MP1/Cloritico	2.61	2.63	1.82	0.70	-
DDH-CG-08-003	62.9	MP2/Potásico	2.66	-	-	-	-
DDH-CG-08-004	51.20	MP2/Propilítico	2.56	2.58	2.41	0.94	-
	110.9	MMP/Propilítico	2.83	-	-	-	-
	113.5	MMP/Propilítico	2.64	2.65	0.58	0.22	-
	182.1	MP1/Cloritico	2.28	2.44	15.85	6.96	-
DDH-CG-08-005	6.6	Caliza/Argílico	2.21	2.40	19.35	8.76	2.21
	9.4	Caliza/Argílico	2.15	2.33	17.92	8.35	2.15
	10.4	Caliza/Argílico	2.25	2.40	15.32	6.83	2.25
	47.1	Caliza/Argílico	2.54	-	-	-	2.54
	118.6	Marmol/Inalterado	2.75	-	-	-	2.75
	119.2	Marmol/Inalterado	2.71	2.73	1.62	0.60	2.71
	207.3	Marmol/Inalterado	2.66	2.68	1.88	0.71	2.66
	242.2	Arenisca/Inalterado	2.80	-	-	-	2.80
	242.5	Arenisca/Inalterado	2.81	2.82	0.60	0.21	2.81
	246.0	Arenisca/Inalterado	2.79	2.80	0.87	0.31	2.79
	260.2	MMP/Epidota	2.70	2.71	0.79	0.29	2.70
	262.4	MMP/Epidota	2.78	-	-	-	2.78
	268.2	MMP/Epidota	2.78	2.79	0.88	0.32	2.78
DDH-CG-08-006	58.4	MP1/Epidota	2.79	-	-	-	-
	82.8	MP1/Epidota	2.67	-	-	-	-
	127.0	MP1/Potásico	2.60	-	-	-	-
	174.3	MP1/Potásico	2.59	-	-	-	-
	244.8	MP1/Potásico	2.61	-	-	-	-



Sondaje	Prof (m)	Lit./Alt	D. seca (g/cm <sup>3</sup> )	D. Húm. (g/cm <sup>3</sup> )	Poros. (%)	Abs. (%)	PE apar. (kN/m <sup>3</sup> )
DDH-CG-08-009	39.2	Diorita/Fílico	2.47	2.49	2.16	0.87	24.23
	62.6	MMP/Clorítico	2.56	2.58	2.35	0.92	25.08
	123.6	Diorita/Argílico	2.57	2.59	2.09	0.81	25.20
EG-HU15-02	Superficial	MP2/Fílico	2.6	2.6	2.4	0.9	25.5
EG-HU15-05		MP1/Inalt.	2.6	2.6	1.1	0.4	25.2
EG-HU15-06		MP1/Fílico.	2.6	2.8	5.8	2.3	25.2
EG-HU15-11		MP1/Fílico.	2.6	2.6	3.3	1.3	25.0
EG-HU15-17		MP1/Inalt.	2.3	2.4	12.9	5.6	22.6
EG-HU15-19		MP1/Argílico	2.2	2.3	16.9	7.7	21.4
EG-HU15-22		MP2/Fílico.	2.3	2.3	8.0	3.3	22.9
EG-HU15-23		MP2/Fílico.	2.1	2.2	13.5	6.0	20.9
EG-HU15-24		MP2/Fílico.	2.5	2.5	3.2	1.3	24.7
EG-HU15-25		MP1/Argílico	2.1	2.2	15.2	7.0	20.5
EG-HU15-28		MP1/Argílico	2.0	2.0	27.2	14.2	19.4
CG-01		22.2	MP1/Potásico	2.3	2.4	13.5	5.9
	33.1	MP1/Potásico	2.4	2.5	8.2	3.4	23.8
	51.1	MP1/Potásico	2.4	2.5	14.8	6.6	23.6
	62.8	MP1/Potásico	2.4	2.4	-	-	23.4
	78.8	MP1/Potásico	2.4	2.5	6.6	2.7	23.4
	99.0	MP1/Potásico	2.3	2.5	9.5	4.0	22.8
	126.7	MP1/Potásico	2.6	2.6	2.4	0.9	25.5
	129.3	MP1/Potásico	2.5	2.6	4.1	1.6	24.8
	130.2	MP1/Potásico	2.6	2.5	4.6	1.5	24.7
CG-02	22.1	MP1/Fílico	2.4	2.4	6.7	2.7	23.5
	82.4	MP1/Fílico	2.4	2.4	8.2	3.4	23.5
	98.9	MP1/Fílico	2.4	2.4	7.3	3.1	23.4
	128.8	MP1/Fílico	2.6	2.6	5.7	2.2	25.1
	179.2	MP2/Propilítico	2.5	2.6	3.9	1.5	24.8
	198.3	QMP/Propilítico	2.5	2.6	5.7	2.3	24.4

Sondaje	Prof (m)	Lit./Alt	D. seca (g/cm <sup>3</sup> )	D. Húm. (g/cm <sup>3</sup> )	Poros. (%)	Abs. (%)	PE apar. (kN/m <sup>3</sup> )
CG-03	42.0	MP2/Silicificación	2.5	2.5	4.4	1.8	24.1
	98.8	MP2/Fílico	3.0	3.0	6.7	2.3	29.1
	142.4	MP2/Fílico	2.5	2.5	6.6	2.6	24.0
CG-04	12.4	MP2/Argílico	2.1	2.1	15.4	7.2	20.2
	49.6	MP2/Argílico	2.4	2.4	10.0	4.2	23.1
	87.9	MP2/Argílico	2.4	2.4	7.6	2.9	23.8
	116.9	MP2/Potásico	2.5	2.5	5.1	2.1	24.0
	122.7	MP2/Potásico	2.5	2.5	5.5	2.2	24.1
	181.4	PAN/Propilítico	2.5	2.6	5.2	2.1	24.6
	192.4	MP2/Potásico	2.4	2.4	8.5	3.6	23.3
CG-05	10.1	MP2/Potásico	2.6	2.6	2.5	1.0	25.0
	25.4	MP1/Potásico	2.5	2.5	1.9	0.7	24.7
	48.2	MP2/Propilítico	2.5	2.5	7.3	3.0	24.3
	57.4	MP2/Propilítico	2.6	2.6	1.4	0.5	25.7
	94.2	MP2/Propilítico	2.5	2.6	3.1	1.2	24.9
	142.1	MP2/Potásico	2.7	2.8	4.1	1.6	26.3
	149.6	MP2/Potásico	2.5	2.5	7.6	3.1	24.1
CG-06	9.9	MP1/Argílico	2.5	2.5	5.6	2.3	24.8
	43.4	MP1/Potásico	2.6	2.6	2.6	1.0	25.2
	60.8	MP2/Propilítico	2.6	2.6	1.4	0.5	25.5
	68.0	MP2/Propilítico	2.6	2.6	1.1	0.4	25.7
	76.1	MP2/Propilítico	2.6	2.6	0.9	0.3	25.3
	97.5	MP1/Potásico	2.6	2.7	1.5	0.6	25.8
	131.7	MP2/Propilítico	2.6	2.6	2.7	1.0	25.5
	133.8	MP2/Propilítico	2.6	2.7	1.1	0.4	25.7
	137.6	MP2/Propilítico	2.6	2.6	2.1	0.8	25.1

**Tabla A.2. Resumen de Ensayos de Compresión No Confinada (Fuente: Elaboración Propia).**

<b>Sondaje</b>	<b>Prof (m)</b>	<b>Litología/ Alteración</b>	<b><math>\sigma_c</math> (MPa)</b>
DDH-CG-08-001	18.2	MP1/Argílico	62.6
	32.9	QMP/Inalterado	160.3
	36.8	MP1/Fílico	101.0
	71.3	MP1/Potásico	40.1
	196.8	MP1/Clorítico	29.5
	243.9	MP1/Clorítico	129.4
	255.5	MP1/Clorítico	78.1
	284.7	MP1/Clorítico	39.3
DDH-CG-08-002	19.5	MP1/Argílico	5.3
	255.4	MP1/Clorítico	112.0
	276.2	MP1/Clorítico	185.2
	329.2	MP1/Clorítico	152.3
	333.6	MP1/Clorítico	119.5
DDH-CG-08-003	4.3	MP2/Fílico	7.4
	62.9	MP2/Potásico	108.3
	89.1	MP2/Propilítico	126.8
DDH-CG-08-004	3.1	Brecha/Argílico	1.9
	31.9	MP2/Propilítico	15.8
	47.0	MP2/Propilítico	100.1
	47.7	MP2/Propilítico	23.7
	51.2	MP2/Propilítico	73.0
	85.2	MMP/Argílico	61.4
	85.6	MMP/Argílico	54.8
	87.1	MMP/Argílico	86.0
	110.8	MMP/Propilítico	147.1
	110.9	MMP/Propilítico	160.9
	111.9	MMP/Propilítico	137.2
	113.5	MMP/Propilítico	157.6
	182.1	MP1/Clorítico	31.8
188.1	Andesita/Clorítico	205.3	
DDH-CG-08-005	5.1	Caliza/Argílico	15.5
	6.6	Caliza/Argílico	8.65
	7.6	Caliza/Argílico	10.28
	8.3	Caliza/Argílico	8.13

Sondaje	Prof (m)	Litología/ Alteración	$\sigma_c$ (MPa)
	9.4	Caliza/Argílico	6.69
	47.1	MP1/Clorítico	18.36
	118.6	Marmol/Inalterado	84.85
	130.5	Marmol/Inalterado	29.21
	206.5	Marmol/Inalterado	64.13
	242.2	Arenisca/Inalterado	85.43
	242.5	Arenisca/Inalterado	86.22
	246.7	Arenisca/Inalterado	86.49
	248.0	Arenisca/Inalterado	79.32
	253.8	MMP/Epidota	131.56
	260.2	MMP/Epidota	150.25
	262.4	MMP/Epidota	63.80
	299.4	MMP/Epidota	139.02
DDH-CG-08-006	58.4	MP1/Epidota	49.60
	87.8	MP1/Epidota	50.32
	127.0	MP1/Potásico	123.97
	174.3	MP1/Potásico	154.58
	244.8	MP1/Potásico	184.86
DDH-CG-08-009	11.4	MMP/Fílico	1.77
	41.8	Diorita/Fílico	74.78
	50.0	Diorita/Fílico	63.53
	62.6	MMP/Clorítico	156.52
	123.6	Diorita/Argílico	159.5
EG-HU15-02	Superficial	MP2/Fílico	22.2
EG-HU15-04		MP1/Inalterado	29.1
EG-HU15-06		MP1/Fílico	33.6
EG-HU15-13		MP1/Propilítica	49.9
EG-HU15-24		MP1/Fílico	81.2
EG-HU15-26		MP1/Fílico	37.6
EG-HU15-28		MP2/Argílica	11.1

Sondaje	Prof (m)	Litología/ Alteración	$\sigma_c$ (MPa)
CG-01	126.8	MP1/Potásico	27.3
CG-02	3.4	MP1/Argílico	5.1
	139.0	MP1/Fílico	12.7
	172.5	MP1/Fílico	18.8
CG-03	69.1	Skarn	16.0
CG-04	12.3	MP2/Argílico	15.6
	49.6	MP2/Argílico	31.7
	87.9	MP2/Argílico	9.6
	116.9	MP2/Potásico	11.6
	181.4	PAN/Propilítico	80.4
CG-05	10.1	MP2/Propilítico	107.1
	25.4	MP1/Potásico	68.5
	57.4	MP2/Propilítico	86.3
	94.2	MP2/Propilítico	22.3
CG-06	9.9	MP1/Argílico	91.6
	43.4	MP1/Potásico	52.9
	76.1	MP2/Propilítico	41.6
	97.5	MP1/Potásico	114.6
	131.5	MP1/Potásico	77.9
	137.6	MP2/Propilítico	77.5
	137.7	MP2/Propilítico	150.3

**Tabla A.3. Resumen de Ensayos de Tracción Indirecta (Fuente: Elaboración Propia)**

<b>Sondaje</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>Litología/Alteración</b>	<b>Resistencia a la tracción (MPa)</b>
DDH-CG-08-004	261.8	MMP/Albitico	83.7
	276.4	MP1/Argílico	89.9
DDH-CG-08-005	5.1	Caliza/Argílico	0.5
	6.6	Caliza/Argílico	0.6
	9.4	Caliza/Argílico	0.5
	119.2	Marmol/Inalterado	5.9
	206.5	Marmol/Inalterado	6.3
	207.3	Marmol/Inalterado	7.8
	244.8	Arenisca/Inalterado	6.0
DDH-CG-08-007	50.5	MP1/Propilítico	10.4
	185.1	MP1/Propilítico	10.4
DDH-CG-08-008	28.3	MP1/Argílico	1.7
	38.2	MP1/Propilítico	10.8
	106.7	MP1/Propilítico	5.1
	161.1	MP1/Propilítico	12.3
DDH-CG-08-009	66.4	Diorita/Argílico	5.7
	123.6	Diorita/Argílico	9.8
CG-01	23.3	MP1/Potásico	1.7
	52.4	MP1/Potásico	0.6
	62.6	MP1/Potásico	2.7
	112.1	MP1/Potásico	2.3
CG-02	137.9	MP1/Fílico	1.8
	185.1	MP2/Argílico	3.7
CG-03	53.1	MP2/Propilítico	4.2
	83.6	Skarn	0.7
	108.1	MP2/Fílico	0.7
CG-04	50.9	MP2/Argílico	2.5
	191.9	MP2/Potásico	5.1
CG-05	56.7	MP2/Propilítico	8.8
	74.3	MP2/Propilítico	7.7
	139.6	MP2/Potásico	6.4
CG-06	68.2	MP2/Propilítico	7.8
	137.2	MP2/Propilítico	7.4
	146.0	MP2/Potásico	3.6
	148.2	MP2/Potásico	9.3

**Tabla A.4. Resumen de Ensayo de Corte Directo – Discontinuidades (Elaboración Propia)**

Sondaje	Prof. (m)	Litología/Alteración	Ángulo de fricción residual (°)	Cohesión (MPa)
DDH-CG-08-001	21.0	MP1/Argílico	0.20	40.03
	32.5	QMP/Inalterado	0.23	48.23
	176.2	MP1/Potásico	0.20	54.46
	225.3	MP1/Cloritico	0.30	58.31
	229.0	MP1/Cloritico	0.40	45.53
	262.4	MP1/Cloritico	0.24	44.12
DDH-CG-08-002	161.7	MP1/Argílico	0.40	49.72
	316.1	MP1/Cloritico	0.17	44.71
DDH-CG-08-003	81.4	MP2/Propilítico	0.40	32.61
	83.6	MP2/Propilítico	0.04	52.43
	136.8	MMP/Cloritico	0.22	40.03
	154.8	MMP/Argílico	0.08	40.03
DDH-CG-08-004	39.0	MP2/Propilítico	0.05	46.39
	48.9	MP2/Propilítico	0.01	44.16
	124.7	MMP/Propilítico	0.22	32.21
	182.1	MP1/Cloritico	0.20	31.79
	213.8	MMP/Albitico	0.18	36.50
DDH-CG-08-005	5.1	Caliza/Argílico	0.11	30.24
	7.6	Caliza/Argílico	0.15	27.59
	9.4	Caliza/Argílico	0.14	27.12
	206.5	Marmol/Inalterado	0.21	33.82
	226.3	Marmol/Inalterado	0.23	29.24
	250.2	MMP/Epidota	0.02	40.03
	299.4	MMP/Epidota	0.01	38.30
DDH-CG-08-007	19.8	MP1/Propilítico	0.10	35.75
DDH-CG-08-008	9.7	MP1/Argílico	0.17	40.03
	56.3	MP1/Propilítico	0.20	34.99
	92.0	MP1/Propilítico	0.20	36.50
	116.7	MP1/Propilítico	0.09	32.48
DDH-CG-08-009	61.8	MMP/Cloritico	0.13	30.06
	136.6	Diorita/Argílico	0.10	33.11
EG-HU15-02	Superficial	MP2/Fílico	29.8	0.102
EG-HU15-06		MP1/Fílico.	29.4	0.094
EG-HU15-13		MP1/Propilítica	29.7	0.084

