

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



**“ESTUDIO GEOMECÁNICO PARA EL CONTROL DE DILUCIÓN
MEDIANTE EL DISEÑO DE ABERTURA DE TAJEOS DE LA ZONA
NORTE DE LA VETA SAN RAFAEL - PUNO”**

TESIS

PRESENTADA POR:

JUVENAL CABANA HUARILLOCLLA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

PUNO - PERÚ

2018

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**

TESIS

**“ESTUDIO GEOMECÁNICO PARA EL CONTROL DE DILUCIÓN
MEDIANTE EL DISEÑO DE ABERTURA DE TAJEOS DE LA ZONA
NORTE DE LA VETA SAN RAFAEL - PUNO”**

PRESENTADA POR:

JUVENAL CABANA HUARILLOCLA

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO




APROBADA POR:

PRESIDENTE:



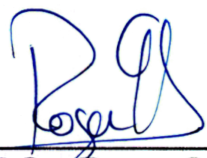
Dr. Victoriano Rolando Apaza Campos

PRIMER MIEMBRO:




M.Sc. Leonel Palomino Ascencio

SEGUNDO MIEMBRO:



M.Sc. Roger Gonzales Aliaga

DIRECTOR / ASESOR:



Dr. Erasmo Godofredo Carnero Carnero

Área : Ingeniería geotécnica

Tema : Geomecánica en obras geotécnicas

Fecha de sustentación: 16/08/2018

DEDICATORIA

Con todo el cariño y eterno agradecimiento dedico esta tesis a mis padres Erasmo Cabana Quispe y Reynalda C. Huarilloclla Apaza, quienes son mis guías, por a verme brindado su apoyo, comprensión y motivarme constantemente durante la ejecución de mi tesis.

A Yolanda Halanoca Huayta a mí hijo Joseph D. Cabana Halanoca quienes son mi motivación en mi desarrollo personal y profesional.

A mis hermanos Denis Cabana Huarilloclla y Reyna Cabana Huarilloclla de igual manera a mis maestros, amigos y compañeros por su apoyo incondicional que de alguna manera han contribuido tanto en mi profesión como en la vida.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional del Altiplano por ser mi alma mater y mentora en mí desarrollo personal y profesional.

Mi agradecimiento a todos y cada uno de mis queridos docentes, que han contribuido en mi formación profesional a través de sus lecciones y experiencias compartidas en las aulas universitarias.

Con inmensa gratitud y admiración, al Dr. Erasmo Carnero Carnero director de mi tesis por haberme brindado su orientación, exigencia, enseñanza y consejos para poder culminar este trabajo.

Mi agradecimiento a la empresa MINSUR S.A. y AESA S.A.C. de igual manera a los integrantes del área de geomecánica por facilitarme los datos para la ejecución del presente trabajo.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
INDICE GENERAL.....	iii
INDICE DE FIGURAS	vii
INDICE DE TABLAS.....	ix
INDICE DE ACRONIMOS.....	xi
RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv

CAPITULO I**INTRODUCCION**

1.1 GENERALIDADES	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.3 HIPOTESIS	3
1.4 OBJETIVOS.....	3
1.4.1 Objetivo general	3
1.4.2 Objetivos específicos	3
1.5 ANTECEDENTES	3

CAPITULO II**REVISION DE LITERATURA**

2.1 GEOTECNIA.....	5
2.2 MACIZO ROCOSO	5
2.3 ROCA INTACTA	5
2.4 ESTRUCTURAS DEL MACIZO ROCOSO.....	6
2.4.1 Planos de estratificación	6
2.4.2 Fallas	6
2.4.3 Zona de corte.....	6
2.4.4 Diaclasas.....	6
2.4.5 Planos de foliación o esquistosidad	7
2.4.6 Contacto litológico.....	7
2.4.7 Venillas.....	7

iii

2.4.8 Pliegues	7
2.4.9 Diques	7
2.5 METEORIZACION Y ALTERACION	7
2.5.1 Meteorización	7
2.5.2 Alteración.....	7
2.6 PROPIEDADES DE LAS DISCONTINUIDADES	8
2.6.1 Orientación	8
2.6.2 Espaciado	8
2.6.3 Persistencia	8
2.6.4 Rugosidad.....	8
2.6.5 Abertura	8
2.6.6 Relleno	9
2.7 PROPIEDADES FISICAS DE LAS ROCAS	9
2.7.1 Densidad (ρ)	9
2.7.2 Porosidad (η)	9
2.7.3 Absorción (ω)	10
2.8 PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA	10
2.8.1 Resistencia uniaxial	10
2.8.2 Resistencia a la compresión triaxial.....	17
2.9 PROPIEDADES ELASTICAS DE LAS ROCAS	19
2.9.1 Módulo de deformación	19
2.9.2 Coeficiente de Poisson.....	20
2.10 CRITERIO DE ROTURA DEL MACIZO ROCOSO	20
2.10.1 Criterios de rotura de Hoek - Brown.....	20
2.10.2 Criterio Mohr - Coulomb	23
2.11 CLASIFICACIONES GEOMECHANICAS DEL MACIZO ROCOSO.....	24
2.11.1 Sistema RMR	24
2.11.2 Sistema de clasificación del índice Q.....	26
2.11.3 El tamaño de los bloques (RQD/Jn).....	28
2.11.4 La resistencia al corte entre bloques (J_r/J_a).....	28
2.11.5 El esfuerzo activo (J_w/SRF).....	28
2.12 ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA RQD	32
2.13 CORRELACIONES DE RMR Y Q	35

2.14 METODO GRAFICO DE ESTABILIDAD MATHEWS	35
2.15 EQUIVALENTE LINEAL DE SOBREROTURA/DESPRENDIMIENTO	39
2.16 CAMPO DE ESFUERZOS	40
2.16.1 Esfuerzos in-situ	40
2.16.2 Esfuerzo Inducido	45

CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1 METODOLOGIA DE INVESTIGACION	47
3.1.1 Revisión de la información.....	47
3.1.2 Mapeo geomecánico de labores subterráneas.....	47
3.1.3 Logueo de perforaciones diamantinas.....	50
3.1.4 Ensayos de laboratorio de mecánica de rocas.....	51
3.1.5 Caracterización geológica y geomecánica del macizo rocoso	54
3.1.6 Retro-análisis de estabilidad de los tajeos excavados	54
3.1.7 Modelamiento numérico del estado de esfuerzo del área de estudio	55
3.1.8 Diseño de aberturas máximas para el control de dilución	55
3.2 MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS	56

CAPITULO IV

RESULTADO Y DISCUSION

4.1 CARACTERIZACION GEOLOGIA DEL AREA DE INVESTIGACION.....	58
4.1.1 Ubicación de la mina.....	58
4.1.2 Geología regional	59
4.1.3 Geología local.....	60
4.1.4 Geología del yacimiento	61
4.1.5 Hidrogeología	62
4.1.6 Estructuras geológicas.....	63
4.2 CARACTERIZACION GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO	64
4.2.1 Propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta	64
4.2.2 Roca intacta.....	67
4.2.3 Indice RQD.....	70
4.2.4 Discontinuidades	70

4.2.5	Parámetros de resistencia de roca intacta	75
4.2.6	Clasificación geomecánica	75
4.2.7	Sectores de diseño	77
4.2.8	Resistencia del macizo rocoso	77
4.2.9	Condiciones de esfuerzos in-situ	78
4.3	RETRO-ANALISIS DE TAJEOS EXCAVADOS.....	79
4.3.1	Estimación de Valor N'	80
4.3.2	Evaluación de resultados	81
4.4	MODELAMIENTO DE ESFUERZOS INDUCIDOS EN LA ZONA DE ESTUDIO	82
4.4.1	Consideraciones del modelo.....	82
4.4.2	Análisis de resultados del modelamiento	84
4.4.3	Análisis de resultados de modelamiento numérico considerando la explotación del Sector norte de la veta San Rafael.....	87
4.5	DISEÑO DE ABERTURAS MÁXIMAS Y CONTROL DE DILUCIÓN	88
4.5.1	Análisis de los parámetros geométricos para el diseño	89
4.5.2	Evaluación geotécnica.....	92
4.5.3	Dimensionamiento de tajeos.....	93
	CONCLUSIONES	101
	RECOMENDACIONES	103
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	104
	ANEXOS	109

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Transición desde la roca intacta hasta el macizo rocoso (DCR Ingenieros S.R. Ltda, 2004).	6
Figura 2.2: Tipos de ensayo de carga puntual y clases de falla (ISRM, 1981).	13
Figura 2.3: Compresión simple o uniaxial.	16
Figura 2.4: Esquema de ensayo triaxial.	18
Figura 2.5: Relaciones entre esfuerzos principales mayores y menores.....	24
Figura 2.6: Procedimiento para medir y calcular el RQD (Según Deere, 1964).....	34
Figura 2.7: Factor de esfuerzo en la roca (Polvin.1988).	36
Figura 2.8: Factor “B” orientación de juntas (Potvin, 1988).	37
Figura 2.9: Factor C de ajuste gravitatorio (Potvin, 1988).	38
Figura 2.10: Metodología de cálculo del radio hidráulico (Pakalnis, 2008).....	38
Figura 2.11: Gráfico de estabilidad modificado N' (Pakalnis, 2008).	39
Figura 2.12: Estimación empírica para el desprendimiento de las cajas ELOS (Pakalnis, 2008).	40
Figura 2.13: Medición de esfuerzos verticales (Brown y Hoek, 1978).....	43
Figura 2.14: Relación del esfuerzo horizontal al vertical (Sheorey, 1994).....	45
Figura 2.15: Los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 inducidos en un elemento	45
Figura 2.16: Dirección de los esfuerzos principales en la roca.....	46
Figura 4.1: Ubicación del proyecto de investigación unidad minera San Rafael	59
Figura 4.2: Geología regional según el mapa geológico del (INGEMMET,1996).....	60
Figura 4.3: Geología local de la mina San Rafael.....	61
Figura 4.4: Proyección estereográfica de los sistemas de fallas locales.....	64
Figura 4.5: Análisis estadístico de incidencia de RCS (MPa) por dominio estructural.....	68
Figura 4.6: Análisis estadístico de incidencia de RCS (MPa) por el tipo de litología.....	69
Figura 4.7: Valores promedio de la compresión simple de roca intacta para diferentes dominios.	69
Figura 4.8: Análisis estadístico de los valores RQD por dominio.....	70
Figura 4.9: Estereograma de concentración de polos de discontinuidades medidas en el sector de diseño del nivel 4100 al 4295.	73
Figura 4.10: Proyección estereográfica de los principales sistemas de discontinuidades que se presentan en el sector de diseño del nivel 4100 al 4295.	73
Figura 4.11: Estereograma de concentración de polos de discontinuidades medidas en el sector de diseño del nivel 4100 al 3850.	74
Figura 4.12: Proyección estereográfica de los principales sistemas de discontinuidades que se presentan en el sector de diseño nivel 4100 al 3850.	74
Figura 4.13: Secciones de análisis del modelo 3D.....	83
Figura 4.14: Estimación de esfuerzos sigma 1 para un K=5.5.....	84

Figura 4.15: Esfuerzos sigma 1 en la sección 1.	85
Figura 4.16: Esfuerzos sigma 1 en la sección 2.	85
Figura 4.17: Esfuerzos sigma 1 en la sección 3.	86
Figura 4.18: Esfuerzos sigma 1 en la sección 4.	86
Figura 4.19: Esfuerzos sigma 1 en la sección 5.	87
Figura 4.20: Esfuerzos sigma 1 de la primera etapa de minado.	87
Figura 4.21: Esfuerzos sigma 1 de la segunda etapa de minado.	88
Figura 4.22: Esfuerzos sigma 1 de la tercera etapa de minado.	88
Figura 4.23: Metodología de excavaciones subterráneas (Pakalnis, 2008).	89
Figura 4.24: Histograma del buzamiento de la veta San Rafael.	90
Figura 4.25: Isovalores del buzamiento de la veta San Rafael.	90
Figura 4.26: Frecuencia acumulada del ancho de minado de la veta San Rafael.	91
Figura 4.27: Isovalores del ancho de minado.	91
Figura 4.28: Principales familias de discontinuidades del sector de diseño nivel 4100 al 4295.	92
Figura 4.29: Principales familias de discontinuidades del sector de diseño nivel 4100 al 3850.	92
Figura 4.30: Isovalores de RMR en caja techo.	93
Figura 4.31: Factor de esfuerzo en la roca "A" (Potvin, 1988).	94
Figura 4.32: Factor orientación de juntas "B" (Potvin, 1988).	94
Figura 4.33: Factor de ajuste gravitatorio "C" (Pakalnis, 2008).	95
Figura 4.34: Radio hidráulico (Pakalnis, 2008).	95
Figura 4.35: Gráfico de estabilidad modificado (N') (Pakalnis, 2008).	96
Figura 4.36: Estimación empírica para el desprendimiento de las cajas (ELOS), (Pakalnis, 2008).	97
Figura 4.37: ELOS para los dos sectores de diseño.	98
Figura 4.38: Vista esquemática de tajeos del sector de diseño del nivel 4100 al 4295.	99
Figura 4.39: Vista esquemática de tajeos del sector de diseño del nivel 4100 al 3850.	100