Sondaje	Prof. (m)	Litología/Alteración	Ángulo de fricción residual (°)	Cohesión (MPa)
EG-HU15-17		MP1/Inalterado	29.8	0.088
EG-HU15-28		MP2/Argílica	29.0	0.048
CG-01	26.0	MP1/Potásico	32.3	0.084
CG-02	20.0	MP1/Fílico	32.0	0.118
	137.39	MP1/Fílico	31.2	0.116
	186.9	MP2/Argílico	31.8	0.089
	199.5	QMP/Propilítico	33.2	0.107
CG-04	5.1	MP2/Argílico	29.3	0.091
	196.9	MP2/Potásico	29.3	0.087
CG-05	57.3	MP2/Propilítico	29.1	0.055
	95.5	MP2/Propilítico	29.8	0.083
CG-06	63.7	MP2/Propilítico	29.6	0.087
	67.3	MP2/Propilítico	29.0	0.083
	95.4	MP1/Potásico	29.7	0.088
	131.5	MP2/Propilítico	29.8	0.093



Tabla A.5. Resumen de Ensayo Triaxial (Fuente: Elaboración Propia)

Sondaje	Prof. (m)	Litología/ Alteración	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$m_i$	Esfuerzos Totales	
						c (MPa)	$\phi$ (°)
DDH-CG-08-002	155.2	MP1/Argílico	2	135.63	5.74	5.2	25.9
			4	128.85			
			6	150.55			
	206.7	MP1/Clorítico	2	143.29	1.0	2.5	13.7
			4	54.1			
			6	96.7			
	329.2	MP1/Clorítico	2	197.4	21.6	11.0	37.2
			4	217.5			
			6	236.9			
DDH-CG-08-003	84.2	MP2/Propilítico	2	30.9	50	2.5	44.5
			4	148.7			
			6	180.0			
DDH-CG-08-005	10.4	Caliza/Argílico	2	26.2	9.99	0.8	30.5
			4	36.3			
			6	41.0			
	119.2	Marmol/Inalterado	2	67.8	22.24	3.7	37.4
			4	100.0			
			6	97.3			
	207.3	Marmol/Inalterado	2	43.7	50.00	3.0	44.5
			4	107.4			
			6	137.0			
	246.0	Arenisca/Inalterado	0	108.6	18.93	14.9	53.6
			2	128.2			
			4	145.5			
	248.8	MMP/Epidota	2	111.5	17.02	17.6	49.9
			4	126.6			
			6	141.5			
DDH-CG-08-008	50.9	MP1/Propilítico	2	79.9	5.48	5.5	44.5
			4	175.1			
			6	161.0			
DDH-CG-08-009	39.2	Diorita/Fílico	2	79.4	22.81	11.1	51.5
			4	97.1			
			6	112.2			
	124.2	Diorita/Argílico	2	188.5	32.04	22.6	58.9
			4	215.1			
			6	240.3			
EG-HU15-01	Superficial	MP1/ Inalterado	2	53.2	12.44	9.2	42.8
			4	61.7			

Sondaje	Prof. (m)	Litología/ Alteración	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$m_i$	Esfuerzos Totales	
						c (MPa)	$\phi$ (°)
			6	74.1			
EG-HU15-08	Superficial	MP1/ Fílico	2	111.0	13.05	19.9	46.4
			4	126.6			
			6	136.0			
EG-HU15-13	Superficial	MP1/ Fílico	2	109.8	15.65	18.3	48.7
			4	128.0			
			6	137.9			
CG-03	72.0	Skarn	2	38.1	13.41	6.4	41.2
			4	47.2			
			6	57.6			
	127.3	MP1/ Fílico	2	51.5	15.81	8.7	44.7
			4	68.0			
			6	74.5			
CG-04	30.5	MP2/ Argílico	2	34.6	15.79	5.3	41.9
			4	42.3			
			6	54.7			
	85.5		2	28.3	14.49	4.5	39.1
			4	36.0			
			6	45.9			
	175.5	PAN/Propilítico	2	67.3	19.13	9.8	48.9
			4	78.5			
			6	95.7			
P-1	60.8	MP1/Potásico	2	60.4	18.56	8.9	47.9
			4	71.0			
			6	87.4			
	111.9	MP1/Argílico	2	11.0	12.90	2.2	25.4
			4	18.8			
			6	21.0			
P-2	16.5	MP1/Argílico	2	23.4	12.89	3.7	36.4
			4	28.3			
			6	39.0			
	71.3	MP1/Potásico	2	130.6	21.37	17.8	53.6
			4	136.7			
			6	167.6			
P-3	55.0	Pórfido monzonítico/Ar gílica	2	34.9	17.96	5.9	42.5
			4	51.5			
			6	55.6			
	75.0	Brecha/Sílica	2	62.0	14.88	9.9	45.8
			4	70.8			

Sondaje	Prof. (m)	Litología/ Alteración	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$m_i$	Esfuerzos Totales	
						c (MPa)	$\phi$ (°)
			6	86.2			

**ANEXO B**  
**GRAFICOS DE RMR VS PROFUNDIDAD**

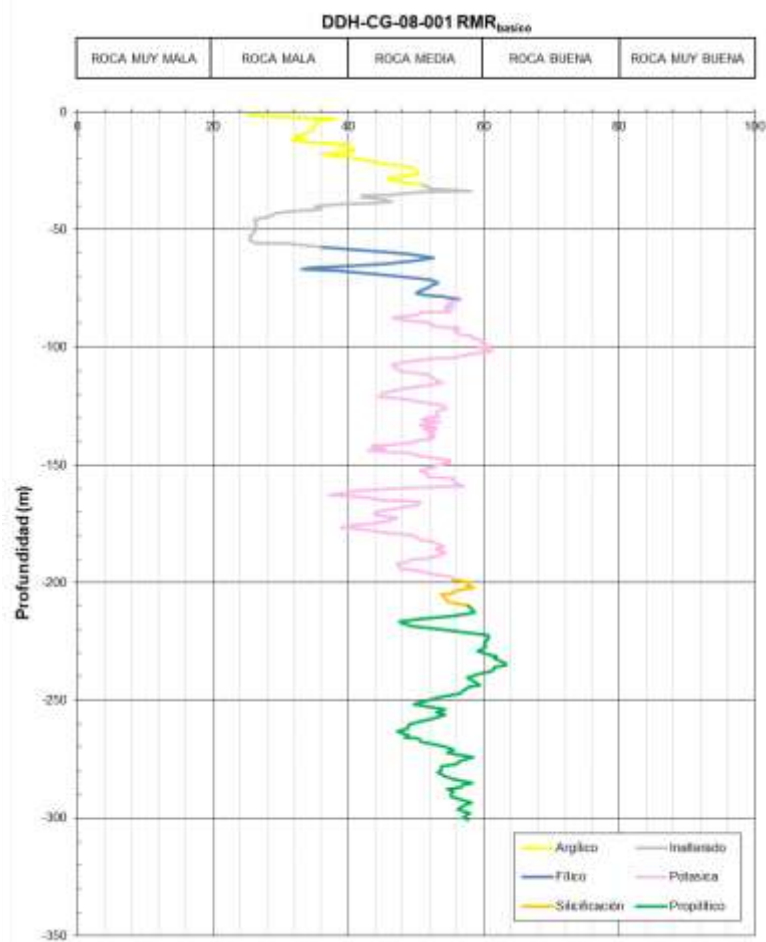


Figura B.1. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-001 (Fuente: Elaboración Propia).

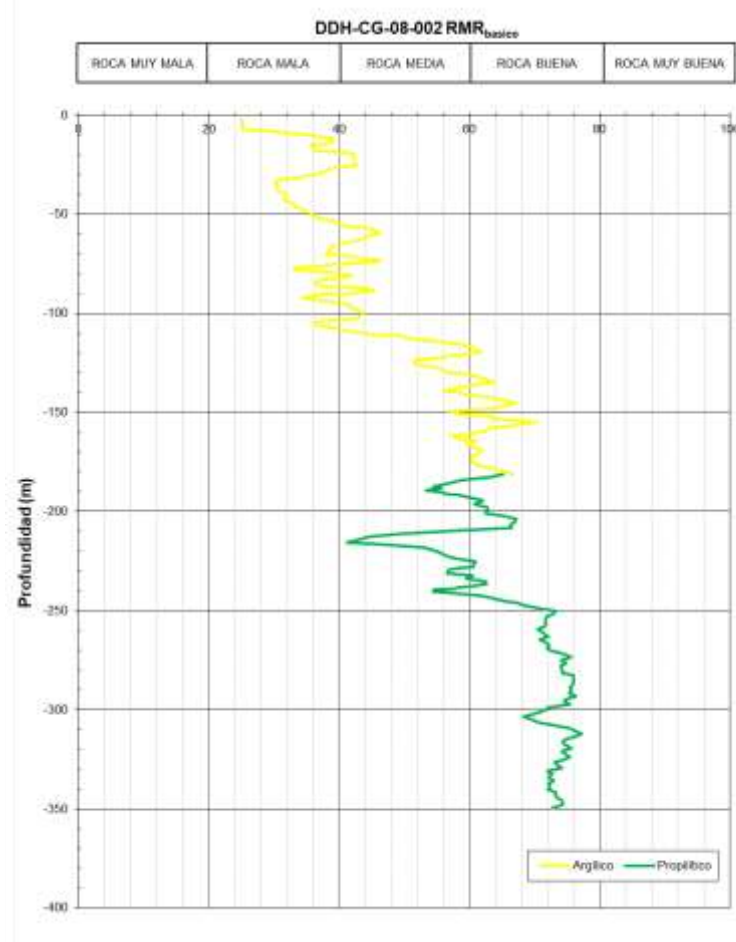


Figura B.2. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-002 (Fuente: Elaboración Propia)

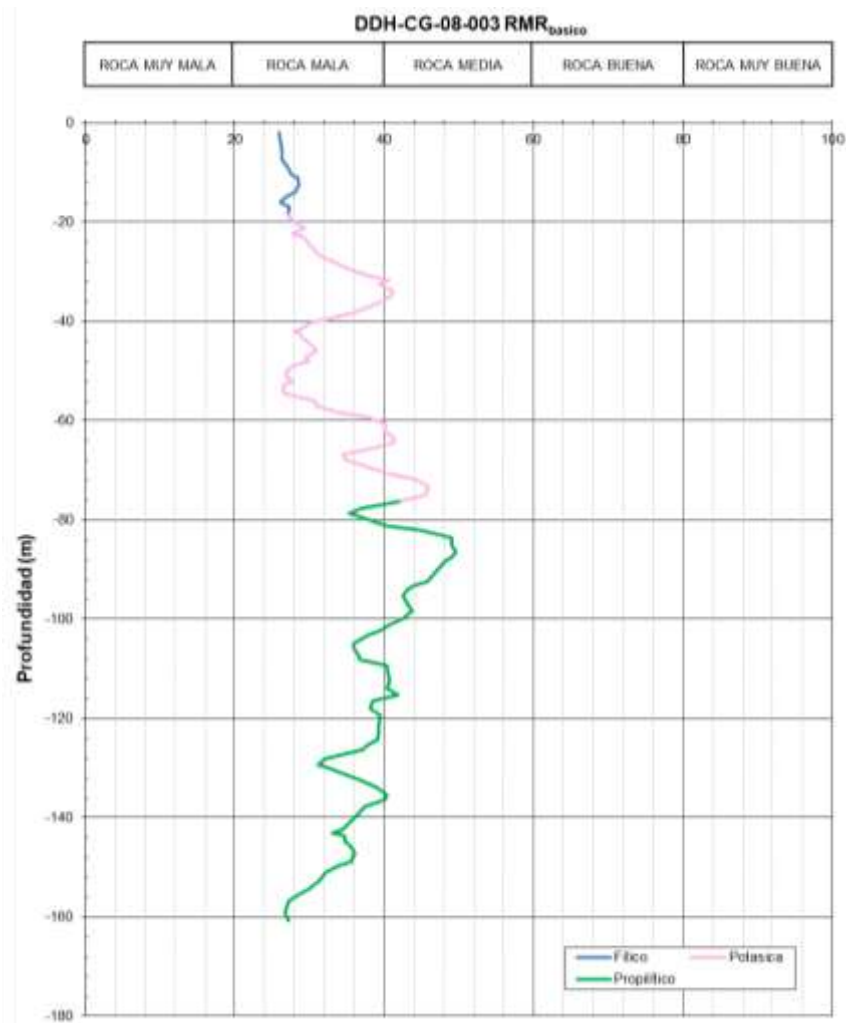


Figura B.3. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-003 (Fuente: Elaboración Propia).

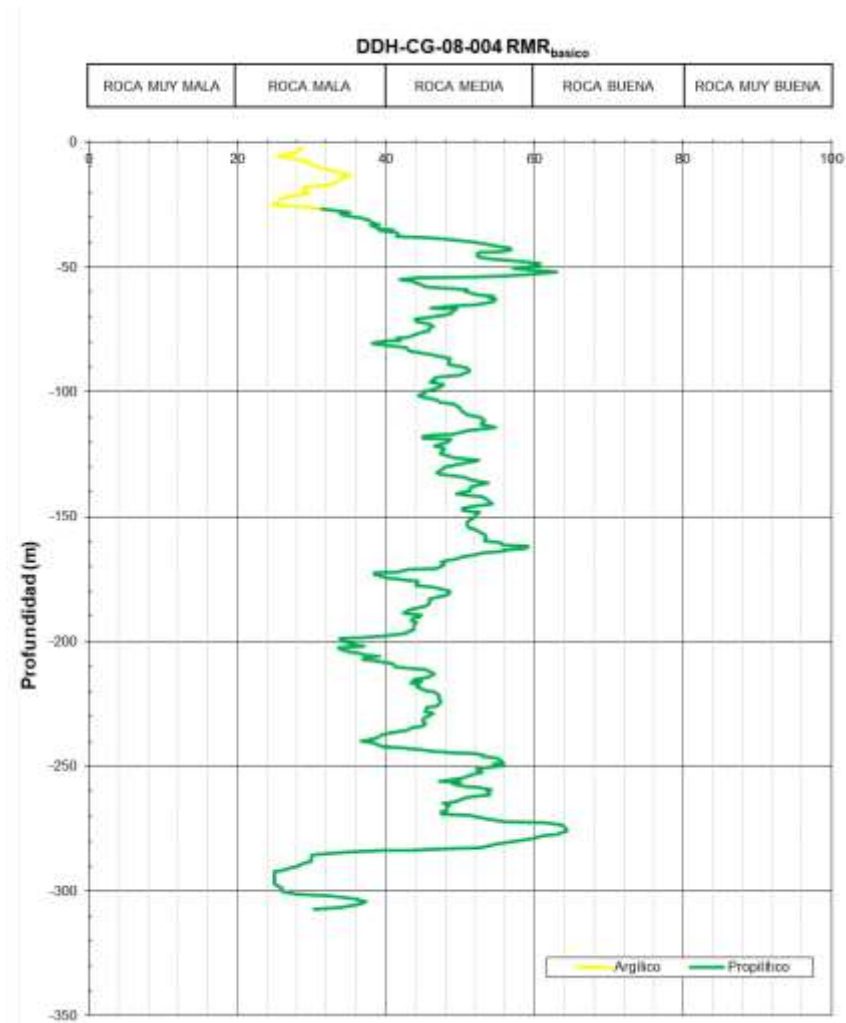


Figura B.4. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-004 (Fuente: Elaboración Propia)

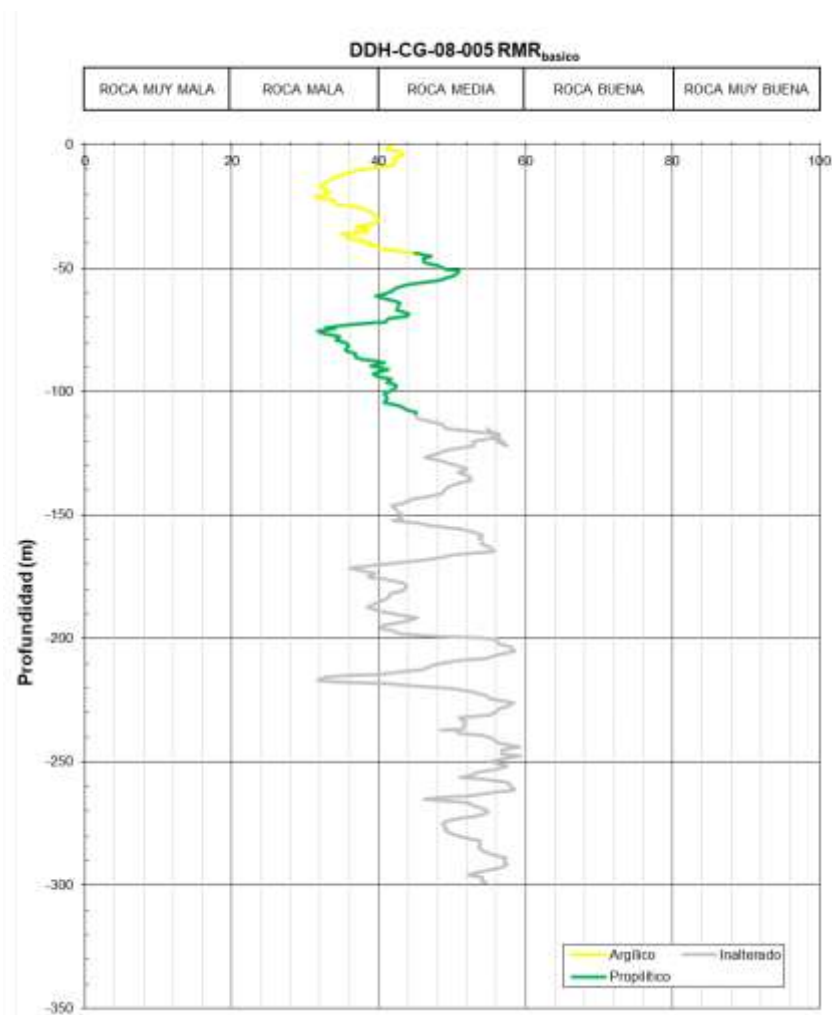


Figura B.5. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-005 (Fuente: Elaboración Propia).

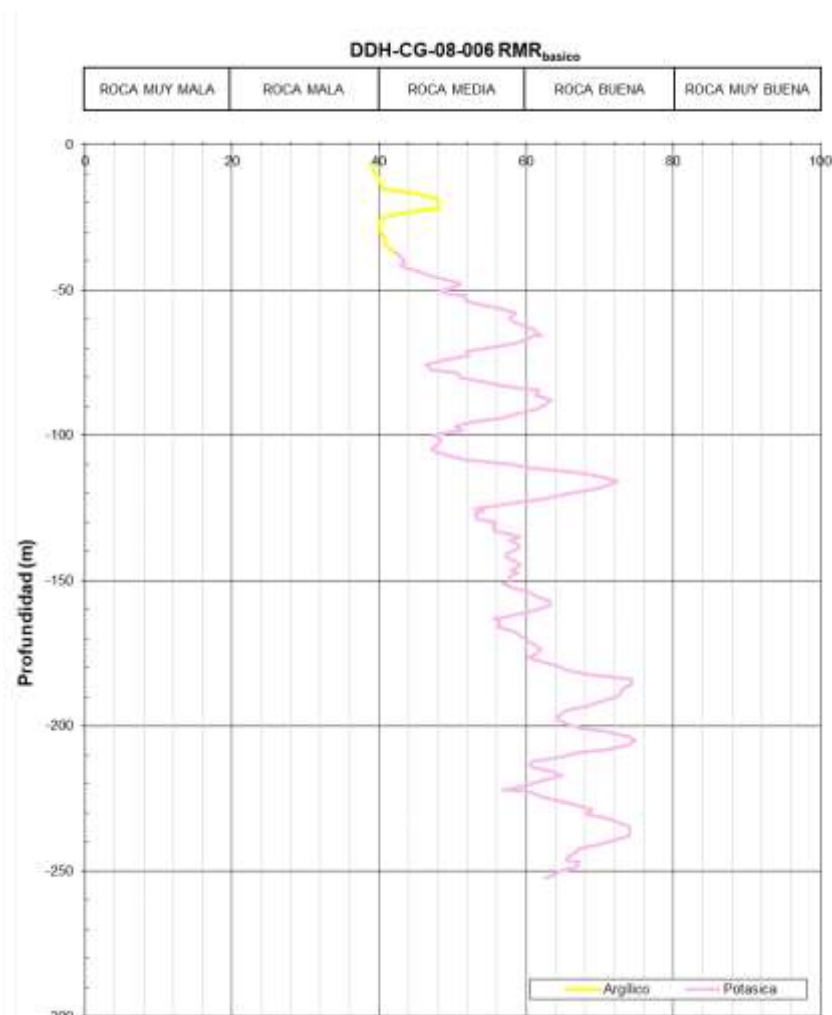


Figura B.6. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-006 (Fuente: Elaboración Propia).

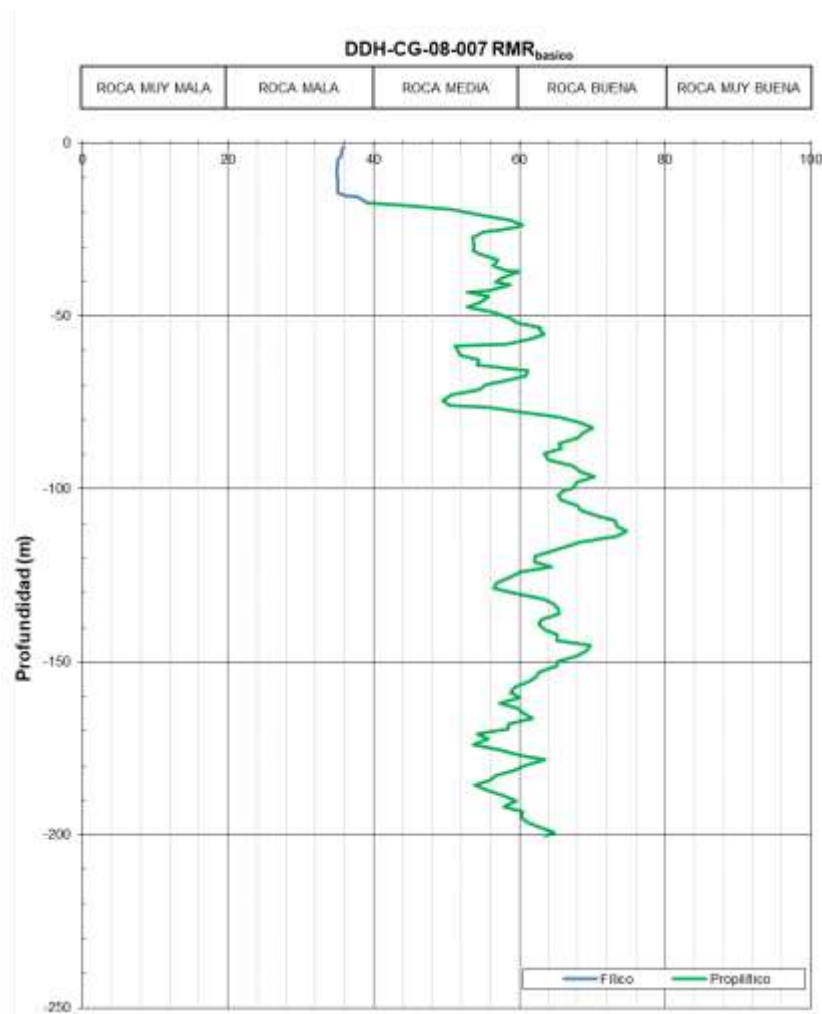


Figura B.7. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-007 (Fuente: Elaboración Propia).

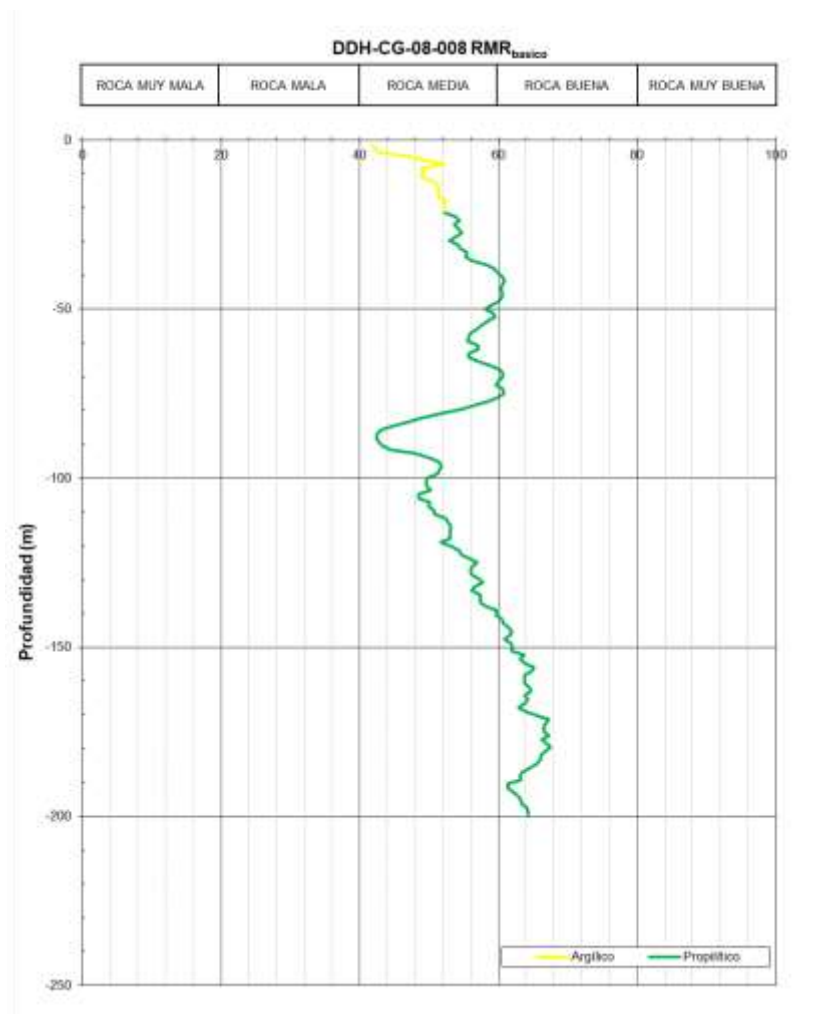


Figura B.8. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-008 (Fuente: Elaboración Propia).



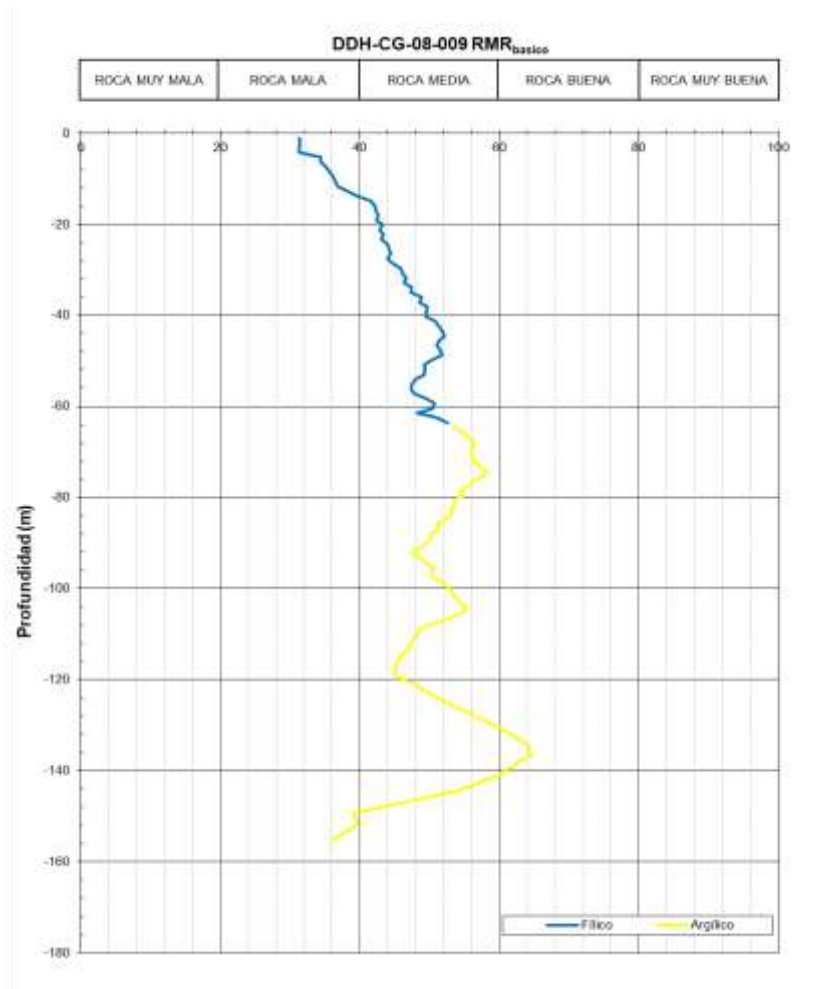


Figura B.9. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-009 (Fuente: Elaboración Propia).