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Estimación de resistencia de roca intacta método manual (ISRM,1981).....	11
Tabla 2.2: Índice para conversión de I_s (50) a la resistencia a la compresión simple.....	15
Tabla 2.3: Clasificación a partir de la resistencia a la compresión uniaxial.	17
Tabla 2.4: Interpretación de los valores de RMR (Bieniawski, 1976).	25
Tabla 2.5: Sistema RMR según (Bieniawski, 1976).	26
Tabla 2.6: Continuación del sistema RMR según (Bieniawski, 1976)	26
Tabla 2.7: Clasificación según el índice de calidad de Q (Barton y Lude, 1974).	27
Tabla 2.8: Índice de calidad de excavación de túneles Q (Bartón, 1976).	30
Tabla 2.9: Continuación del índice de calidad de excavación de túneles Q (Bartón, 1976). 31	
Tabla 2.10: Continuación del índice de calidad de excavación de túneles Q (Bartón, 1976).	32
Tabla 2.11: Interpretación de valores del RQD (Deere, 1964).	33
Tabla 2.12: Correlación entre los sistemas de clasificación de macizo rocoso	35
Tabla 3.1: Lista de estaciones geomecánicas	48
Tabla 3.2: Lista de taladros logueados	50
Tabla 3.3: Lista de ensayos ejecutados de mecánica de rocas.....	52
Tabla 4.1: Acceso vía terrestre a la unidad minera San Rafael	58
Tabla 4.2: Acceso vía aérea a la unidad minera San Rafael.....	58
Tabla 4.3: Estructuras asociadas a filtraciones de agua.....	62
Tabla 4.4: Resumen de fallas locales.	63
Tabla 4.5: Resultados de los ensayos de propiedades físicas.....	65
Tabla 4.6: Resumen de ensayos de compresión simple.	65
Tabla 4.7: Resumen de ensayos de carga puntual según su litología.....	66
Tabla 4.8: Resumen de ensayos de carga puntual según su dominio estructural.....	66
Tabla 4.9: Resumen de resultados de los ensayos de compresión triaxial.....	66
Tabla 4.10: Resumen de resultados de ensayos de tracción directa.....	67
Tabla 4.11: Factores de conversión estimados para el proyecto.....	68
Tabla 4.12: Resistencia a la compresión simple a partir del índice I_s (50).....	69
Tabla 4.13: Datos de sistema de discontinuidades tomados en las estaciones geomecánicas.	70
Tabla 4.14: Características físicas de los sistemas de familias predominantes.	75
Tabla 4.15: Parámetros de la roca intacta.....	75
Tabla 4.16: Parámetros de clasificación del sistema RMR 1976.	76
Tabla 4.17: Clases de macizo rocoso y sus índices RMR.....	76
Tabla 4.18: Resumen de calidad del macizo rocoso en base a logueo geomecánico.	76
Tabla 4.19: Resumen de calidad del macizo rocoso en base a estaciones geomecánicas. 77	
Tabla 4.20: Resultados de los índices y calidad del macizo rocoso	77

Tabla 4.21: Parámetros de resistencia del macizo rocoso.....	78
Tabla 4.22: Ubicación de taladros y orientaciones.	79
Tabla 4.23: Resultados de mediciones de esfuerzos In-situ.	79
Tabla 4.24: Distancia de sobrerotura promedio medida entre límite de recurso y topografía	79
Tabla 4.25: Estimado del número de estabilidad modificado (N').	80
Tabla 4.26: Resumen de resultados de ELOS estimados.	81
Tabla 4.27: Comparación entre sobre-rotura estimada medida y sobre-rotura estimado ELOS.....	82
Tabla 4.28: Parámetros de resistencia del macizo rocoso.....	82
Tabla 4.29: Parámetros geomecánicos del macizo rocoso para los sectores de diseño....	93
Tabla 4.30: Parámetros de diseño para la veta San Rafael Nivel 4100 al 4295.....	98
Tabla 4.31: Parámetros de diseño para la veta San Rafael nivel 4100 al 3850.....	98
Tabla 4.32: Dimensionamiento de Tajeos sector de diseño nivel 4100 al 4295.....	99
Tabla 4.33: Dimensionamiento de Tajeos sector de diseño nivel 4100 al 3850.....	100

INDICE DE ACRONIMOS

ASTM	Sociedad americana para pruebas y materiales
A	Área de la sección inicial de la muestra (cm ²)
A	Factor de condición de esfuerzos
A	Área de la sección transversal mínima
B	Factor de orientación de estructuras
Bz	Buzamiento
C	Factor de componente gravitacional
C	Angulo de cohesión
D_e	Diámetro equivalente
DBz	Dirección de buzamiento
D	Espesor de la muestra
D	Diámetro de la probeta o espécimen de roca (cm)
ELOS	Equivalente lineal de sobrerotura/desprendimiento
E	Módulo de Young
EG-	Estación geomecánica
G	Fuerza de la gravedad
GSI	Índice de resistencia geológica
H	Altura de la probeta o espécimen (cm)
J_n	Número de familias de juntas
J_r	Índice de rugosidad de las juntas
J_a	Índice de alteración de las juntas
J_w	Factor de reducción por presencia de agua en las juntas
J_v	Número de juntas
INGMMET	Instituto geológico, minero y metalúrgico
ISRM	International Society for Rock Mechanics
I_s	Índice de resistencia a la carga puntual
I_s (50)	Índice de carga puntual (MPa)
K	Factor de conversión
M_s	Masa del sólido seca
M_{sat}	Masa saturada en agua
MPa	Megapascal

msnm	Metros sobre el nivel del mar
Ms	Masa del sólido seco
N'	Numero de estabilidad
η	Porocidad
ρ	Densidad
P	Carga
P	Carga de falla (KN)
P	Carga pico de roca (Kg)
ρ	Densidad de la roca
Q'	Indice de calidad de roca de Barton (1974), con $J_w = 1$ y $SRF = 1$
RMR	Rock mass rating
RQD	Indice de calidad de la roca (Rock quality designation)
RH	Radio hidráulico
SRF	Factor de reducción por esfuerzos
V	Volumen de la muestra
Vv	Volumen de vacíos
V	Volumen total
ν	Coefficiente de Poisson
W	Ancho de la muestra
ω	Absorción
γ	Peso unitario de la roca sobreyacente
Z	Profundidad por debajo de la superficie
σ_c	Resistencia uniaxial
σ_c	Resistencia a la compresión uniaxial de la muestra
σ_{cc}	Resistencia a la compresión uniaxial corregida de muestra
\emptyset	Angulo de fricción interno
σ_v	Esfuerzo vertical

RESUMEN

El trabajo de investigación se localiza en el distrito de Antauta, provincia de Carabaya, departamento de Puno. El objetivo es caracterizar geológica y geotécnicamente el área de estudio, realizar el retro-análisis de tajeos excavados, efectuar el modelamiento del estado de esfuerzos de la zona de estudio y determinar el diseño de abertura máxima para el control de dilución de la veta San Rafael zona norte entre los niveles 4295 al 3850. La metodología aplicada consiste en la revisión bibliográfica, investigación in-situ y laboratorio. La veta San Rafael está emplazada dentro de las siguientes litologías: pizarra y filita de la formación Sandia y el intrusivo monzogranítico del terciario medio que constituye 80% de la mina. Localmente se identificó fallas paralelas y transversales en los niveles 3832, 3850, 3868, 4100, 4120 y 4125. Los resultados de la evaluación geológica y geomecánica del macizo rocoso permitieron zonificar en 3 dominios geomecánicos y dos sectores de diseño, primer sector nivel 4100-4295 (caja techo RMR:55, veta RMR: 51 y caja piso RMR:50), segundo sector nivel 4100-3850 (caja techo RMR:53, veta RMR: 50 y caja piso RMR:58). Se realizó el análisis regresivo en 4 tajeos, los resultados obtenidos mediante el escáner Optech y equivalente lineal de sobre rotura o desprendimiento son equivalentes por ello la metodología propuesta para el presente estudio es válida aplicable. Se efectuó el modelamiento de esfuerzo inducido con el programa Map 3D. En el sector de diseño para el control de dilución entre los niveles 4100 al 4295, donde la veta tiene un buzamiento predominante de 50° las dimensiones de los tajeos deben estar en el orden de 9 a 15 metros de altura vertical y longitudes de 7 a 10 metros como máximo. En el sector de diseño entre los niveles 4100 al 3850, donde se tiene la veta con buzamiento predominante de 70°, las dimensiones de los tajeos deben estar en el orden de 18 metros y 30 metros de altura vertical y longitudes de 15 a 20 metros como máximo.

Palabras claves: Ensayos de laboratorio, caracterización geomecánica, control de dilución, discontinuidad, macizo rocoso.

ABSTRACT

The research work is located in the district of Antauta, province of Carabaya, department of Puno. The objective is to characterize the study area geologically and geotechnically, perform the retro-analysis of excavated cuttings, carry out the modeling of the stress state of the study area and determine the maximum opening design for the dilution control of the San Rafael vein northern area between levels 4295 to 3850. The methodology applied consists of bibliographic review, in-situ research and laboratory. The San Rafael vein is located within the following lithologies: slate and phyllite from the Sandia formation and the monzogranitic intrusive from the middle tertiary that constitutes 80% of the mine. Locally, paraleles and transversal faults were identified at levels 3832, 3850, 3868, 4100, 4120 and 4125. The results of the geological and geomechanical evaluation of the rock mass allowed zoning in 3 geomechanical domains and two design sectors, first sector level 4100- 4295 (ceiling case RMR: 55, vein RMR: 51 and floor box RMR: 50), second sector level 4100-3850 (ceiling case RMR: 53, vein RMR: 50 and floor box RMR: 58). We performed the regressive analysis in 4 tajes, the results obtained by the Optech scanner and linear equivalent of overbreak or detachment are equivalent therefore the methodology proposed for the present study is valid applicable. Induced effort modeling was carried out with the Map 3D program. In the design sector for dilution control between levels 4100 to 4295, where the vein has a predominant dip of 50° the dimensions of the tajes should be in the order of 9 to 15 meters of vertical height and lengths of 7 to 10 meters maximum. In the design sector between levels 4100 to 3850, where the vein with a predominant dip of 70° is present, the dimensions of the tajes should be in the order of 18 meters and 30 meters of vertical height and lengths of 15 to 20 meters at most.

Key words: Laboratory tests, geomechanical characterization, dilution control, discontinuity, rock mass.

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES

La unidad minera San Rafael es productora de estaño, aplica el método de explotación tajeo por sub niveles con utilización de relleno en pasta cementado y detrítico, el acceso es a través de una rampa principal hacia todos los niveles de explotación.

En el minado se tienen problemas de dilución, por ello se realizó el estudio geomecánico para el control de la dilución, mediante el diseño de abertura de tajeos de la zona norte de la veta San Rafael entre los niveles 4295 al 3850.

El propósito principal de la investigación es controlar la dilución para reducir costos operativos desarrollando los aspectos geotécnicos. Para evaluar las propiedades geotécnicas del medio geológico donde se está desarrollando la explotación de la veta San Rafael zona norte, se ha requerido la ejecución de una serie de actividades; como la caracterización del medio geológico, caracterización geomecánica mediante estaciones geomecánicas y taladros logueados utilizando la clasificación RMR correlacionando al Q y GSI, retro análisis de tajeos para validar el método gráfico de estabilidad, modelamiento de esfuerzos inducidos con MAP 3D (modelamiento numérico), análisis estructural mediante el software Dip, ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas, mecánicas y elásticas de la roca intacta.