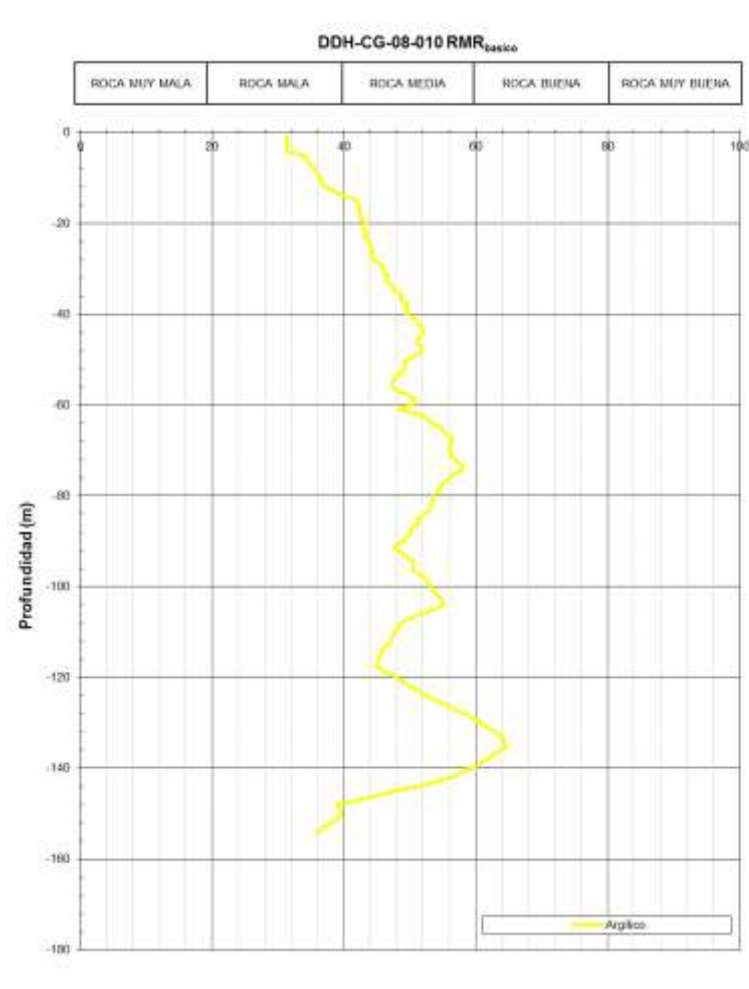


Figura B.10. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje DDH-CG-08-010 (Fuente: Elaboración Propia)

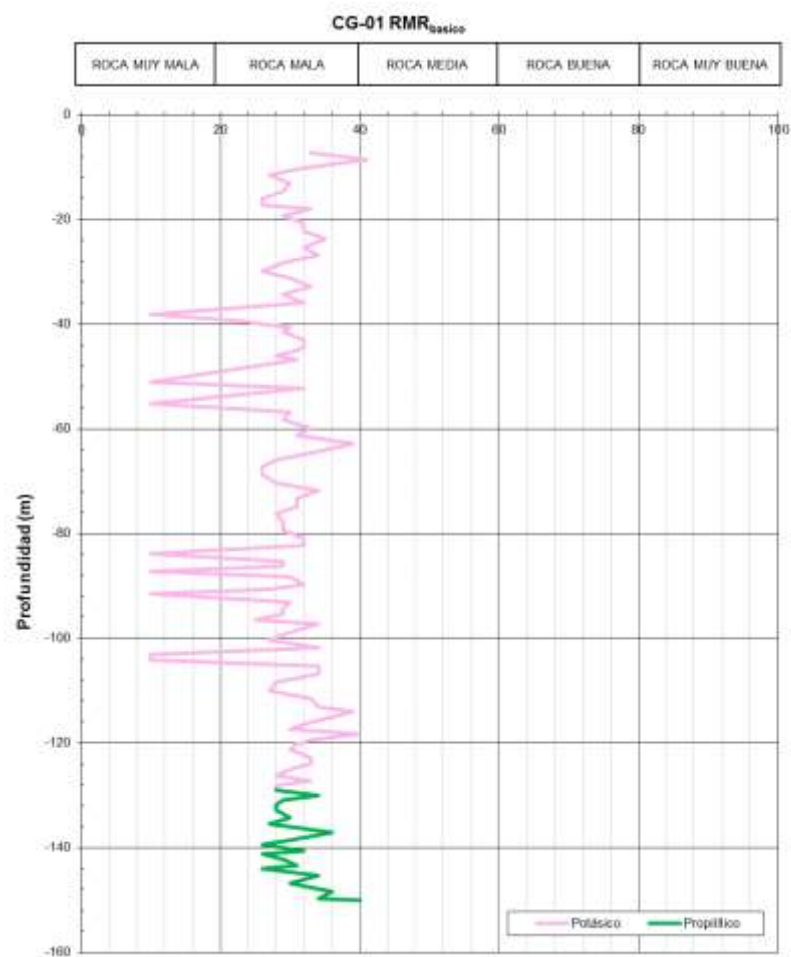


Figura B.11. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje CG-01  
 (Fuente: Elaboración Propia).

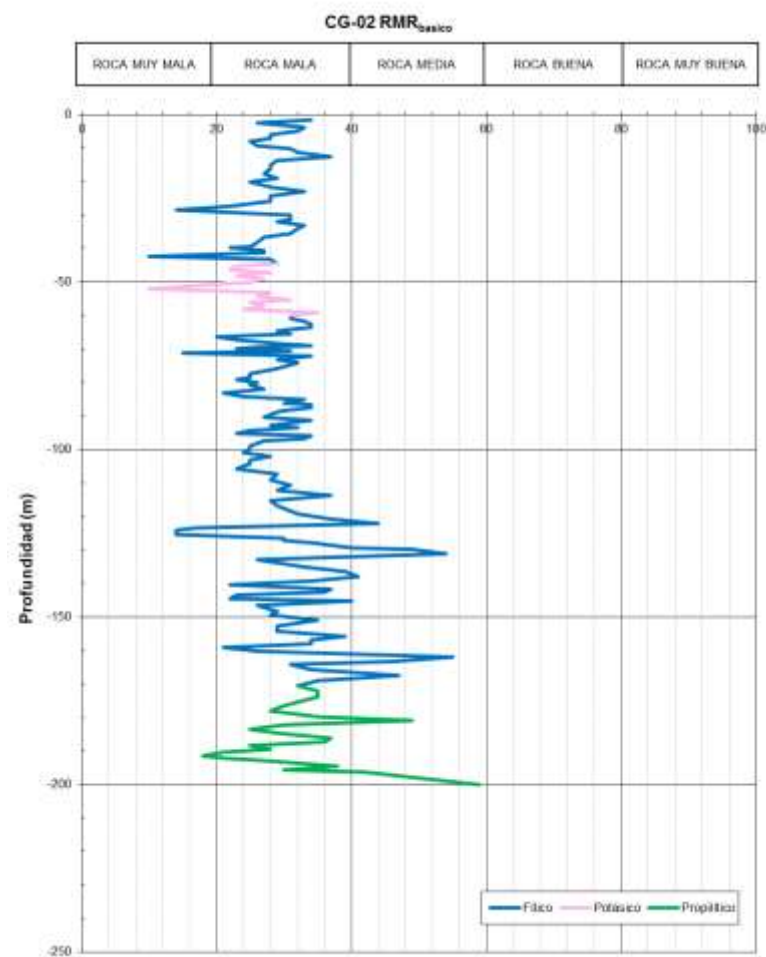


Figura B.12. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje CG-02  
 (Fuente: Elaboración Propia)

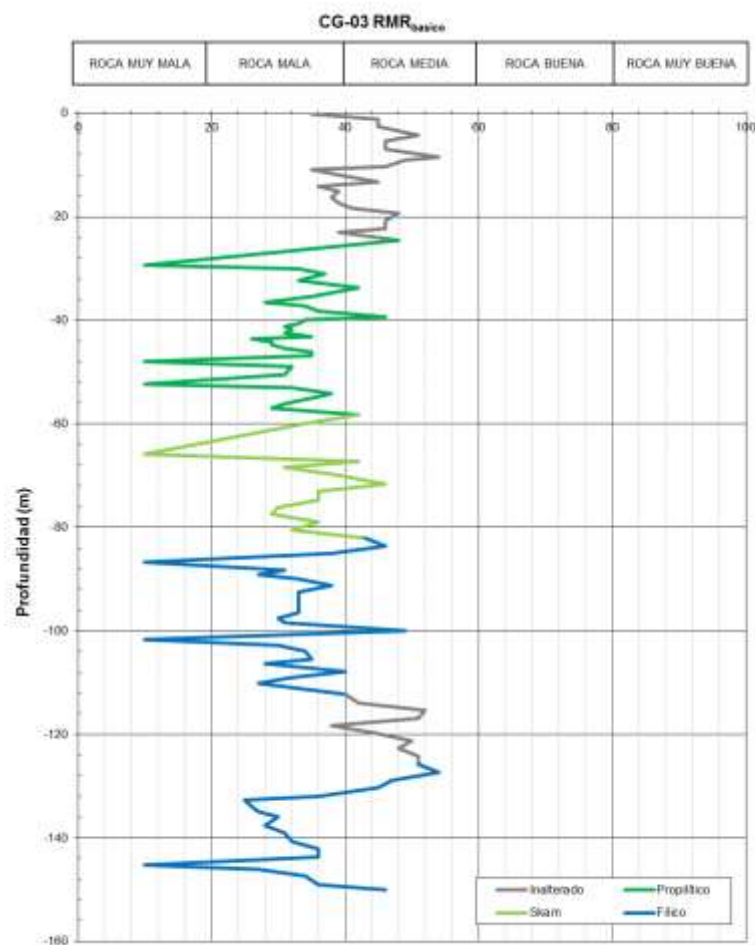


Figura B.13. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje CG-03  
(Fuente: Elaboración Propia).

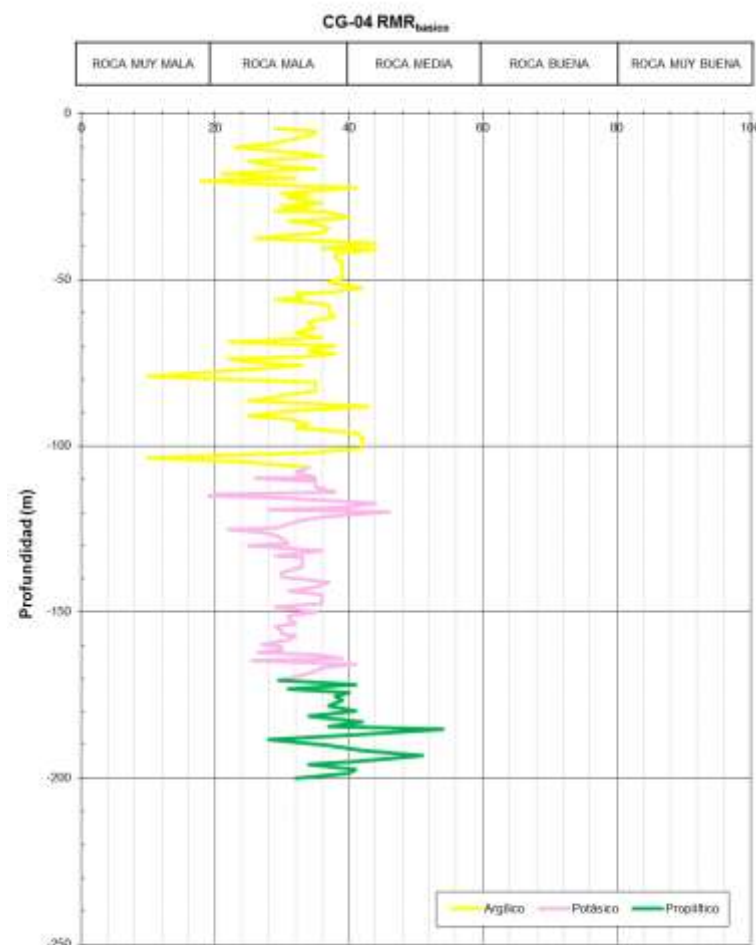


Figura B.14. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje CG-04  
(Fuente: Elaboración Propia)

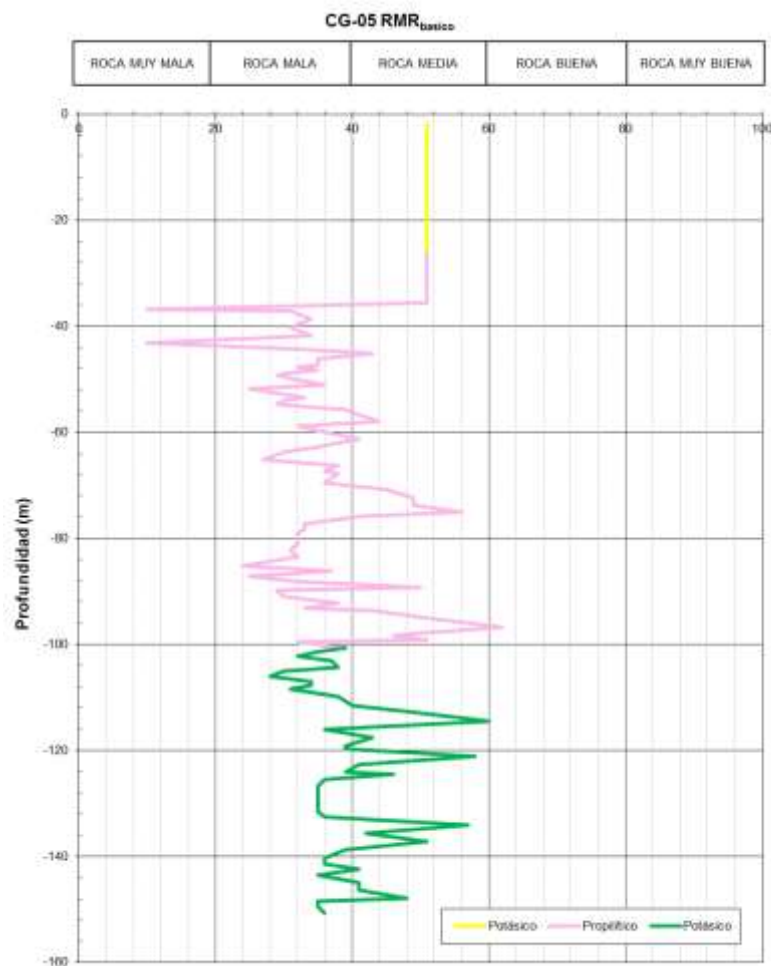


Figura B.15. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje CG-05  
 (Fuente: Elaboración Propia).