El dimensionamiento se efectúa mediante el método gráfico de estabilidad que permite diseñar las aberturas de los tajeos y controlar la dilución.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los métodos modernos de minado masivo reducen los costos operativos directos y facilitan la gestión de las operaciones mineras, pero tienen un inconveniente común; el incremento de dilución por condiciones desfavorables del terreno. Para los cuerpos de mineral de gran extensión o potencia con condiciones favorables del terreno, la dilución no es un problema, sin embargo, la mayoría de las minas poseen zonas de mineral de vetas angostas con perfil irregular con caja techo y piso no competentes que experimentan una dilución alta de 20%, 25% o incluso mayores a éstas, cuando se emplean métodos de minado masivo en vetas angostas donde la dilución supera el 60% en algunos casos.

La dilución tiene una influencia directa en el costo de operación (toneladas diluidas desplazan a las toneladas de mineral en los circuitos de planta de proceso) y acarrea costos indirectos significativos. Cada tonelada de roca estéril o relleno que circula a través del molino, implica un costo adicional al valor del mineral, que termina en los relaves.

La reducción al mínimo de la dilución debería tener un peso considerable en la selección y subsecuente aplicación del diseño de abertura en el minado.

El criterio de diseño de abertura de tajeos fueron establecidos con el fin de controlar la dilución, los mismos que están basados en el método gráfico de estabilidad que toma en consideración la clasificación del macizo rocoso, el análisis de esfuerzos (*Modelamiento numérico*) y el análisis estructural, con el fin de limitar las dimensiones de las excavaciones subterráneas, entonces surge la siguiente pregunta:

¿Qué dimensiones de abertura se requiere en el minado para el control de la dilución mediante el estudio geomecánico?

1.3 HIPOTESIS

El estudio geomecánico permite optimizar el diseño de la abertura de tajeos para el control de dilución de la zona norte de la veta San Rafael entre los niveles 3850 al 4295.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

Efectuar el estudio geomecánico para el control de dilución en la zona norte de la veta San Rafael, entre los niveles 3850 al 4295.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar la caracterización geológica del área de estudio.
- Realizar la caracterización y clasificación del macizo rocoso.
- Realizar el retro-análisis de los tajeos excavados.
- Efectuar el modelamiento de esfuerzos inducidos en la zona de estudio.
- Determinar el diseño de abertura máxima para de control de dilución.

1.5 ANTECEDENTES

Los estudios realizados referente al tema en la zona de investigación se detallan a continuación:

- Geología del cuadrángulo de Macusani, hoja 29-V, elaborado por el INGEMMET, Noviembre de 1996. Esta información sirvió como base para describir en la investigación la geología regional.
- Asesoría en geomecánica y logueo geomecánico, preparado por SVS Ingenieros, Enero del 2015. Esta información sirvió como base para obtener el RMR del área de estudio.
- Estudio de ingeniería de detalle para método de minado del tajeo piloto 4340 al 4376 de la mina San Rafael, preparado por SVS ingenieros,

Enero del 2015. Esta información sirvió como base para el diseño de tajeos y control de dilución.

CAPITULO II

REVISION DE LITERATURA

2.1 GEOTECNIA

La geotécnica se define como la ciencia que se ocupa del estudio de las características y comportamiento del terreno (suelo y roca), relacionado con su aplicación a las soluciones prácticas en la construcción de obras civiles y mineras.

En obras mineras (minería subterránea), la geotécnica ha sido considerada tradicionalmente como un asunto ligado primordialmente a la seguridad, lo que es muy importante para la reducción de accidentes por caída de rocas, evitando o minimizando los daños al personal, equipos y a las instalaciones, como también es influyente en los aspectos económicos de las operaciones mineras.

2.2 MACIZO ROCOSO

Es el medio in-situ que contiene diferentes tipos de discontinuidades como diaclasas, estratos, fallas y otros rasgos estructurales. Dependiendo de cómo se presenten estas discontinuidades o rasgos estructurales dentro de la masa rocosa, éstas tendrán un determinado comportamiento frente a las operaciones de minado (DCR Ingenieros S.R. Ltda, 2004).

2.3 ROCA INTACTA

La roca intacta es el bloque ubicado entre las discontinuidades y podría ser representada por una muestra de mano o trozo de testigo que se utiliza para ensayos de laboratorio (DCR Ingenieros S.R. Ltda, 2004).

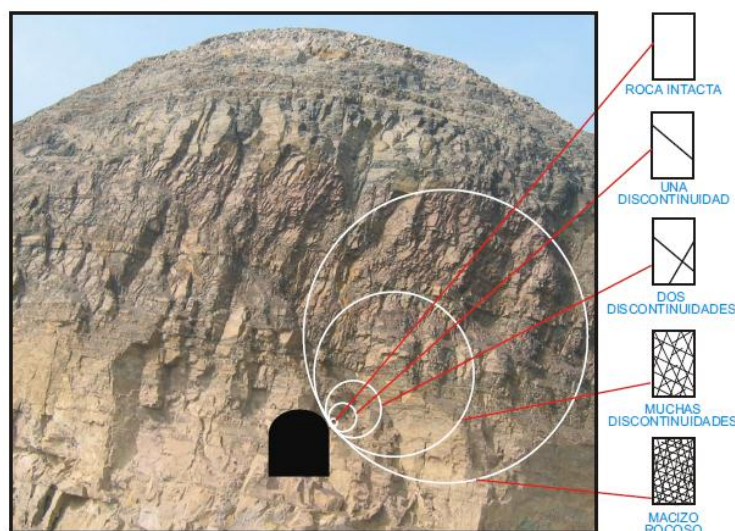


Figura 2.1: Transición desde la roca intacta hasta el macizo rocoso (DCR Ingenieros S.R. Ltda, 2004).

2.4 ESTRUCTURAS DEL MACIZO ROCOSO

Las principales estructuras que están presentes en la masa rocosa definidos por (DCR Ingenieros S.R. Ltda, 2004) Son:

2.4.1 Planos de estratificación

Dividen en capas o estratos a las rocas sedimentarias.

2.4.2 Fallas

Son fracturas que han tenido desplazamiento, estas son estructuras menores que se presentan en áreas locales de la mina o estructuras muy importantes que pueden atravesar toda la mina.

2.4.3 Zona de corte

Son bandas de material que puede ser de varios metros de espesor, en donde ha ocurrido el fallamiento de la roca.

2.4.4 Diaclasas

También denominadas juntas, son fracturas que no han tenido desplazamiento y las más comúnmente se presentan en la masa rocosa.

2.4.5 Planos de foliación o esquistosidad

Se forman entre las capas de las rocas metamórficas dando la apariencia de hojas o láminas.

2.4.6 Contacto litológico

La superficie que separa los cuerpos de rocas de diferentes litologías, o tipos de rocas.

2.4.7 Venillas

Son rellenos de las fracturas con cuarzo, calcita, biotita, albita, feldespato potásico, sulfuros entre otros minerales.

2.4.8 Pliegues

Son estructuras en las cuales los estratos se presentan curvados pueden ser de tipo sinclinal, anticlinal, etc.

2.4.9 Diques

Son estructuras de la roca ígnea de forma tabular que cortan a la roca encajonante, que se presentan generalmente verticales o sub verticales.

2.5 METEORIZACION Y ALTERACION

2.5.1 Meteorización

Es la modificación que sufre la superficie de la roca en sus proximidades. Según avanza el proceso de meteorización aumenta la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, así como disminuye su resistencia. La meteorización puede ser física, química y biológica (DCR Ingenieros S.R. Ltda, 2004).

2.5.2 Alteración

Es la roca dominada por alteración hidrotermal, se produce por el ascenso de fluidos o gases magmáticos a altas temperaturas a través de fracturas o zonas de falla. Estas afectan los rellenos de las zonas de falla y sus cajas, originando reemplazamientos y rellenos, que modifican las condiciones del macizo rocoso.

Los tipos de alteración son: silicificación, propilitización, sericitización, agilización, etc. (DCR Ingenieros S.R. Ltda, 2004).

2.6 PROPIEDADES DE LAS DISCONTINUIDADES

Todas las discontinuidades presentan propiedades geomecánicas importantes que las caracterizan y que influyen en el comportamiento de la masa rocosa. Estas propiedades son descritas por (DCR Ingenieros S.R. Ltda, 2004).

2.6.1 Orientación

Es la posición de la discontinuidad en el espacio, comúnmente es descrito por el rumbo o azimut y buzamiento.

2.6.2 Espaciado

Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Este determina el tamaño del bloque.

2.6.3 Persistencia

Es la extensión en longitud o tamaño de una discontinuidad. Cuanto menor sea la persistencia, la masa rocosa será más estable y cuanto mayor sea esta, será menos estable.

2.6.4 Rugosidad

La rugosidad es la aspereza o irregularidad de la superficie de la discontinuidad. Cuanto menor rugosidad tenga una discontinuidad, la masa rocosa es menos competente y cuanto mayor sea esta, la masa rocosa será más competente.

2.6.5 Abertura

Es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. Este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso. A menos apertura las condiciones de la masa rocosa serán mejores y a mayor apertura las condiciones serán más desfavorables.

2.6.6 Relleno

Son los materiales que se encuentran dentro de la discontinuidad. Cuando los materiales son suaves, la masa rocosa es menos competente y cuando estos son más duros, ésta es más competente.

2.7 PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS ROCAS

Según (Gonzales de Vallejo, 2002) las propiedades físicas de las rocas son el resultado de su composición mineralógica, fabrica e historia geológica, deformacional y ambiental, incluyendo los procesos de alteración y meteorización. La gran variabilidad de propiedades se refleja en comportamientos mecánicos diferentes frente a las fuerzas que se aplican sobre las rocas, comportamientos que quedan definidos por la resistencia del material y por su modelo de deformación. Las propiedades físicas de las rocas son:

2.7.1 Densidad (ρ)

La densidad de la roca es la relación entre la masa de sólidos y volumen total, esta expresado de la siguiente manera (ISRM, 1981).

$$\rho = \frac{M_s}{V}$$

Dónde:

M_s : Masa del sólido seca

V : Volumen de la muestra

2.7.2 Porosidad (η)

La porosidad es la relación entre el volumen de vacíos V_v (ocupado por los huecos o poros en la roca) y el volumen total V (partículas sólidas + huecos), se expresa se la siguiente manera (Gavilanes y Andrade, 2004).

$$\eta(\%) = \frac{V_v}{V} \times 100$$

Dónde:

V_v : Volumen de vacíos

V : Volumen total

2.7.3 Absorción (ω)

El agua que llena los poros de una muestra de roca inmersa puede quedar atraída por la roca o bien quedarse libre, es decir, no sujeta a atracción. Cuando se somete en agua una muestra de roca no absorbe tanta cantidad como lo permitiría su capacidad teórica, ya que durante la inmersión una parte del aire existente en la muestra es aprisionada por el agua y no puede encontrar salida; así es que el agua se ve imposibilitada para llenar determinado porcentaje de los poros. Si sumergimos una roca en agua durante determinado periodo de tiempo y a temperatura también determinada, la relación entre el volumen de la muestra y el del agua absorbida es la absorción porcentual (ISRM, 1981).

$$\omega = \frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \times 100$$

Dónde:

M_s : Masa del sólido seca.

M_{sat} : Masa saturada en agua.

2.8 PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA

Las propiedades mecánicas de las rocas representan resistencia mecánica, o sea, la capacidad de resistir a los esfuerzos aplicados y son cuantificadas con ensayos de laboratorio. Las principales son:

2.8.1 Resistencia uniaxial

2.8.1.1 Índice de resistencia manual

Es una prueba de campo que se efectúa con la ayuda de una picota de geólogo y una navaja de bolsillo. Esta prueba consiste en estimar en forma aproximada la

resistencia a la compresión uniaxial (σ_c). Según ISRM (1981) las estimaciones están basadas a los criterios establecidos como muestra en la tabla 2.1.

Tabla 2.1: Estimación de resistencia de roca intacta método manual (ISRM,1981).

Clase	Descripción	Identificación de campo	Resistencia a la compresión (MPa)
R0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con uña	0.25 – 1.0
R1	Roca muy blanda	Al golpear con la punta del martillo la roca se desmenuza. Con navaja se talla fácilmente.	1.0 – 5.0
R2	Roca blanda	Al golpear con la punta del martillo se producen ligeras marcas. Con la navaja se talla con dificultad.	5.0 - 25
R3	Roca moderadamente dura	Con un golpe fuerte del martillo puede fracturarse. Con la navaja no puede tallarse.	25 - 50
R4	Roca dura	Se requiere más de un golpe del martillo para fracturarla.	50 – 100
R5	Roca muy dura	Se requiere muchos golpes del martillo para fracturarla.	100 - 250
R6	Roca extremadamente dura	Al golpear con el martillo sólo saltan esquirlas.	>250

2.8.1.2 Resistencia a la carga puntual

El ensayo de carga puntual (*Point Load Test*) se utiliza como una prueba de índice para la clasificación de resistencia de los materiales rocosos, que proporciona una evaluación aproximada de la resistencia a los esfuerzos de las muestras, que pueden estar en forma de testigos cilíndricos de sondajes (ensayos diametral y axiales), bloques cortados (ensayos en bloques) o de formas irregulares (ensayos de especímenes irregulares), se fracturan por la aplicación de carga concentradas usando un par de puntas cónicas de geometría estandarizada y registrar la fuerza aplicada. A partir de esta información, se puede obtener un índice que puede ser correlacionado con la resistencia a la compresión uniaxial. Siguiendo los procedimientos recomendados por la International Society of Rock Mechanics (ISRM, 1981).

En los ensayos de carga puntual son necesarias considerar las siguientes recomendaciones:

- Los ensayos diametrales en especímenes cilíndricos obtenidos a partir de testigos diamantinos, debe tener una relación de esbeltez de $L > 1.5D$ como mínimo.
- Los ensayos axiales en especímenes cilíndricos obtenidos a partir de testigos diamantinos, debe tener una relación de esbeltez longitud/diámetro de 0.3 a 1 ($0.3W < D < W$). La experiencia de campo ha demostrado que no siempre es fácil realizar ensayos axiales en especímenes con una relación longitud/diámetro que cae dentro del rango de 1.1 ± 0.05 ; en ese caso hay tolerancias de 1.1 ± 0.4 . Para obtener resultados satisfactorios se emplea un valor de corrección llamado factor de forma (f).
- Los ensayos en trozos de rocas irregulares con diámetro típicos de aproximadamente 50 mm. La relación de esbeltez D/W debe ser entre 0.3 y 1.0, la distancia L deberá ser de por lo menos $0.5W$.
- Los ensayos en rocas estratificadas, esquistosas que muestre cualquier otro tipo observable de anisotropía, los ensayos deben ser hechos en ambas direcciones paralelo o perpendicular a la estratificación. Por ejemplo, cuando el testigo es cortado perpendicularmente a la estratificación, los ensayos diametrales darán un juego de valor de resistencia baja, mucho menor que ensayos axiales.

El índice de resistencia a la carga puntual sin corrección para el ensayo diametral en testigos de perforación es calculado de la siguiente manera:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} = \frac{P}{D}, MPa \quad ; \quad \text{Si } D_e^2 = D^2 \rightarrow D_e = D$$

El índice de resistencia a la carga puntual no corregida para ensayos axiales en testigos de perforación, bloques o en formas irregulares:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} = \frac{P\pi}{4WD}, MPa \quad ; \quad \text{Si } D_e^2 = \frac{4A}{\pi}, A = WD \rightarrow D_e = \sqrt{\frac{4WD}{\pi}}$$

Dónde:

- I_s : Índice de resistencia a la carga puntual.
- P : Carga.
- D_e : Diámetro equivalente.
- D : Espesor de la muestra.
- W : Ancho de la muestra.
- A : Área de la sección transversal mínima.

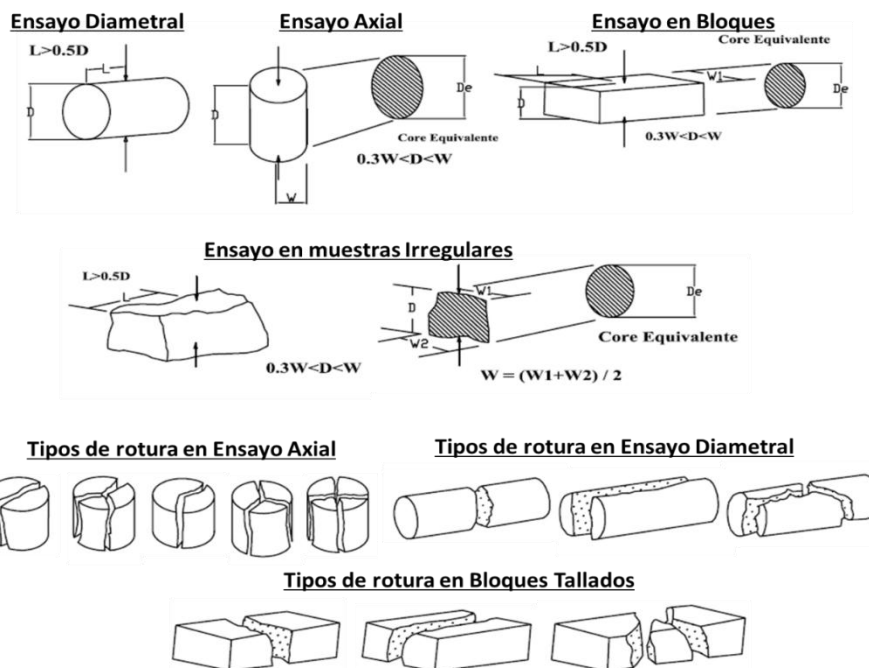


Figura 2.2: Tipos de ensayo de carga puntual y clases de falla (ISRM, 1981).

Las Correcciones “ I_s ” varían en función de “ D ” en el ensayo diametral y como una función de “ D_e ” en el ensayo axial, por eso se debe aplicar una corrección para obtener un valor único de esfuerzo de carga puntual para una muestra de roca, para que este valor pueda ser usado para propósitos de clasificación de la roca. El valor de esfuerzo de carga puntual corregido “ $I_s(50)$ ” de una muestra de roca está definido como el valor “ I_s ” medido en un ensayo diametral con diámetro $D=50$ mm.

El método más efectivo de obtener “ $I_s(50)$ ” es ejecutar ensayos diametrales muy cerca de $D=50$ mm. La corrección entonces no será necesaria o se introducirá

un mínimo de error (por ejemplo, en el caso de ensayos diametrales de muestras cilíndricas NX con $D=54$ mm, la corrección no es necesaria). Sin embargo, no todos los ensayos de carga puntual son ejecutados con estas muestras por lo que la siguiente corrección debe ser aplicada:

$$I_{50} = F * I_s$$

Donde el factor F se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F = \left[\frac{D_e}{25} \right]^{0.45}$$

La expresión final es la siguiente:

$$I_{50} = \left[\frac{D_e}{25} \right]^{0.45} \left[\frac{P}{D_e^2} \right]$$

Dónde:

$I_{s(50)}$: Índice de carga puntual (MPa).

P : Carga de falla (KN).

D_e : Es diámetro equivalente (mm).

A partir del índice de carga puntual corregido $I_{s(50)}$ se puede utilizar la fórmula de (Broch y Franklin, 1972) para estimar la resistencia a la compresión simple:

$$\sigma_c = K * I_{s(50)}$$

Dónde:

$I_{s(50)}$: Índice de carga puntual corregido para diámetro de 50 mm (MPa).

σ_c : Resistencia a la compresión simple estimada a partir del $I_{s(50)}$ (MPa).

K : Factor de conversión.

De acuerdo con investigaciones recientes (Brook, 1993) el factor K puede variar entre 10 y 50, por lo que en general se recomienda efectuar ensayos de

compresión simple y de carga puntual por cada grupo de muestras de un tipo de roca dado, con el fin de determinar el factor de conversión.

Si el valor del factor “K” de correlación no está disponible, los valores pueden ser usados como se muestra en la tabla 2.2, en caso de no realizar ensayo de compresión simple.

Tabla 2.2: Índice para conversión de I_s (50) a la resistencia a la compresión simple

Tamaño núcleo (mm)	Valor de “K”
21.5 (núcleo Ex)	18
30	19
42 (núcleo Bx)	21
50	23
54 (núcleo Nx)	24
60	24.5

2.8.1.3 Resistencia a la compresión uniaxial

Este ensayo permite determinar la resistencia uniaxial no confinada de la roca (σ_c). Es un ensayo para la clasificación de la roca por su resistencia. La relación entre los esfuerzos aplicados en el ensayo es: $\sigma_1 \neq 0$; $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. (Gonzales de Vallejo, 2002).

La internacional Society of Rock Mechanics (ISRM, 1981), establece una serie de recomendaciones con respecto a la preparación de las probetas:

- Las probetas deben ser cilíndricas con una relación longitud/diámetro de 2.5 a 3.0. y con $D > 54$ mm. El diámetro D será al menos 10 veces mayor que el mayor tamaño de grano de la roca como mínimo de 10 a 1. El ensayo principalmente orientado a la clasificación de rocas de acuerdo a su resistencia compresiva y se utiliza para la clasificación del macizo rocoso.
- La resistencia a la compresión simple o uniaxial es normalmente definida como el esfuerzo necesario para romper un espécimen cilíndrico de roca sin confinamiento lateral (Figura 2.3). La verdadera falla debido a la compresión en una roca sólo puede ocurrir a través del colapso interno de

la estructura rocosa debido a la compresión de los espacios porosos dando por resultado el fracturamiento de granos.

La resistencia a la compresión uniaxial se determina mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{4P}{\pi D^2}$$

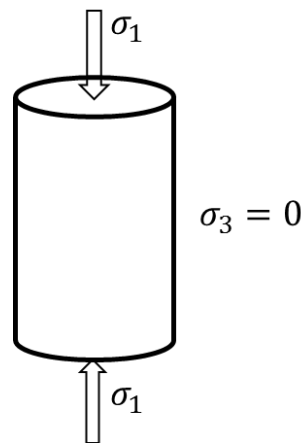


Figura 2.3: Compresión simple o uniaxial.

Si la relación longitud/diámetro (L/D) es menor que 2 se hace una corrección al esfuerzo, entonces la resistencia se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{cc} = \frac{P}{\left[0.88 + \left(\frac{0.24D}{h}\right)\right]}$$

Dónde:

σ_c : Resistencia a la compresión uniaxial de la muestra (Mpa ó Kgf/cm²).

σ_{cc} : Resistencia a la compresión uniaxial corregida de muestra (Mpa ó Kgf/cm²).

P : Carga pico de roca (Kg).

A : Área de la sección inicial de la muestra (cm²).

D : Diámetro de la probeta o espécimen de roca (cm).

h : Altura de la probeta o espécimen (cm).

Se ha establecido las clasificaciones a partir de la resistencia de compresión uniaxial de: Sociedad Internacional de Mecánica de rocas 1981, Geological Society of London 1970 y Bieniawski 1973, como se muestra en la (Tabla 2.3). La diferencia entre estas tres clasificaciones está en el rango de valores y la nomenclatura utilizada.

Tabla 2.3: Clasificación a partir de la resistencia a la compresión uniaxial.

Resistencia compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological society of london (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
<1	Suelo			
1 – 5	Muy blanda	Blanda > 1.25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5 – 12.5	Blanda	Moderadamente Blanda		
12.5 – 25		Moderadamente		
25 – 50	Medianamente dura	dura	Baja	Esquisto, pizarra
50 – 100	Dura	Dura	Media	Roca metamórfica esquistosa, mármol, granito, gneis, arenisca, caliza porosa.
100 – 200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía.
> 200		Extremadamente dura	Extremadamente dura	Muy alta
> 250				

2.8.2 Resistencia a la compresión triaxial

Este ensayo representa las condiciones de las rocas in situ sometidas a esfuerzos confinantes, mediante la aplicación de presión hidráulica uniforme alrededor de la probeta (Ver figura 2.4). Este ensayo determina la resistencia a la compresión de un testigo cilíndrico de roca en estado no drenado bajo una presión de confinamiento. Nos provee de los valores necesarios para graficar la

envolvente de esfuerzos (*Mohr*), y a partir de ésta calcular el valor del ángulo de fricción interna y la cohesión aparente de la roca. (González de Vallejo, 2002).

En un ensayo triaxial la carga axial corresponde y simulan el esfuerzo principal mayor que actúa en la corteza (σ_1), mientras que la tensión radial producida por la presión hidráulica representa el esfuerzo principal menor σ_3 . En este ensayo se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Razón Largo/ancho de la probeta debe ser 2.0 a 2.5.
- Extremos deben ser paralelos y pulidos, sin grietas.
- Ancho de muestra debe ser >10 veces el tamaño medio del grano.