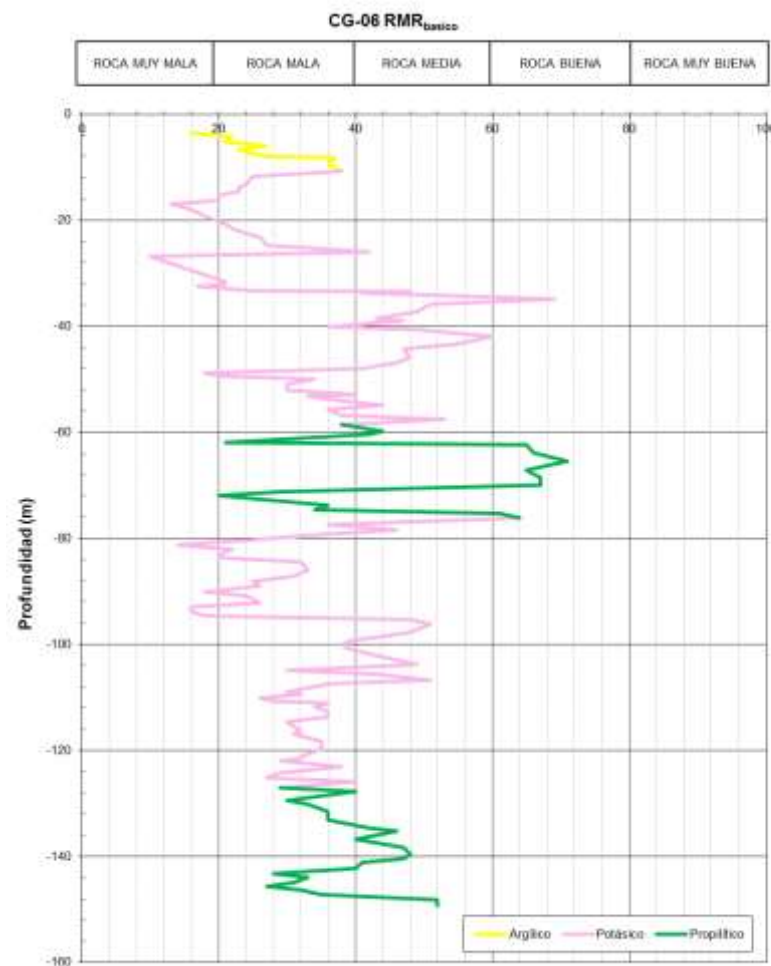


Figura B.16. RMR básico vs Profundidad y Alteración del Sondaje CG-06  
 (Fuente: Elaboración Propia)

**ANEXO C**  
**RESULTADOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EQUILIBRIO LÍMITE**  
**PARA LOS TALUDES GLOBALES**

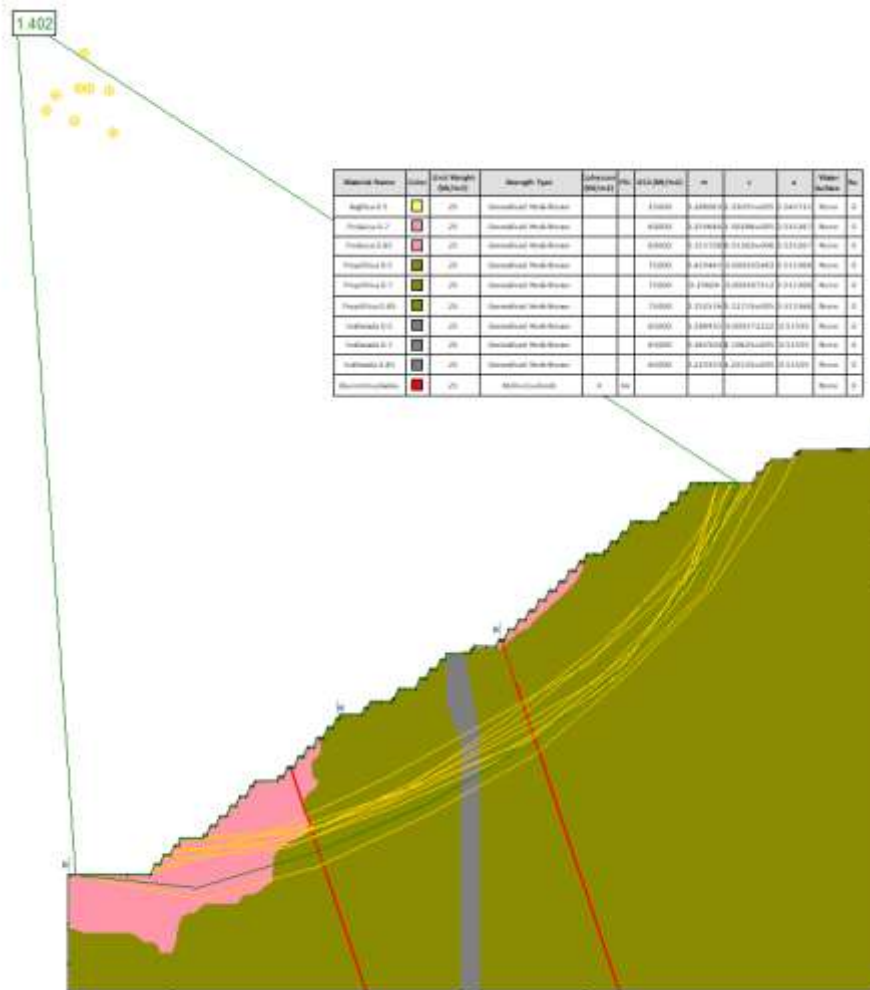


Figura C.1. Análisis Global Estático – Sección 1-1'

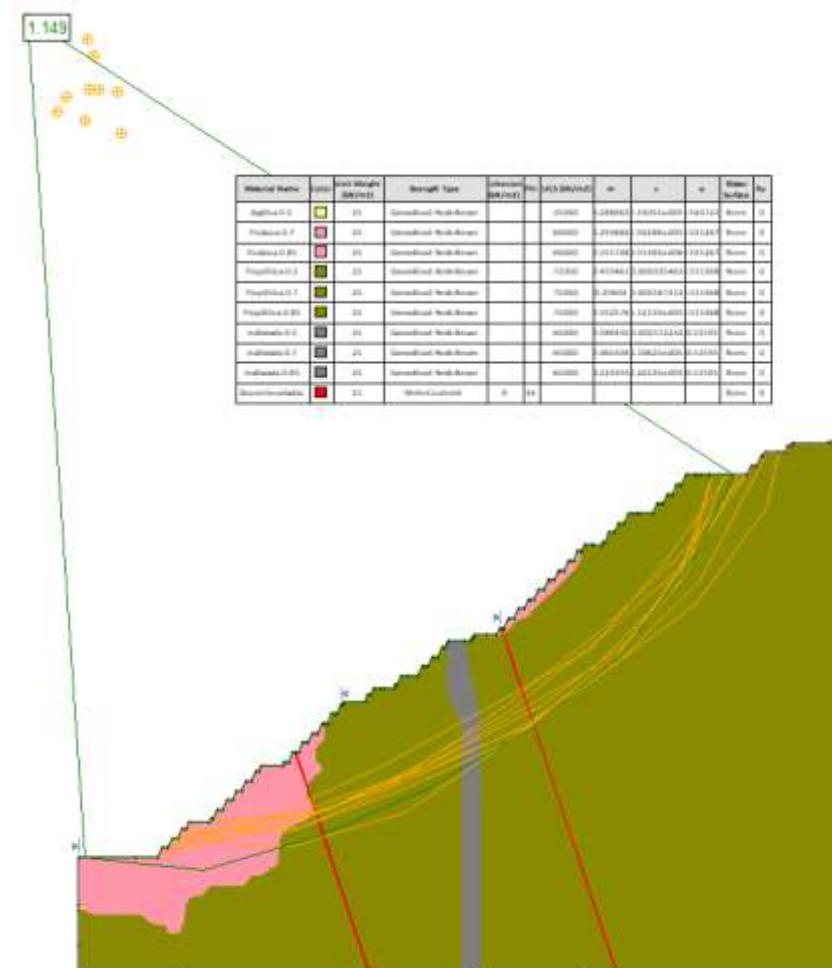


Figura C.2. Análisis Global Pseudoestático – Sección 1-1'



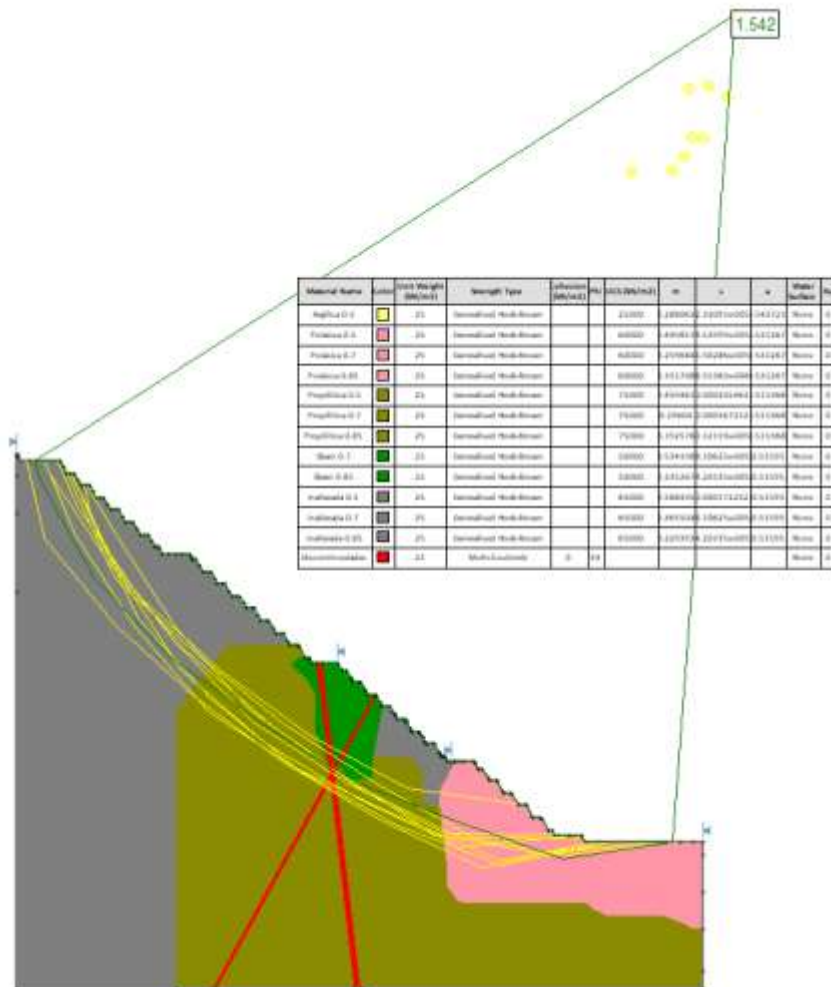


Figura C.5. Análisis Global Estático – Sección 3-3'

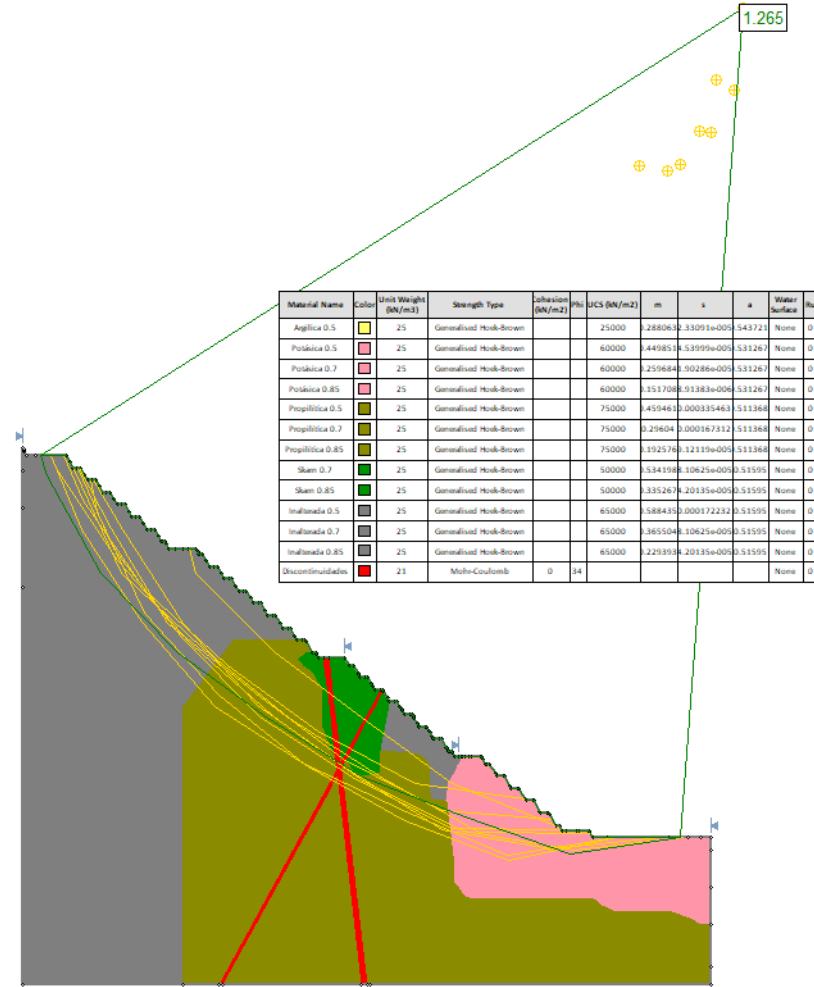


Figura C.6. Análisis Global Pseudoestático – Sección 3-3'