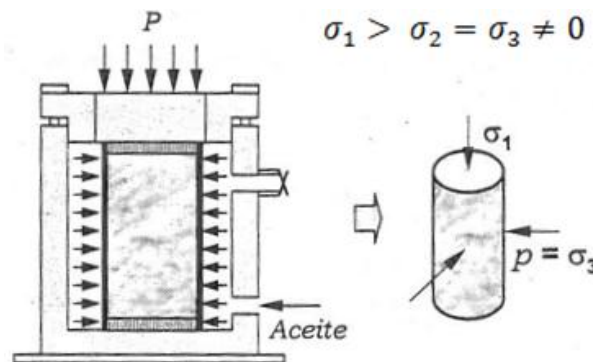


Figura 2.4: Esquema de ensayo triaxial.

Para hallar θ y C se sigue siguientes cálculos:

- La resistencia a la compresión (σ_1) se calcula dividiendo el máximo valor de la carga aplicada al testigo y el área de la sección transversal del testigo.
- Las presiones de confinamiento con sus correspondientes valores máximos de resistencia a la compresión se grafican; el valor de presión de confinamiento en las abscisas y el valor de resistencia a la compresión en las ordenadas.
- Se juntan los puntos con una línea que para consideraciones prácticas será una recta.

Para encontrar θ y C es graficando la envolvente de los círculos de Mohr: σ_1 (esfuerzo de compresión) en las abscisas y la resistencia al corte en las ordenadas para cada ensayo.

2.9 PROPIEDADES ELASTICAS DE LAS ROCAS

La elasticidad es una propiedad universal de un material ideal. Todo material solido se deforma bajo la acción de una carga (tensión). A cada tensión corresponde una deformación. Si la tensión aplicada no es demasiada grande, el material ideal y deformado, recupera su forma y tamaño original. La propiedad de recuperación del estado original es denominada elasticidad. (Gavilanes y Andrade, 2004).

Dependiendo de cuan próximo es el comportamiento de una roca a un material ideal, el concepto de elasticidad se aplica también a las rocas. Así, las propiedades de elasticidad de las rocas dependerán de su continuidad, homogeneidad e isotropía. Debido a los innumerables factores envueltos en la resistencia de la roca, es necesario asumir ciertas suposiciones e idealizaciones, principalmente en la práctica de la ingeniería de rocas y en análisis de estabilidad en roca (Gavilanes y Andrade, 2004).

2.9.1 Módulo de deformación

El módulo de elasticidad de una roca se ve afectado por el tipo de roca, porosidad, tamaño de grano y contenido de agua. Es mayor en la dirección perpendicular a los planos de estratificación o de fisuras que en la dirección paralela a estos. La razón por la que algunas rocas presentan intervalos niveles de módulo de elasticidad es, probablemente, debido a la composición química mineralógica y a su propia estructura. Los valores que se reportan en la literatura técnica, sugieren que las rocas ígneas extrusivas de naturaleza félsica tienen un valor más elevado que las rocas de composición básica. Técnicamente el módulo de elasticidad de una roca puede ser incrementado por la aplicación de hormigón lanzado o de proyecciones de mortero. (Gavilanes y Andrade, 2004).

2.9.2 Coeficiente de Poisson

El coeficiente de poisson (ν) o número de poisson ($m=1/\nu$) es otro de los parámetros importantes en la teoría de elasticidad y está definido por el cociente entre la deformación lateral inducida ε_x y la deformación longitudinal ε_y en la dirección de la tensión aplicada.

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y}$$

El coeficiente de poisson varía de acuerdo a la naturaleza de la deformación. Se considera que un material con ν igual 0.5 es incomprensible. Para rocas relativamente duras ν es del orden de 0.15. (Gavilanes y Andrade, 2004).

2.10 CRITERIO DE ROTURA DEL MACIZO ROCOSO

Un criterio de rotura es una relación entre tensiones que permite predecir la resistencia de una roca sometida a un campo tensional. En general, los criterios de rotura se refieren a la resistencia de pico, aunque también se pueden emplear para la resistencia residual. Los criterios más utilizados en mecánica de rocas son los de Hoek-Brown generalizado (2002) y Mohr-Coulomb.

2.10.1 Criterios de rotura de Hoek - Brown

Criterio original de (Hoek y Brown, 1980) fue propuesto inicialmente a través de ajustes por aproximaciones sucesivas a las curvas de ensayos triaxiales. El punto de partida fue la teoría de Griffith. El criterio original propuesto fue definido.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

En caso de ser roca intacta: $s=1$, $m=m_i$. Criterio de rotura actualización de (Hoek y Brown, 1988) con la finalidad de suministrar un sentido práctico y real al criterio de rotura del macizo rocoso diaclasado, actualizaron la determinación de las constantes m y s a medidas de sus observaciones en campo, a través de

sistemas de clasificación geomecánica de macizos rocosos, como propuesto por (Bieniawski, 1976) y (Bartón y Lunde, 1974).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

Para macizos rocosos perturbados:

$$m = m_i e^{\left(\frac{RMR-100}{14}\right)} ; \quad s = e^{\left(\frac{RMR-100}{6}\right)}$$

Para macizos rocosos no perturbados:

$$m = m_i e^{\left(\frac{RMR-100}{28}\right)} ; \quad s = e^{\left(\frac{RMR-100}{9}\right)}$$

Criterio generalizado de (Hoek y Brown, 2002) presentan una última versión del criterio de rotura propuesto inicialmente en 1980, con la intención de clarificar algunas incertidumbres e inexactitudes que se encontraban en la aplicación de las versiones anteriores, que originaron cierta renuncia por parte de ingenieros en geotecnia y Mecánica de Rocas en la aplicación de modelos numéricos, particularmente la dificultad de encontrar los valores adecuados de cohesión (c) y ángulo de fricción interno (ϕ). (Hoek, Carranza-Torres y Corkum, 2002) introdujeron la nueva versión llamado Hoek - Brown generalizado para criterios de rotura en macizos rocosos.

Este criterio toma en consideración la resistencia de la roca intacta y las constantes m_b , s y a , las que se estiman en función de la estructura y la condición de las discontinuidades del macizo rocoso, estando representado por el índice de resistencia geológica GSI. La forma generalizada del criterio de fallamiento de Hoek – Brown es:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde:

m_b , s y a : parámetros que dependen de las características del macizo rocoso.

σ_{ci} : es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

σ_1' , σ_3' : son los esfuerzos efectivos axial y de confinamiento principales respectivamente.

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

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

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

La variable m_i de la fórmula anterior es la constante de la roca intacta, la cual fue estimado mediante los ensayos de compresión triaxial realizados en el laboratorio.

“D” es un factor de daño que depende del grado de alteración al cual el macizo rocoso está sujeto al daño por efecto de la voladura y relajación de presiones. Este factor varía de 0 para macizos rocosos in-situ no alterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

Dado que muchos de los modelos numéricos que se aplican para los análisis de resistencia del macizo rocoso están expresados en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb, se han calculado los valores de la cohesión y ángulo de fricción del macizo rocoso, siguiendo la metodología propuesta por (Hoek et. al, 2002), la misma que relaciona los valores del esfuerzo normal y de corte con los esfuerzos axial y de confinamiento, mediante las siguientes fórmulas publicadas por (Balmer, 1952):

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}$$

$$\tau = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}$$

Dónde:

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + am_b(m_b\sigma'_3/\sigma_{ci} + s)^{a-1}$$

2.10.2 Criterio Mohr - Coulomb

Dado que mucho software geotécnico esta aun escrito en términos de criterio de rotura de Mohr-Coulomb, es necesario determinar los ángulos de fricción y las resistencias cohesivas para cada macizo rocoso e intervalos de esfuerzo. Esto se hace ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación de Hoek-Brown generalizado, para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por: $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$, tal como se ilustra en la figura 2.5. El proceso de ajuste pone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mor-Coulomb. Esto da lugar a las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción y la resistencia cohesiva:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Siendo: $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$

Observe que el valor de σ'_{3max} , el limite superior del esfuerzo de confinamiento sobre el que se ha considerado la relación de los criterios y de Hoek-Brown, ha sido determinado para cada caso individual.

La resistencia al corte de Morh-Coulomb τ , para un esfuerzo normal dado σ_n , se encuentra sustituyendo estos valores de c' y ϕ' en la siguiente ecuación:

$$\tau = c' + \sigma_n \tan \phi'$$

La grafica equivalente, en términos de esfuerzos principales menores y mayor, está definida por:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3$$

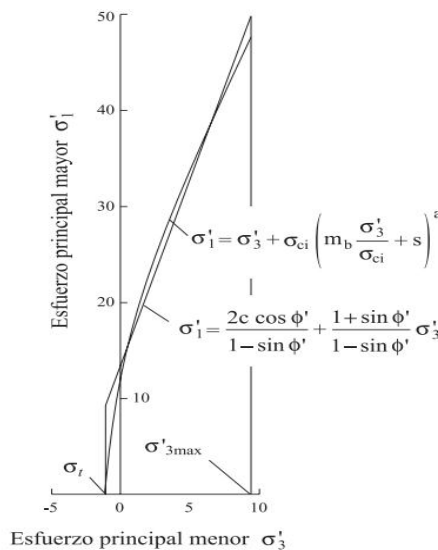


Figura 2.5: Relaciones entre esfuerzos principales mayores y menores Para el criterio Hoek-Brown y equivalente de Mohr-Coulomb fuente (Hoek y Brown, 1988).

2.11 CLASIFICACIONES GEOMECAICAS DEL MACIZO ROCOSO

Existen varios sistemas de clasificación geomecánica en obras subterránea las más aplicadas son el RMR, Q y GSI.

Las clasificaciones geomecánicas constituyen actualmente un método fundamental para cuantificar la calidad del macizo rocoso.

2.11.1 Sistema RMR

El sistema *Rock Mass Rating* (RMR) fue desarrollado por Bieniawski y clasifica los macizos rocosos de 0 a 100 puntos, siendo 0 para roca muy mala y 100 para roca muy buena de acuerdo a la tabla 2.4.

Las versiones más utilizadas son el RMR (Bieniawski, 1976) y el RMR (Bieniawski, 1989), ambas incorporan la valoración de parámetros como:

Resistencia de la roca intacta, RQD (*Rock Quality Designation*), Espaciamiento de discontinuidades, Condiciones de las discontinuidades y agua subterránea.

Tabla 2.4: Interpretación de los valores de RMR (Bieniawski, 1976).

Descripción	RMR	Clases de macizo rocoso
Roca muy Buena	81-100	I
Roca Buena	61-80	II
Roca regular	60-41	III
Roca mala	40-21	IV
Roca muy mala	20-0	V

El puntaje total del RMR está definido por:

$$RMR = (i) + (ii) + (iii) + (iv) + (v) - \text{Ajuste por orientacion}$$

Donde:

- (i) : Resistencia de la roca intacta
- (ii) : RQD (*Rock Quality designation*)
- (iii) : Espaciamiento de discontinuidades
- (iv) : Condiciones de las discontinuidades
- (v) : Agua subterránea

Tabla 2.5: Sistema RMR según (Bieniawski, 1976).

SISTEMA DE RMR (Según Bieniawski 1976).							
A. PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN Y SUS VALORACIONES							
Parámetro		Rango de valores					
1	Resistencia del material de la roca intacta	Índice de resistencia de carga puntual	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este rango es preferible un ensayo de compresión simple
		Resistencia a la compresión simple	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa
	Puntuación		15	12	7	4	2 1 0
2	ROQD Calidad del testigo de perforación		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%
	Puntuación		20	17	13	8	3
3	Espaciado entre discontinuidades		>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<50 mm
	Puntuación		30	25	20	10	5
4	Condiciones de las discontinuidades		Superficies muy rugosas sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación < 1mm paredes de roca suave	Superficies pulidas o relleno < 5mm o juntas abiertas de 1-5mm juntas continuas	Relleno blando > 5mm o juntas continuas
		Puntuación		25	20	12	6
5	Agua subterránea	Afluencia por 10 m de longitud del túnel (l/m)	Ninguna		<25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min
		(Presión de agua en las juntas) / (σ principal o mayor)	Cero		0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5
	Condición general	Totalmente seco		Solo húmedo	Ligera presión de agua	Serios problemas de agua	
	Puntuación		10	7	4	0	
B. AJUSTE DE LA PUNTUACIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES							
Orientaciones de rumbo y buzamiento de juntas		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12	
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60	
C. CLASES DE MACIZOS ROCOSOS DETERMINADOS A PARTIR DE LA PUNTUACIÓN TOTAL							
Puntuación		100-81	80-61	60-41	40-21	<21	
Categoría		I	II	III	IV	V	
Descripción		Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala	

Tabla 2.6: Continuación del sistema RMR según (Bieniawski, 1976)

D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE MACIZO ROCOSO							
Categoría	I		II		III	IV	V
Tiempo promedio de auto soporte	10 años para una luz de 5 m		6 meses para una luz de 4 m		1 semana para una luz de 3 m	5 hrs. para una luz de 1.5 m	10 min. para una luz de 0.5 m
Cohesión del macizo rocoso (kPa)	>300		200-300		150-200	100-150	<100
Ángulo de fricción del macizo rocoso (grados)	>45°		40° - 45°		35° - 40°	30° - 35°	<30°
EFECTO DE ORIENTACIÓN DE RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS JUNTAS EN LA EXCAVACIÓN DE TÚNELES							
Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzamiento 0° - 20° sin importar el rumbo	
Excavación hacia el buzamiento		Excavación contra el buzamiento		Rumbo			
Buz 45° - 90°	Buz 20° - 45°	Buz 45° - 90°	Buz 20° - 45°	Buz 45° - 90°			
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular		Desfavorable

2.11.2 Sistema de clasificación del índice Q

El índice Q de clasificación de macizos rocosos fue desarrollado en Noruega por (Barton y Lude, 1974). Su desarrollo ha representado una mayor contribución al tema de clasificación de macizos rocosos por las siguientes razones:

- El sistema fue propuesto con base en el análisis de 212 casos históricos de túneles en Escandinavia.
- Es un sistema de clasificación cuantitativa.
- Es un sistema ingenieril que facilita el diseño de sostenimiento para túneles.

El Índice Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros, agrupados en tres cocientes para dar la calidad del macizo rocoso Q como sigue:

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

Donde:

RQD : Índice de Calidad de la Roca.

J_n : Número de familias de juntas.

J_r : Índice de rugosidad de las juntas.

J_a : Índice de alteración de las juntas.

J_w : Factor de reducción por presencia de agua en las juntas.

SRF : Factor de reducción por esfuerzos.

Para la clasificación y valoración de los parámetros individuales del índice Q de Barton ver la tabla 2.8, tabla 2.9 y tabla 2.10.

El valor numérico de este índice Q varía sobre una escala logarítmica desde 0.0001 hasta un máximo de 1000, este intervalo se ha dividido en 9 categorías de macizos rocosos. Ver siguiente tabla 2.7. (Barton y Lude, 1974).

Tabla 2.7: Clasificación según el índice de calidad de Q (Barton y Lude, 1974).

Valor de Q	Calidad del macizo rocoso
Entre 0.001 y 0.01	Roca excepcionalmente mala
Entre 0.01 y 0.1	Roca extremadamente mala
Entre 0.1 y 1	Roca muy mala
Entre 1 y 4	Roca mala
Entre 4 y 10	Roca media
Entre 10 y 40	Roca buena
Entre 40 y 100	Roca muy buena

Entre 100 y 400	Roca extremadamente buena
Entre 400 y 1000	Roca excepcionalmente buena

Para explicar el significado de los parámetros utilizados para determinar el valor de Q, (Bartón y Lude, 1974) ofrecen los siguientes comentarios:

2.11.3 El tamaño de los bloques (RQD/Jn)

Representa la estructura del macizo es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0.5 y 10/20) con un factor de diferencia de 400. Si se interpreta el cociente en unidades de centímetros, los tamaños de “partículas” de 200 a 0.5 cm se pueden apreciar como aproximaciones gruesas, pero bastante realistas. Probablemente los bloques más grandes tendrán varias veces este tamaño y los fragmentos chicos menos de la mitad (partículas de arcilla desde luego no se toman en cuenta).

2.11.4 La resistencia al corte entre bloques (J_r/J_a)

Representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de juntas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo. Se puede pensar que estas superficies están cerca de la resistencia óptima, que tendrán a dilatarse fuertemente cuando estén sometidas a esfuerzos cortantes y que por lo tanto serán muy favorables a la estabilidad de un túnel. Los “ángulos de fricción” están un poco por debajo de los valores de resistencia residual de la mayoría de las arcillas y es posible que hayan sido rebajados por la resistencia que tienen estos lentes de arcilla o rellenos de consolidarse durante el esfuerzo cortante. Y esto sucede por lo menos cuando los lentes se consolidan normalmente o cuando hubo ablandamiento o expansiones de los mismos. También puede intervenir aquí el factor de la presión de expansión del montmorillonita.

2.11.5 El esfuerzo activo (J_w/SRF)

consiste en dos parámetros. SRF es un valor de: 1) la carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de falla y de roca empacada en arcilla; 2) los esfuerzos en una roca competente, y 3) las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes. Se puede considerar como un parámetro total de

esfuerzos. En cuanto al parámetro J_w se trata de una medición de la presión del agua que se tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal. El agua puede causar, además, un ablandamiento de las arcillas e incluso posiblemente su lavado. Se demostró que es imposible combinar estos dos parámetros en términos de esfuerzos normales efectivos entre bloques, ya que paradójicamente un valor alto de esfuerzo efectivo normal indica a veces condiciones menos estables que un valor bajo a pesar de tener una resistencia mayor al esfuerzo cortante. El cociente (J_w/SRF) es un factor empírico complicado que describe las “fuerzas activas”.

Tabla 2.8: Índice de calidad de excavación de túneles Q (Bartón, 1976).

DESCRIPCIÓN	VALOR	NOTAS
1. ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA	RQD	
A. Muy mala	0-25	1. Si el RQD es ≤ 10 (incluyendo 0), se asume un valor nominal de 10 para el cálculo Q
B. Mala	25-50	
C. Regular	50-75	
D. Buena	75-90	2. Intervalos de RQD de 5, es decir, 200, 95, 90, etc. son lo suficientemente exactos.
E. Excelente	90-100	
2. NÚMERO DE FAMILIAS DE JUNTAS	J_n	
A. Masivo sin o con pocas juntas	0.5 – 1.0	
B. Una familia de juntas	2	
C. Una familia de juntas + una aislada	3	
D. Dos familias de juntas	4	
E. Dos familias de juntas + una aislada	6	
F. Tres familias de juntas	9	1. Para intersecciones emplear (3.0 x J _n)
G. Tres familias de juntas + una aislada	12	
H. Cuatro familias de juntas + una aislada (fisuración intensa)	15 20	2. En los portales emplear (2.0 x J _n)
J. Roca triturada terrosa		
3. RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS	Valor (J_r)	Notas
a) Contacto con las paredes		
b) Contacto con las paredes antes de un corte de 10 cm.		
A. Juntas sin continuidad	4	
B. Rugosas e irregulares, ondulantes	3	
C. Lisas, ondulantes	2	
D. Pulidas, ondulantes	1.5	1. Añadir 1.0 si el espaciamiento promedio de la familia de juntas es superior a 3 m.
E. Rugosas o irregulares, planares	1.5	
F. Lisas, planares	1.0	2. J _r =0.5 puede utilizarse para juntas pulidas con lineaciones, con la condición de que éstas estén orientadas para la resistencia mínima.
G. Pulidas, planares	0.5	
c) Sin contacto con roca después de corte de 10 cm		
H. Zonas que contienen minerales arcillosos, de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.		
J. Zona arenosa, gravosa o de roca triturada, de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.	1.0 1.0	

Tabla 2.9: Continuación del índice de calidad de excavación de túneles Q (Bartón, 1976).

DESCRIPCION	VALOR	NOTAS
4. ALTERACIÓN DE LAS JUNTAS	J_4	ϕ_r grados aprox.
<i>a) Contacto con las paredes de roca</i>		
A. Relleno soldado, duro, inablandable, impermeable	0.75	
B. Paredes de juntas inalteradas, sólo con manchas de oxidación.	1.0	(25° - 35°)
C. Paredes ligeramente alteradas, con recubrimiento de minerales inablandables, partículas arenosas, roca desintegrada no arcillosa	2.0	(25° - 30°)
D. Recubrimientos limosos o areno-arcillosos, con una pequeña fracción de arcilla (inablandable).	3.0	(20° - 25°)
E. Recubrimientos ablandables o con arcilla de baja fricción o sea caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas (recubrimiento discontinuo de 1-2 mm de espesor o menos).	4.0	(8° - 16°)
<i>b) Contacto con las paredes antes de un corte de 10 cm.</i>		
F. Partículas arenosas, roca desintegrada, sin arcilla, etc.	4.0	(25° - 30°)
G. Rellenos de minerales arcillosos muy sobreconsolidados e inablandables (continuos <5 mm de espesor)	6.0	(16° - 24°)
H. Rellenos de minerales arcillosos de sobreconsolidación media a baja (continuos <5 mm de espesor).	8.0	(12° - 16°)
J. Rellenos de arcilla expansiva, o sea montmorillonita (continuos <5 mm de espesor). El valor J_4 depende del porcentaje de partículas expansivas del tamaño de arcilla y del acceso al agua.	8.0 - 12.0	(6° - 12°)
<i>c) Sin contacto de las paredes después del corte</i>		
K. Zonas de desintegración o trituración		
L. Roca y arcilla (ver G, H y J por condiciones de la arcilla)	6.0 8.0	
M. Zonas limosas o arcillo arenosa, pequeñas fracciones de arcilla	8.0 - 12.0	
N. Zonas continuas gruesas o bandas de arcilla (ver G, H y J por condiciones de arcilla)	5.0	(6° - 24°)
O. Zonas o bandas continuas gruesas de arcilla		
P. (ver G, H y J para las condiciones de arcilla)	10.0 - 13.0 6.0 - 24.0	

1. Los valores de ϕ_r , ángulo de fricción residual, dan una guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si éstos están presentes.

Tabla 2.10: Continuación del índice de calidad de excavación de túneles Q (Bartón, 1976).

DESCRIPCION	VALOR	NOTAS
5. REDUCCIÓN POR AGUA EN LAS JUNTAS	J_w	Presión Aprox. del Agua (Kgf/cm ²)
A. Excavación seca o flujos bajos (<5 L/min. localmente).	1.0	<1.0
B. Flujo o presión medios, con lavado ocasional de los rellenos.	0.66	1.0 - 2.5
C. Gran flujo o presión alta en roca competente con juntas sin relleno.	0.5	2.5 - 10.0
D. Gran flujo o presión alta, lavado considerable de los rellenos.	0.33	2.5 - 10.0 >10
E. Flujo o presión excepcionalmente altos con las voladuras, disminuyendo con el tiempo.	0.2 - 0.1	
F. Flujo o presión excepcionalmente altos en todo momento.	0.1 - 0.05	>10
6.FACTOR DE REDUCCIÓN DE ESFUERZOS	SRF	
<i>a) Zonas de debilidad que intersectan la excavación y pueden ser las causas de que el macizo se desestabilice cuando se construya el túnel.</i>		
A. Múltiples zonas de debilidad con contenido de arcilla o roca químicamente desintegrada; roca circundante muy suelta (cualquier profundidad).	10.0	1. Reducir estos valores del SRF en un 25-50%, si las zonas de corte relevantes influyen pero no intersectan la excavación.
B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación <50m).	5.0	
C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación >50m).	2.5	
D. Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad).	7.5	
E. Zonas de corte aisladas en roca competente (sin arcilla) (profundidad de excavación < 50m)	5.0	
F. Zonas de corte aisladas en roca competente (sin arcilla) (profundidad de excavación > 50m)	2.5	
G. Juntas abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad)	5.0	

2.12 ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA RQD

El índice de la calidad de la roca RQD (*Rock Quality Designation*) fue desarrollado por (Deere, 1964) para proporcionar un estimado cuantitativo de la

calidad del macizo rocoso, el RQD asigna un porcentaje de calificación al macizo rocoso de 100% a 0%, la interpretación del valor del RQD se muestra en la tabla 2.11.

Tabla 2.11: Interpretación de valores del RQD (Deere, 1964).

RQD (%)	Calidad de Roca
25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

El sistema se basa en medir la frecuencia del número de fracturas naturales presentes en el macizo rocoso, en la dirección que se mide. Si la frecuencia de fracturas aumenta el valor del RQD disminuye.