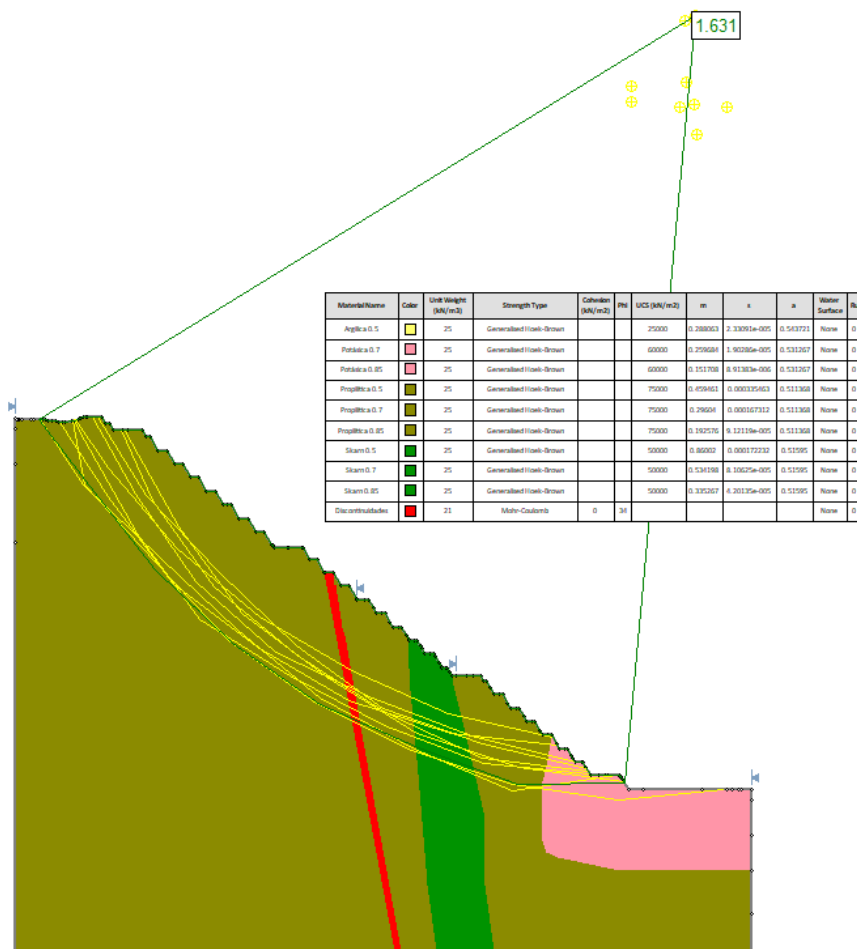


Figura C.7. Análisis Global Estático – Sección 4-4

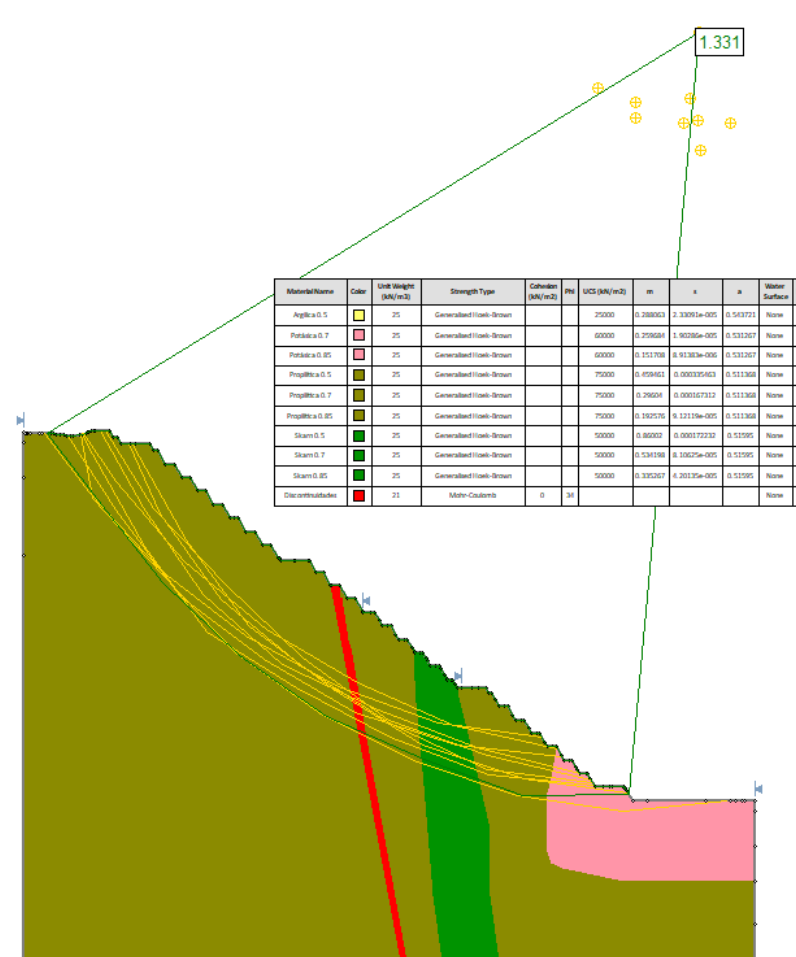


Figura C.8. Análisis Global Pseudoestático – Sección 4-4'

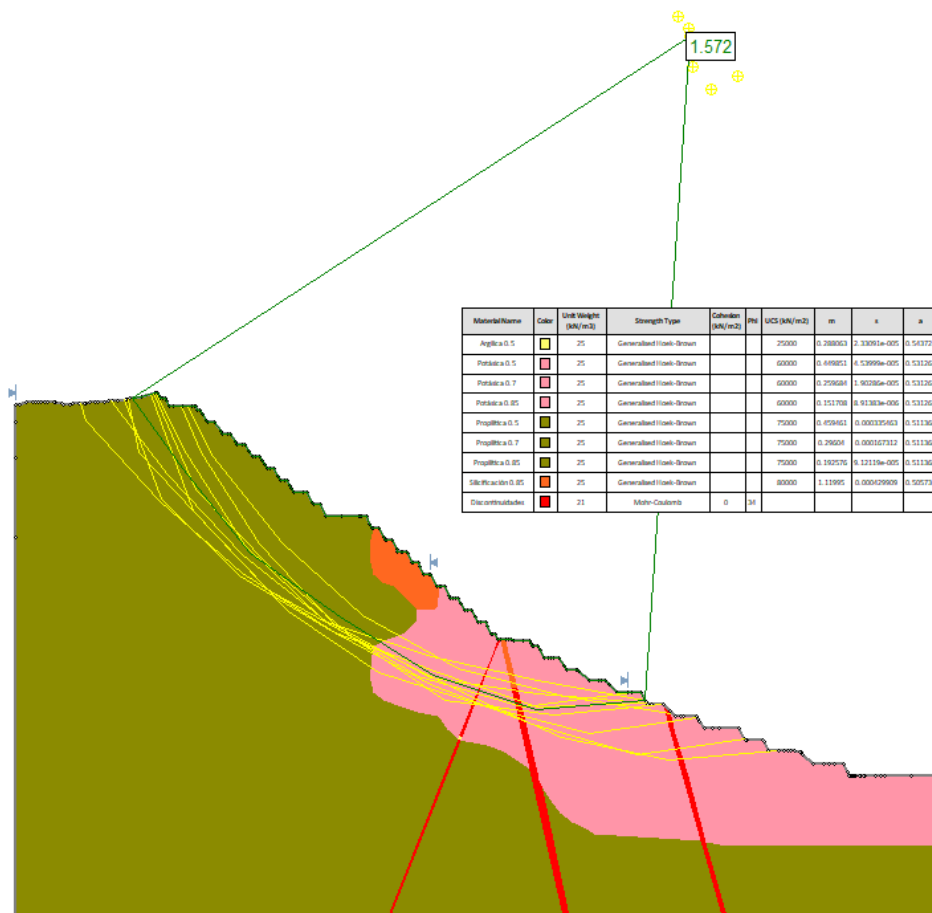


Figura C.9. Análisis Global Estático – Sección 5-5'

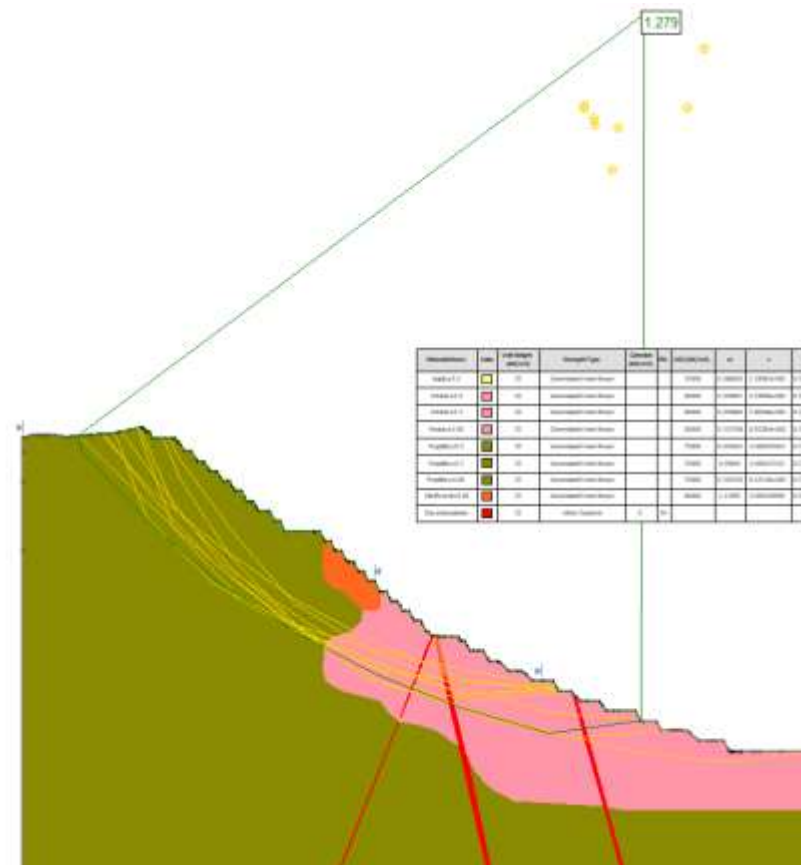


Figura C.10 Análisis Global Pseudoestático – Sección 5-5'

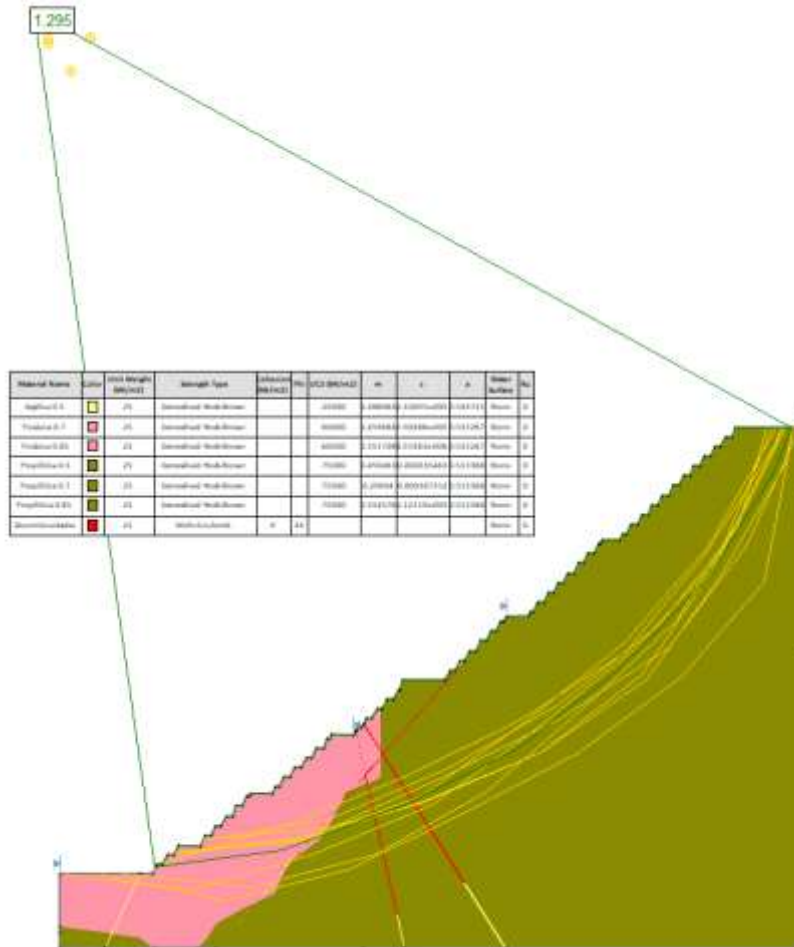


Figura C.11. Análisis Global Estático – Sección 6-6'

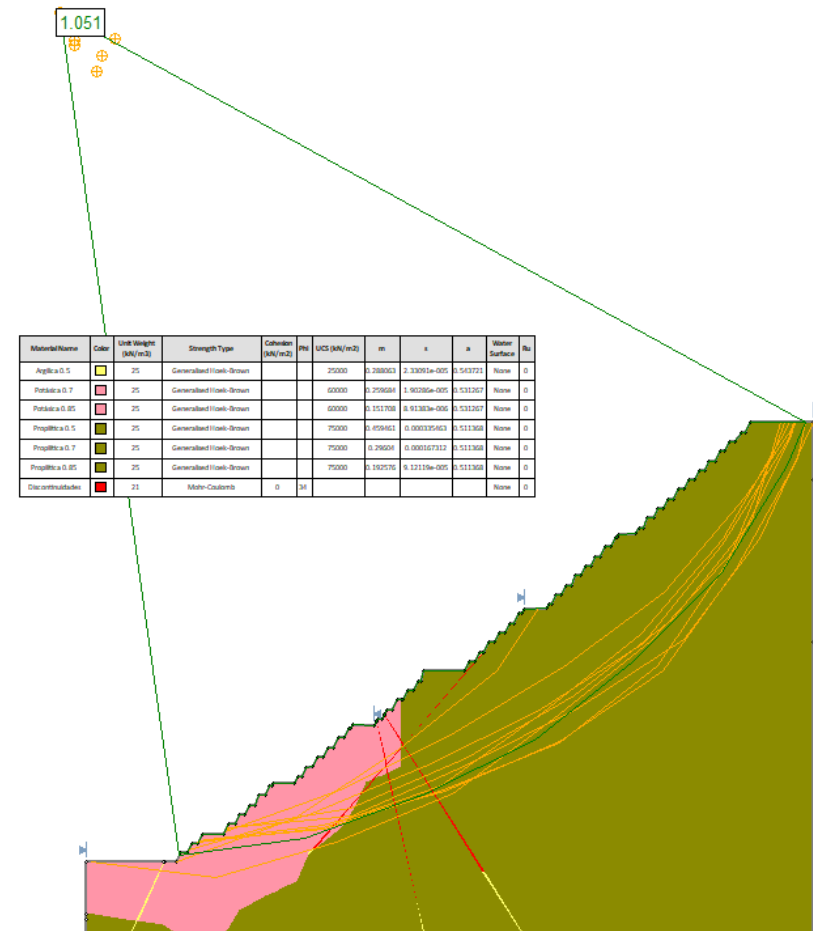


Figura C.12. Análisis Global Pseudoestático – Sección 6-6'

**ANEXO D**  
**RESULTADOS DE ANALISIS NUMÉRICOS POR ELEMENTOS FINITOS**  
**PARA LOS TALUDES GLOBALES**

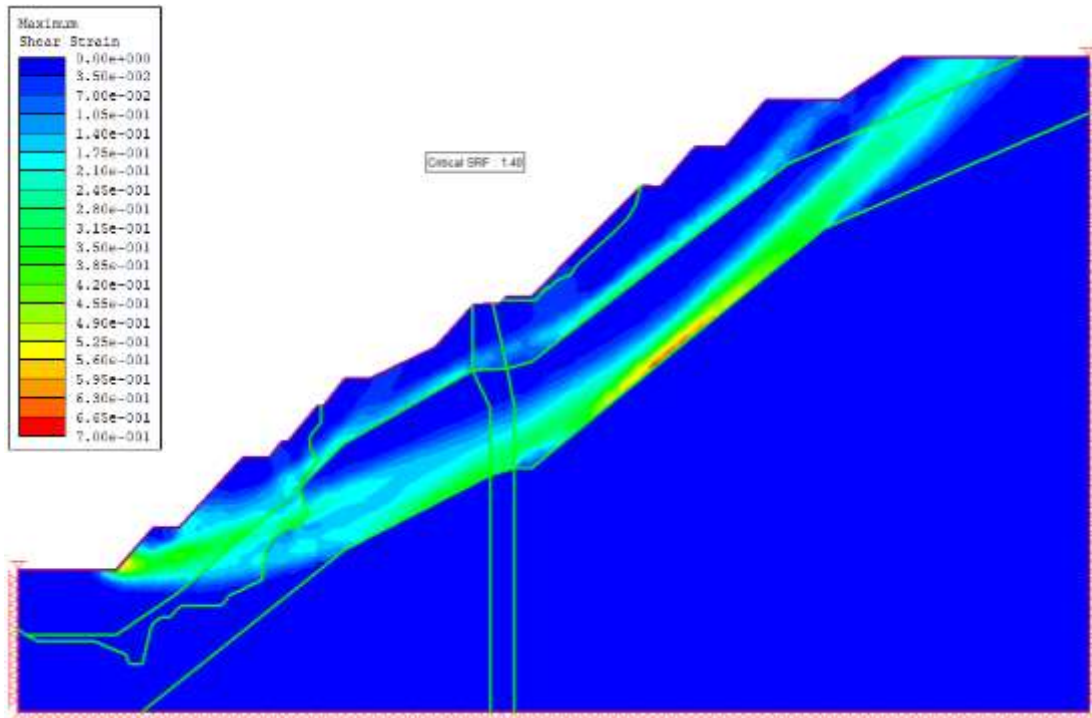


Figura D.1. Análisis Global Estático – Sección 1-1'

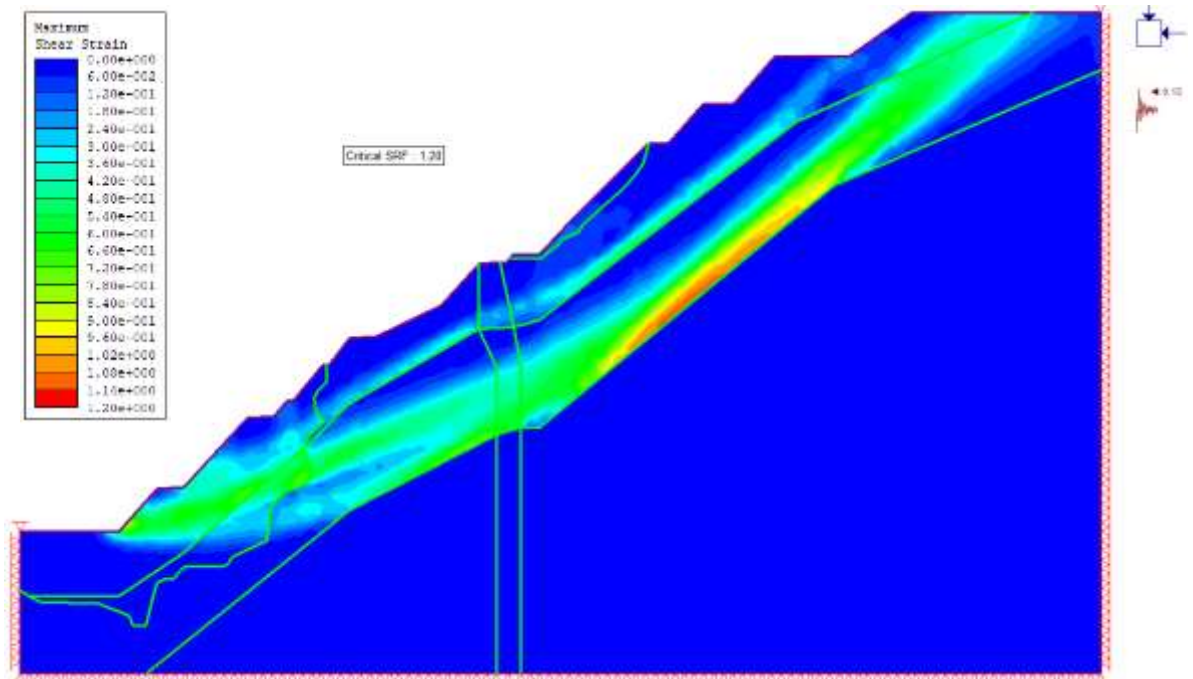


Figura D.2. Análisis Global Pseudoestático – Sección 1-1'

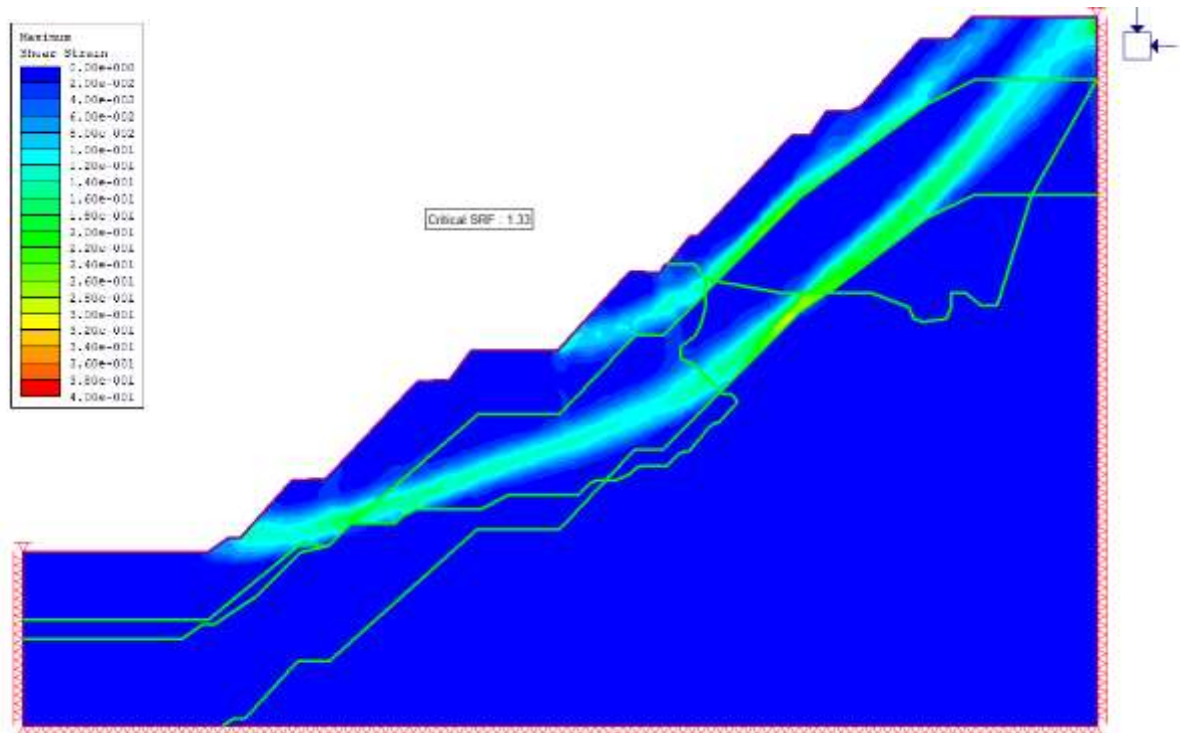


Figura D.3. Análisis Global Estático – Sección 2-2'

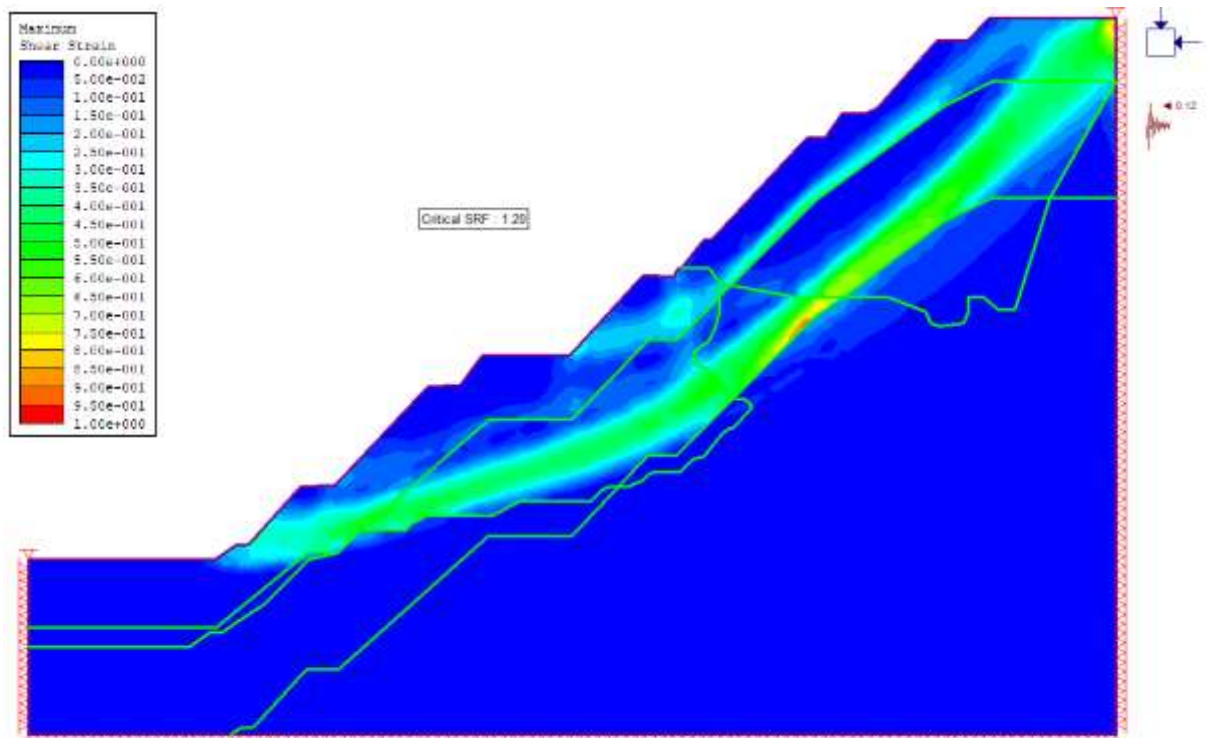


Figura D.4. Análisis Global Pseudoestático – Sección 2-2'

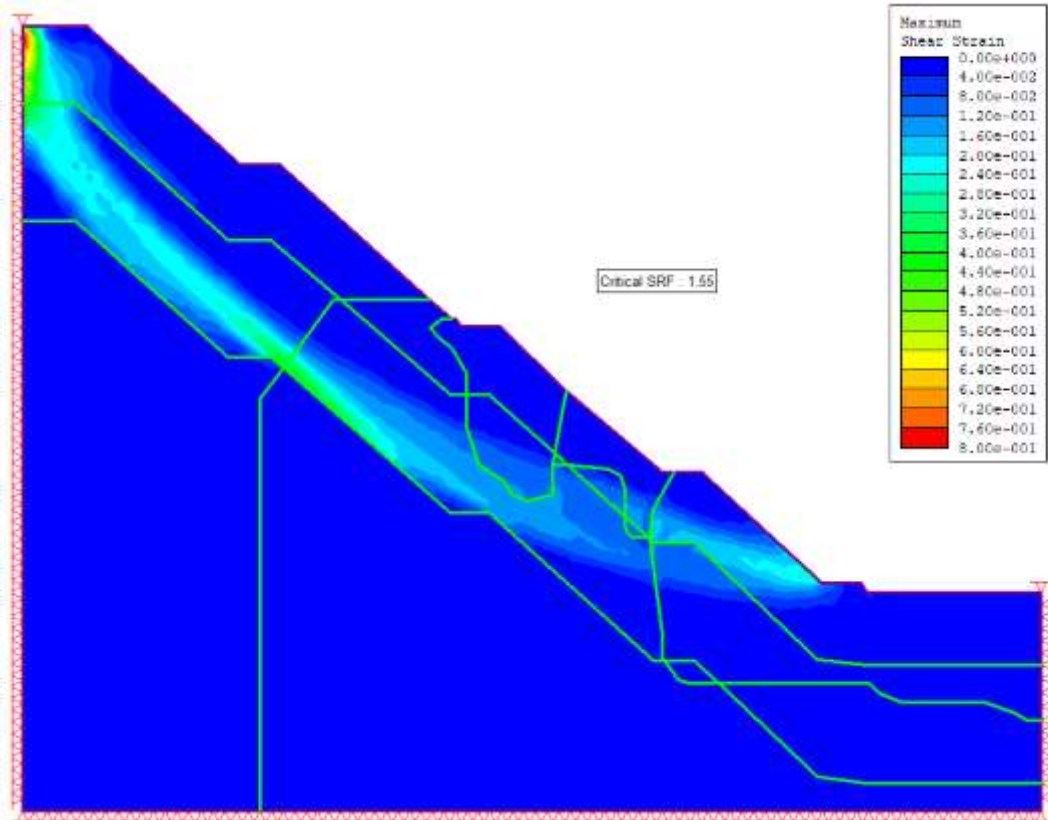


Figura D.5. Análisis Global Estático – Sección 3-3'

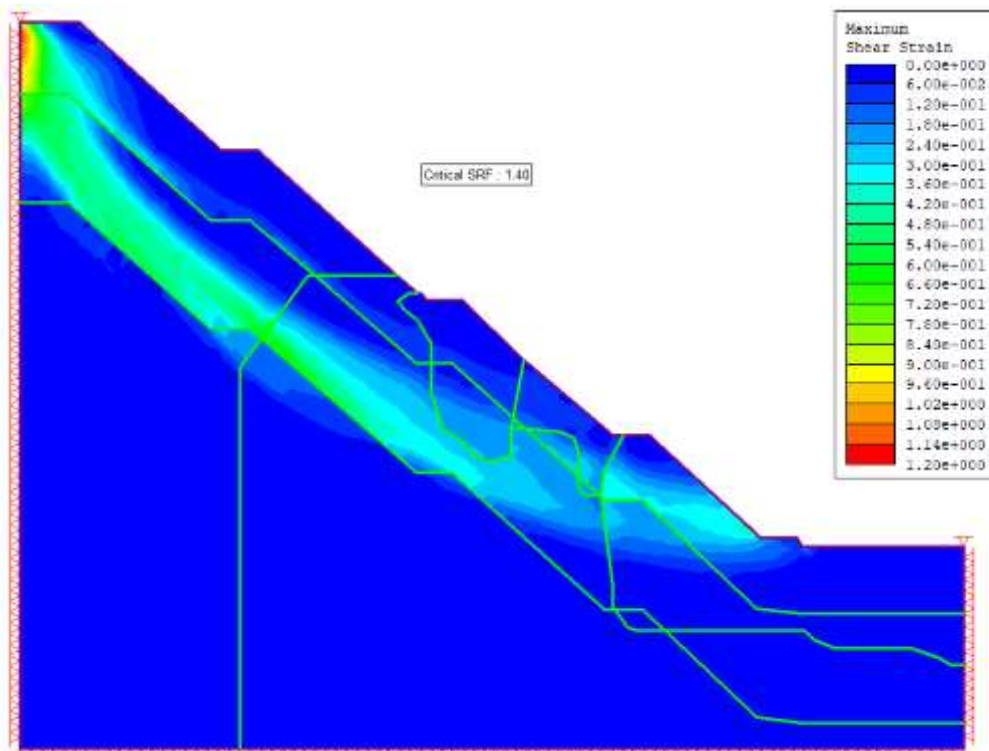


Figura D.6. Análisis Global Pseudoestático – Sección 3-3'