Originalmente, el sistema de RQD fue desarrollado para taladros de perforación diamantina de diámetro mayor o igual a 54 mm. Sin embargo, las perforaciones de exploración comúnmente utilizan diámetros menores de perforación, tales como BQ y NQ (diámetros de 47.6 mm y 50.5 mm respectivamente). Aunque, los testigos de perforación diamantina menores son más propensos a sufrir fracturas inducidas a partir del proceso de perforación y manipuleo; Brown (1978) afirmó que los diámetros de testigos mencionados anteriormente (BQ y NQ) son apropiados para la recolección de datos geotécnicos.

El valor del RQD es la relación expresada como un porcentaje de la suma de todas las partes de longitudes mayores a 10 cm dividido por la longitud total de la corrida de perforación. El RQD se mide normalmente para cada corrida de perforación. Sin embargo, a veces este es registrado para distintas longitudes de taladro, como por ejemplo cada 10 m. Lo importante es medirlo dentro de un mismo dominio geotécnico que es definido por el tipo litológico.

$$RQD (\%) = \frac{\sum \text{Longitud de los testigos mayores de 100mm de la corrida}}{\text{Longitud total de la corrida}} \times 100$$

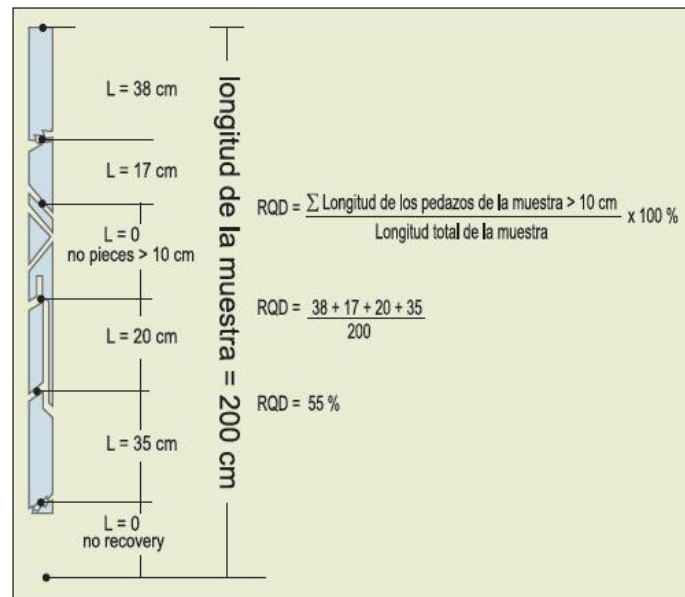


Figura 2.6: Procedimiento para medir y calcular el RQD (Según Deere, 1964).

A menudo, se necesita una estimación del RQD en áreas donde se ha realizado el mapeo de línea de detalle o mapeo por celdas. En estas áreas no es necesario usar testigos ya que se puede obtener una mejor imagen del macizo rocoso a partir del mapeo. Para estos casos, se recomiendan los siguientes métodos o correlaciones para estimar el RQD.

Para el mapeo por celdas, a menudo, está disponible una imagen más tridimensional del espaciamiento de las discontinuidades. Palmstrom (1982) define a J_v como número de juntas presentes en un metro cúbico de roca:

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

$$\text{Para } J_v \leq 4.5 \quad RQD = 100$$

$$\text{Para } J_v > 35 \quad RQD = 0$$

Donde J_v es la suma del número de juntas por unidad de longitud para todas las familias de juntas (discontinuidades) conocida como el conteo volumétrico de juntas.

$$J_V = \frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} + \frac{1}{s_3} + \dots + \frac{1}{s_n}$$

2.13 CORRELACIONES DE RMR Y Q

De acuerdo con la aplicación de los diferentes tipos de excavaciones, se han propuesto diferentes tipos de correlaciones entre el RMR el índice Q y el GSI, las más usadas en la ingeniería de túneles son:

Tabla 2.12: Correlación entre los sistemas de clasificación de macizo rocoso

Correlación
$RMR_{76} = 9 * \ln Q_{74} + 44$
$RMR_{76} = RMR_{89} - 5$
$RMR_{76} = GSI = RMR_{89} - 5$
$RMR_{14} = 1.1 * RMR_{89} + 2$

2.14 METODO GRAFICO DE ESTABILIDAD MATHEWS

El método gráfico de estabilidad fue inicialmente propuesto por Mathews (1981) y subsecuentemente modificado por Potvin (1988) y Nickson (1992), para posteriormente obtener lo que conocemos como Método Gráfico de Estabilidad Modificado. Más adelante, Hadjigeorgiou (1995) aumentó la base de datos con particular referencia a la inestabilidad de la caja techo.

El método es utilizado para el dimensionamiento de los tajeos abiertos; en todos los casos, la estabilidad fue evaluada cualitativamente como estable, potencialmente inestable o colapso. Investigaciones posteriores de la Universidad de British Columbia – UBC (Mah, 1997 y Clark, 1998) han complementado el Gráfico de Estabilidad con levantamientos topográficos de los tajeos empleando sistemas de monitoreo de cavidades (Miller, 1992).

Esto ha permitido cuantificar la cantidad de dilución empleando el parámetro definido como Equivalente Linear de Sobre rotura/Desprendimiento (ELOS por Clark, 1997), que intenta expresar la medición volumétrica de sobre rotura en un espesor promedio de la superficie de la pared del tajeo. Ello resulta en una curva de diseño para la “Estimación Empírica del Desprendimiento de Pared”,

generada a partir de una base de datos de más de 88 observaciones (Clark,1988) y es empleada solamente para la caja piso y caja techo y no debería extenderse más allá de los límites de la base de datos.

El método gráfico de estabilidad consiste en la determinación del número de estabilidad (N'), el cual se obtiene de la siguiente ecuación:

$$N' = Q' \times A \times B \times C$$

Dónde:

- Q' : Índice de calidad de roca de Barton (1974), con $J_w = 1$ y $SRF = 1$
- A : Factor de condición de esfuerzos
- B : Factor de orientación de estructuras
- C : Factor de componente gravitacional

Factor de condición de esfuerzos “A”: Este factor toma en cuenta la influencia de los altos esfuerzos que reducen la estabilidad de la masa rocosa. El valor A se determina de la relación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta dividida por el máximo esfuerzo inducido paralelo a la superficie de la pared analizada del tajeo. El factor A se establece en 1,0 si la resistencia de la roca intacta es diez (10) veces o más el esfuerzo inducido, indicando que los altos esfuerzos inducidos no es un problema. El factor A se fija en 0,1 si la resistencia de la roca es dos (2) veces el esfuerzo inducido o menos, indicando que los altos esfuerzos reducen significativamente la estabilidad del tajeo tal como se muestra en la figura 2.7.

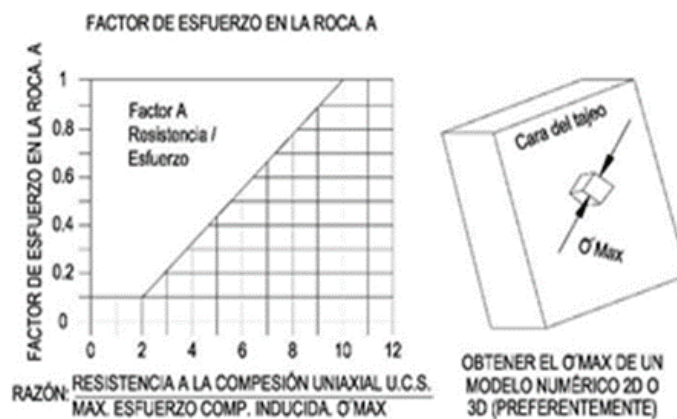


Figura 2.7: Factor de esfuerzo en la roca (Polvin.1988).

Factor de orientación de estructuras “B”: Este factor toma en cuenta la presencia de discontinuidades con orientación desfavorable respecto a la superficie de cualquiera de las caras de un tajeo. Para determinar este factor en la cara de un tajeo, primero se determina la diferencia entre el rumbo del sistema de discontinuidades principales que intercepta a la cara y el rumbo de la cara del mismo tajeo, con esto definiremos la curva de factor de orientación de discontinuidades por diferencia de rumbo. En un segundo paso se determina el valor de la diferencia de buzamiento entre el sistema principal de discontinuidades y la cara del tajeo el cual es ubicado en el eje horizontal, y mediante el trazo de una línea vertical se intercepta a la curva de factor de orientación obteniendo el valor de Factor de orientación “B” en el eje vertical. Este factor indica que las discontinuidades principales orientadas a 90° de una cara de un tajeo no serían un problema para la estabilidad y el factor B tendría un valor de 1.0 (Favorable). Caso contrario, las discontinuidades orientadas a menos de 20° de la cara serán inestables, lo que significaría la falla por deslizamiento de los bloques o caída de bloques dentro del tajeo, en esta condición se daría un valor de $B=0.2$ (Desfavorable), ver la siguiente figura.

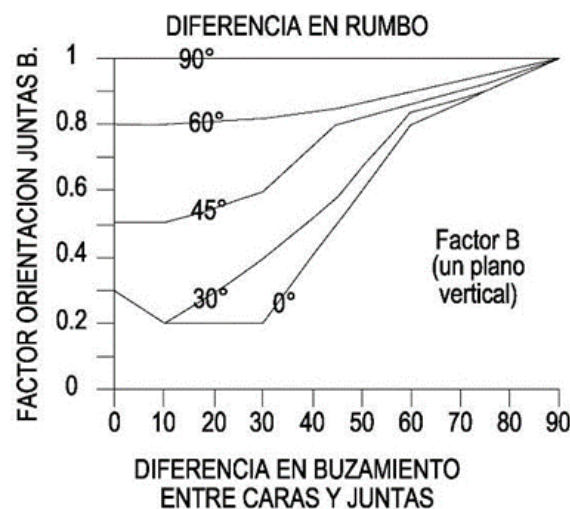


Figura 2.8: Factor “B” orientación de juntas (Potvin, 1988).

Factor de componente gravitacional “C”: Este valor considera la orientación de la superficie que se está analizando. Se asigna un valor de ocho (8) para el diseño de las paredes verticales y un valor de dos (2) para los techos horizontales. Este factor refleja la naturaleza inherente más estable de una

pared vertical en comparación con una pared horizontal. El factor C sugiere que el valor de Q puede aumentarse cuatro (4) veces para una pared vertical en comparación con una pared de techo horizontal.

Las curvas presentadas en la figura 2.9, emplean un valor de C = 8 para el factor de gravedad para todas las paredes de la caja techo como lo propuesto originalmente por Mathews (1981).

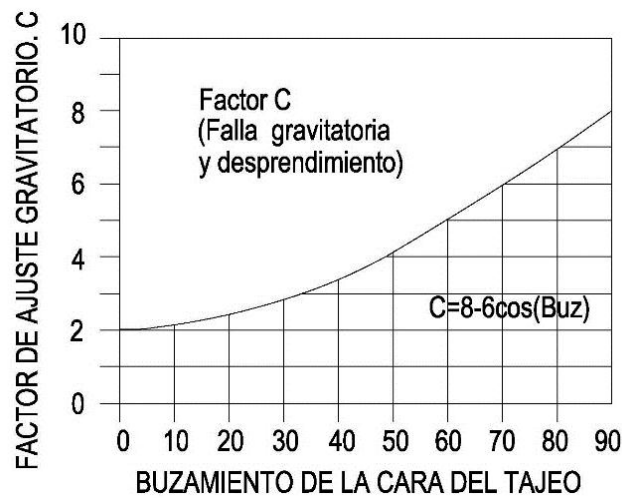


Figura 2.9: Factor C de ajuste gravitatorio (Potvin, 1988).

Radio Hidráulico “RH”: Es el área de la superficie dividida por el perímetro de la pared expuesta que se está analizando. El radio hidráulico se incrementa con un aumento del área de la superficie del tajeo, y a medida que se incrementa el valor del radio hidráulico, disminuirá la estabilidad del tajeo. Ver figura 2.10.