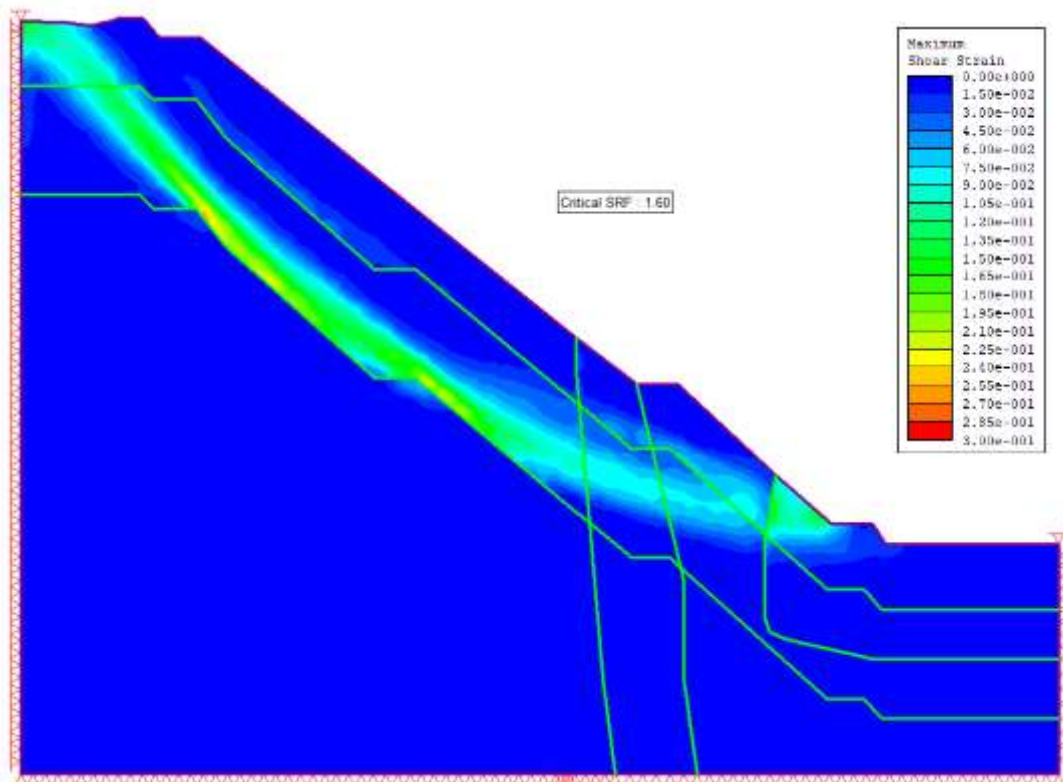


Figura D.7. Análisis Global Estático – Sección 4-4'

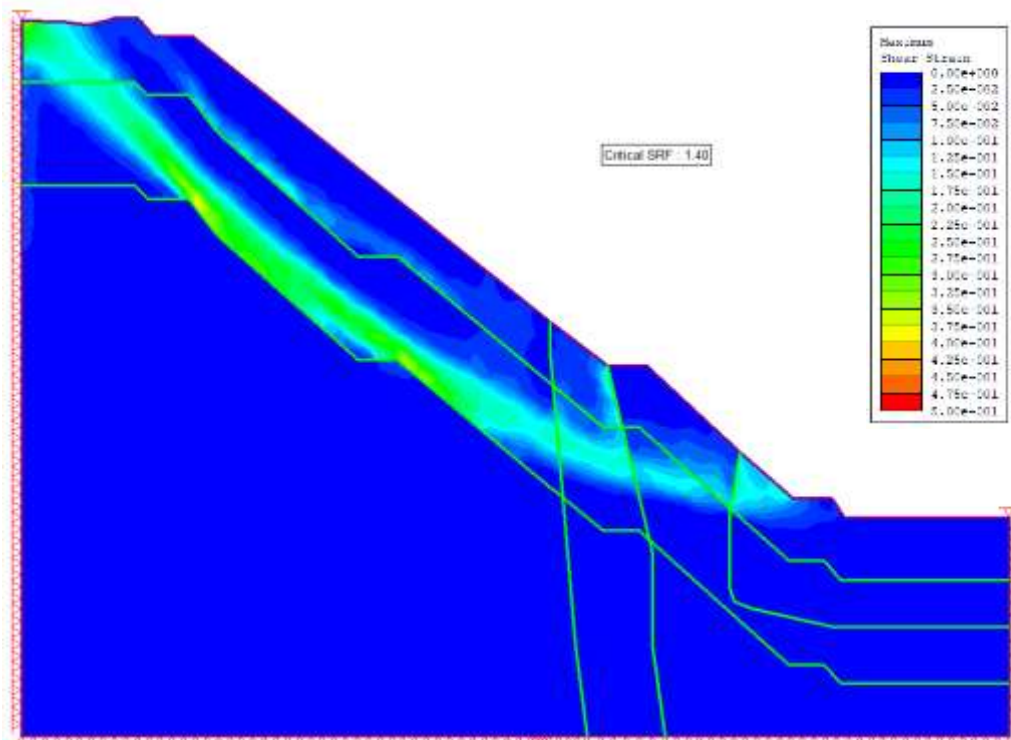


Figura D.8. Análisis Global Pseudoestático – Sección 4-4'



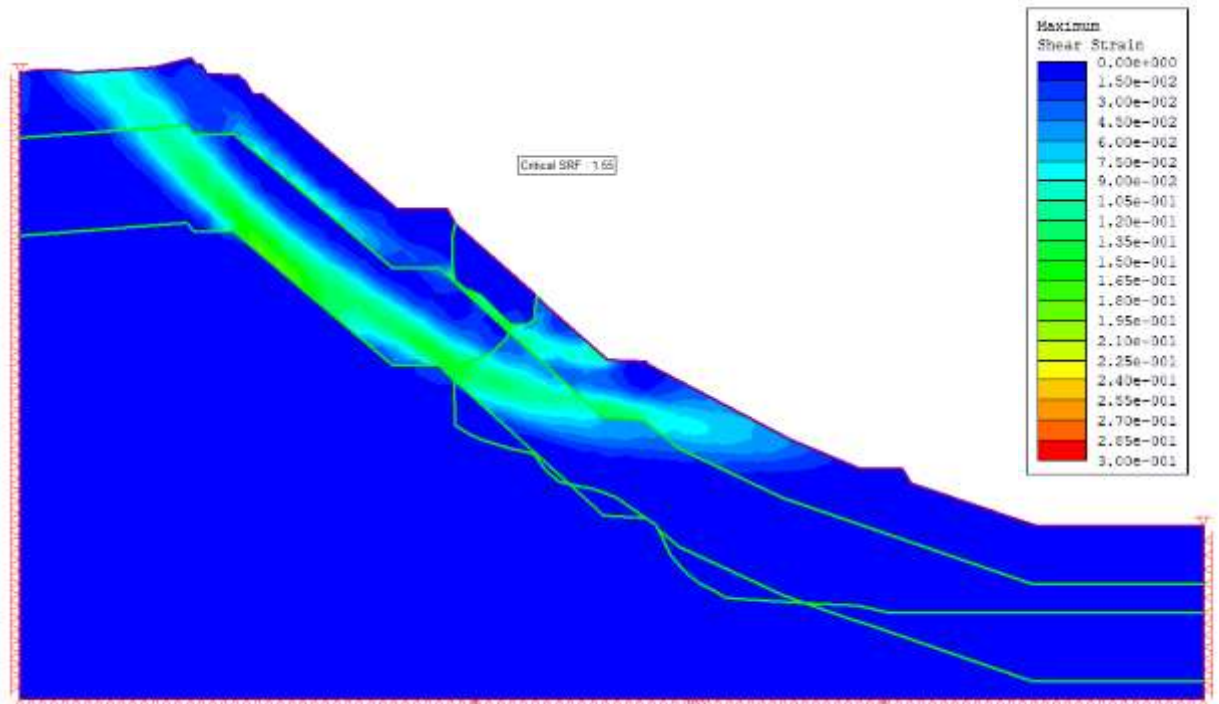


Figura D.9. Análisis Global Estático – Sección 5-5'

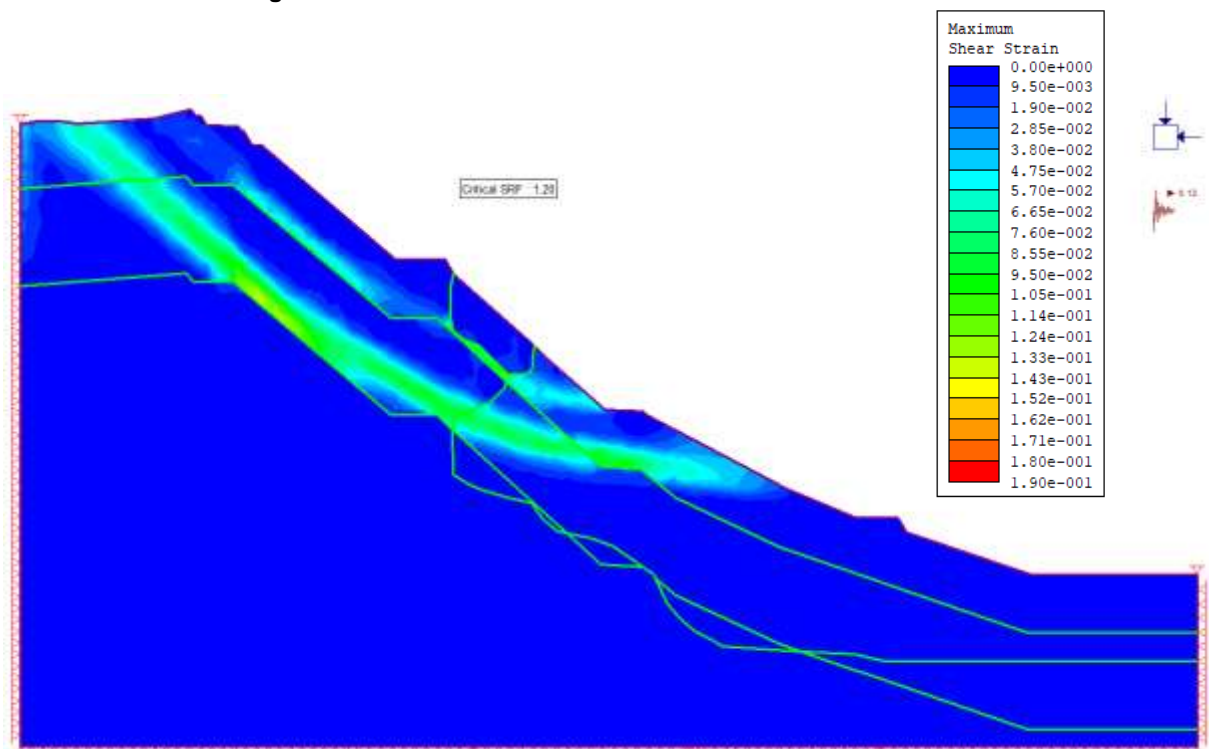


Figura D.10. Análisis Global Pseudoestático – Sección 5-5'

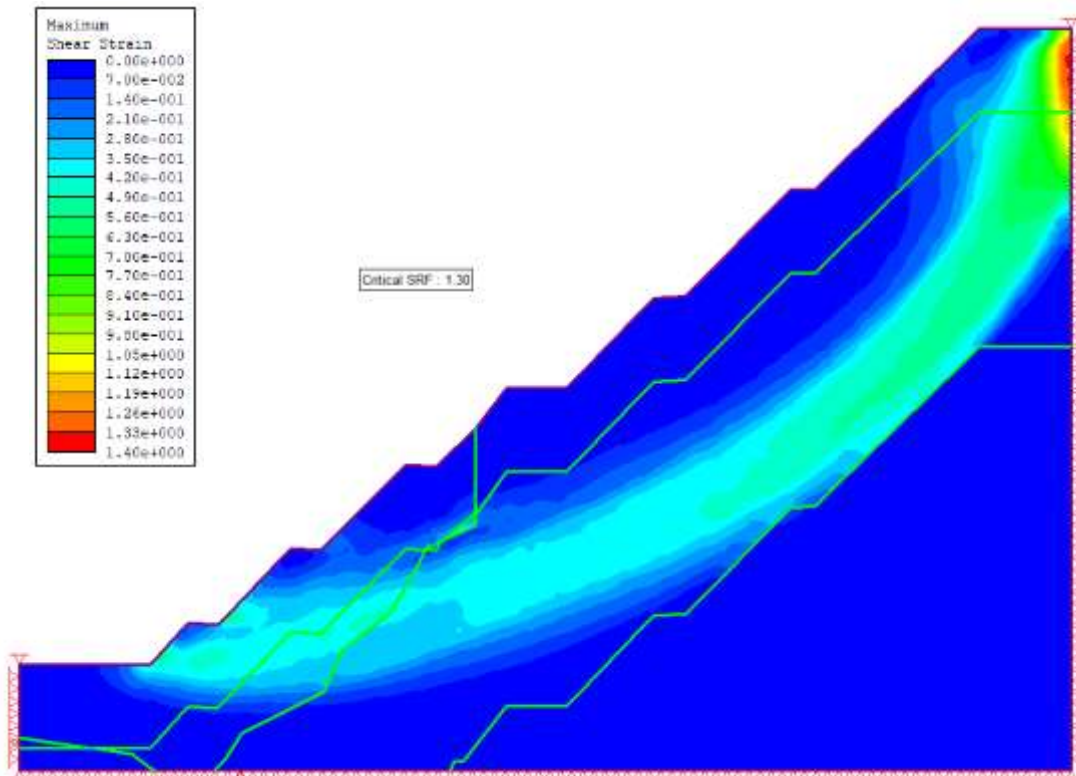


Figura D.11. Análisis Global Estático – Sección 6-6'

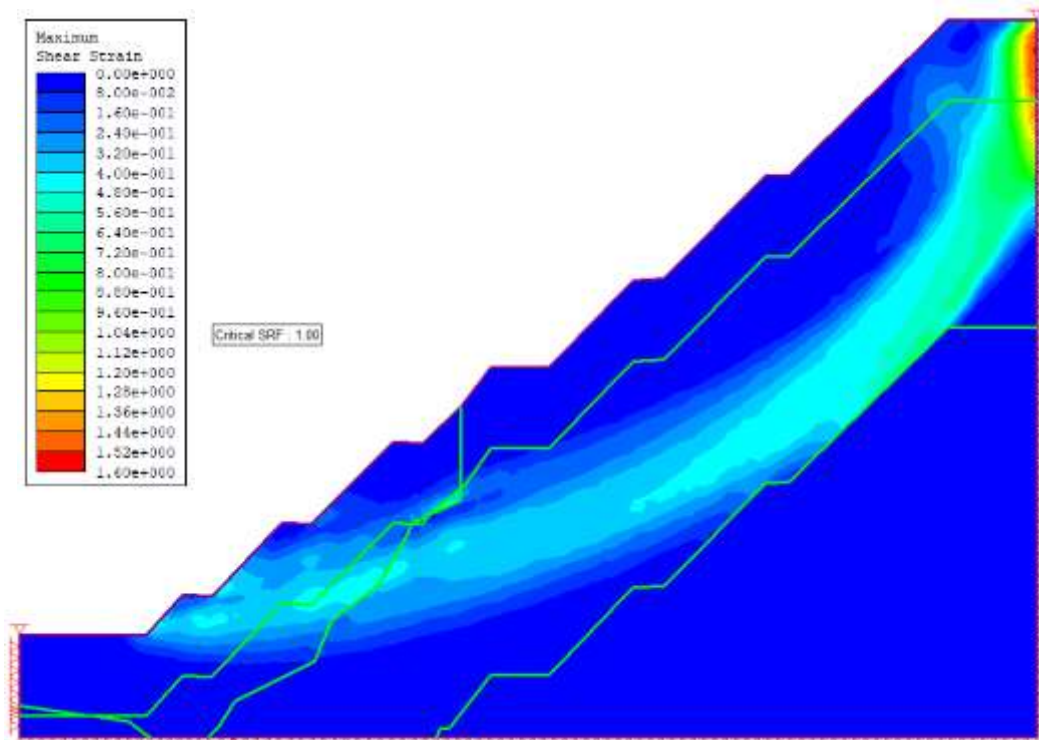


Figura D.12. Análisis Global Pseudoestático – Sección 6-6'