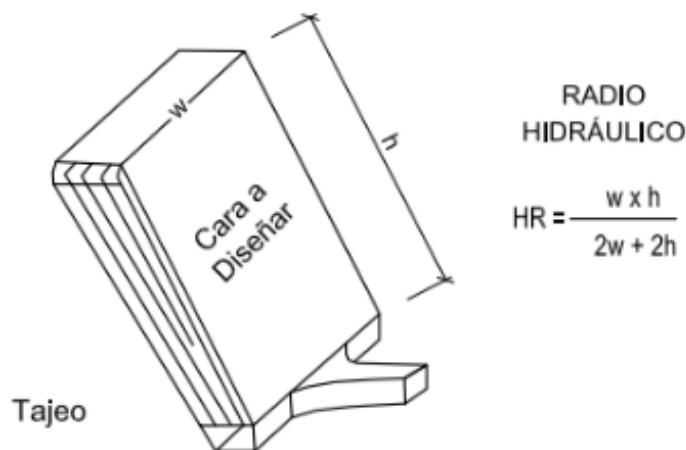


Figura 2.10: Metodología de cálculo del radio hidráulico (Pakalnis, 2008).

Método Gráfico de Estabilidad “N’”: El método gráfico de estabilidad para el diseño de tajeos abiertos fue inicialmente propuesto por Mathews y luego modificado por Potvin y Nickson para finalmente obtener los gráficos de estabilidad modificados. La estabilidad fue evaluada cualitativamente como estable, potencialmente inestable o caving. Siendo los datos de entrada el Numero de estabilidad modificado y el radio hidráulico de la cara del tajeo a evaluar.

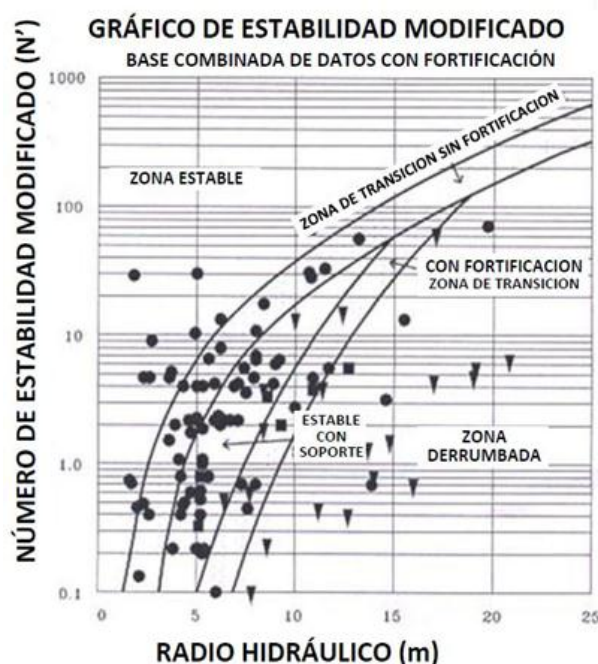


Figura 2.11: Gráfico de estabilidad modificado N' (Pakalnis, 2008).

2.15 EQUIVALENTE LINEAL DE SOBROTORURA/DESPRENDIMIENTO

Investigaciones realizadas por la Universidad de British Columbia cuantificaron el grado de desprendimiento con la introducción del término “Equivalente lineal de Sobre-rotura/Desprendimiento” (ELOS). De esta manera se puede estimar empíricamente el desprendimiento de las paredes empleando: el número de estabilidad (N') y el radio hidráulico (RH).

El término ELOS define la sobre-rotura o desprendimiento de las paredes laterales de un tajeo dado. Se obtiene a partir de la división del volumen total que se desprende de una pared lateral entre el área de la zona lateral evaluada,

es decir, brinda una aproximación de la dilución en las paredes laterales en metros.



Figura 2.12: Estimación empírica para el desprendimiento de las cajas ELOS (Pakalnis, 2008).

2.16 CAMPO DE ESFUERZOS

2.16.1 Esfuerzos in-situ

Según (J. A. Hudson and J. P. Harrison, 1997) el estado de tensión en un punto dado en un macizo rocoso se presenta generalmente en términos de la magnitud y la orientación de los esfuerzos principales.

Las principales aplicaciones del estudio de los esfuerzos naturales en ingeniería geológica son los túneles y las obras subterráneas en general, donde la estabilidad de las excavaciones depende de la magnitud y orientación de los esfuerzos, siendo fundamental el conocimiento del estado esfuerzos in situ.

La determinación del estado de esfuerzos en los macizos rocosos es uno de los problemas más complejos en mecánica de rocas. Las tensiones o esfuerzos principales que actúan sobre un punto se definen por su orientación y magnitud, que únicamente puede ser determinado in situ. Existen varios métodos para medir los esfuerzos principales, entre las cuales destacan:

2.16.1.1 Métodos geológicos (medida de la dirección de los esfuerzos)

El análisis de estructuras tectónicas, principalmente juntas estilolíticas y grietas rellenas de recristalización, permite interpretar los campos de paleoesfuerzos y estimar su dirección y trayectoria.

El análisis de las ondas sísmicas generadas por un terremoto, permite calcular la dirección de los esfuerzos actuantes durante el sismo.

Se puede indicar la dirección de los esfuerzos de las fracturas producidas en las paredes de un sondeo, al orientarse éstas en la misma dirección que la tensión máxima horizontal.

En afloramientos rocosos es posible determinar la orientación de los esfuerzos mediante el análisis de la liberación de esfuerzos que se produce al perforar un testigo de gran diámetro.

2.16.1.2 Métodos instrumentales para medir la dirección y magnitud de los esfuerzos.

Método del doorstopper, proporciona la dirección y magnitud de los esfuerzos según un plano perpendicular al eje del sondeo.

Método USBM y células triaxial CSIR, estos dos se basan en la medida de las deformaciones en las paredes de sondeo producidas por la liberación de tensiones a que da lugar la sobreperforación. Las células tipo USBM permite estimar los esfuerzos en dos dimensiones y las CSIR en tres.

Ensayo del gato plano, se realiza sobre una pared del macizo rocoso. Permite conocer la tensión en la dirección perpendicular al gato plano instalado en una hendidura realizada en la pared. Para determinar el estado tensional del macizo rocoso es necesario efectuar varios ensayos en hendiduras con orientaciones diferentes.

Ensayo de fracturación hidráulica, por el cual se puede medir el estado de tensiones in situ en el interior de un sondeo. El ensayo proporciona las

magnitudes y dirección de los esfuerzos máximos y mínimos en un plano perpendicular al sondeo. El ensayo consiste en inyectar un fluido a presión en un tramo de un sondeo vertical previamente obturado hasta conseguir la fractura de la roca.

2.16.1.3 Método por estimación de la magnitud de los esfuerzos por relaciones empíricas.

Cuando se dispone de datos suficientes de medidas de tensiones, se puede establecer las relaciones entre las tensiones verticales y horizontales y su variación con la profundidad (Figura 2.13).

Según (Hoek, Kaiser and Brawden, 1993) la roca en profundidad está sometida a esfuerzos resultantes del peso de los estratos sobreyacentes o llamados esfuerzos gravitacionales y a los esfuerzos de origen tectónicos. Cuando una abertura minera es excavada en esta roca, el campo de esfuerzos es disturbado localmente y un nuevo estado de esfuerzos es inducido en la roca circundante a la abertura. El esfuerzo in-situ vertical (σ_v) es estimado a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_v = \gamma z \quad \text{ó} \quad \sigma_v = \rho g Z$$

Dónde:

- σ_v : Esfuerzo vertical
- γ : Peso unitario de la roca sobreyacentes
- Z : Profundidad por debajo de la superficie
- ρ : densidad de la roca
- g : fuerza de la gravedad

Las mediciones de los esfuerzos verticales en varias obras de ingeniería minera y civil en el mundo, confirman que esta relación es válida, a pesar de que, tal como se ilustra en la Figura 2.13, hay una cantidad significativa de dispersión en las mediciones. Su magnitud es del orden de 0.027 MPa /m (1 MPa \approx 40m).

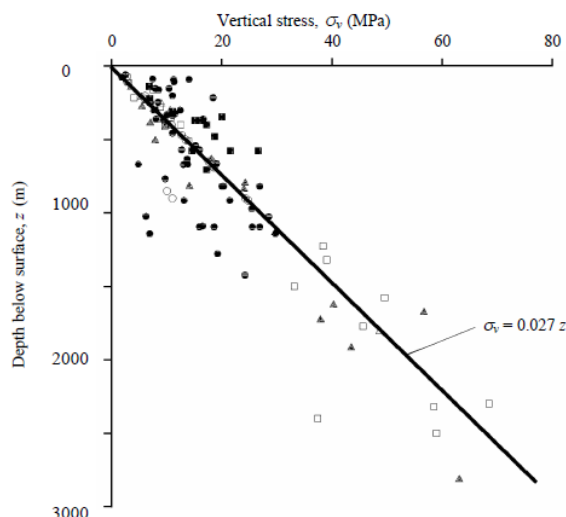


Figura 2.13: Medición de esfuerzos verticales (Brown y Hoek, 1978)

Los esfuerzos horizontales que actúan sobre un elemento de roca a una profundidad z por debajo de la superficie son mucho más difíciles de estimar que los esfuerzos verticales; Normalmente, la relación entre el esfuerzo horizontal promedio y el esfuerzo vertical es denotado por la letra k de manera que:

$$\sigma_h = k\sigma_v$$

Según (Terzaghi y Richard, 1952) sugirieron que, para masa rocosa cargada gravitacionalmente, la relación k está dada por $k = \mu / (1 - \mu)$, donde μ es la Relación de Poisson de la masa rocosa, por lo tanto el esfuerzo horizontal es igual:

$$\sigma_h = \left(\frac{\mu}{1 - \mu} \right) \sigma_v$$

Considerando un valor medio del coeficiente de Poisson $\mu = 0.25$, la relación $k = \sigma_h / \sigma_v$ vale aproximadamente un tercio:

$$\sigma_h = 0.33 \sigma_v \quad \text{ó} \quad k=1/3$$

Esta relación de Terzaghi fue ampliamente utilizada en los tiempos iniciales de la mecánica de rocas, pero, esta resultó ser inexacta y es poco utilizada en la

actualidad. Las mediciones de esfuerzos horizontales en ingeniería civil y minera de todo el mundo muestran que la relación K tiende a ser alta a poca profundidad y que disminuye en profundidad (Brown y Hoek, 1978 y Herget, 1988). Para entender la razón de estas variaciones de esfuerzos horizontales es necesario considerar el problema en una escala mucho más grande que de un solo sitio.

Según (Sheorey, 1994) desarrolló un modelo de esfuerzos térmico elasto-estático de la tierra. Este modelo considera la curvatura de la corteza y la variación de constantes elásticas, coeficientes de dilatación térmica y densidad a través de la corteza y el manto. La ecuación simplificada que puede ser utilizada para estimar la relación entre esfuerzos horizontales y verticales k , es:

$$k = 0.25 + 7E_h \left[0.001 + \frac{1}{z} \right]$$

Dónde: z (m) profundidad debajo de la superficie y E_h (GPa) módulo de deformación promedio de la parte superior de la corteza de la tierra medida en dirección horizontal.

Un gráfico de esta ecuación está dado en la Figura 2.14 para un rango del módulo de deformación. Las curvas que relacionan a k con la profundidad debajo de la superficie z son similares a las publicadas por (Brown & Hoek, 1978) y (Herger, 1988) y otros para esfuerzos in-situ medidos. De aquí se considera que la ecuación anterior proporciona una base sólida para estimar el valor de k .

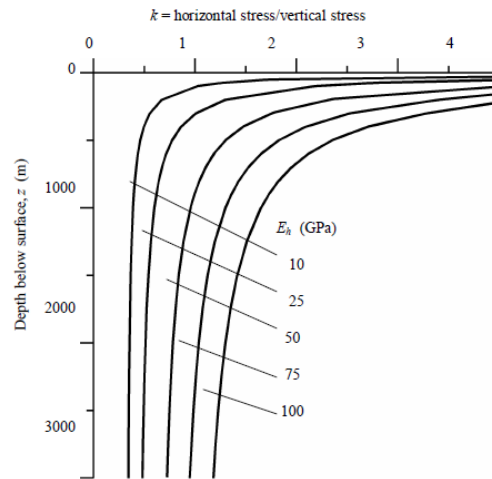


Figura 2.14: Relación del esfuerzo horizontal al vertical (Sheorey, 1994)

2.16.2 Esfuerzo Inducido

(Bronw, E.T.1987) afirma cuando una abertura subterránea es excavada en una masa rocosa sometida a esfuerzos, los esfuerzos en la vecindad de la nueva abertura son redistribuidos. Para explicar consideraremos los esfuerzos inducidos en la roca circundante a un taladro horizontal como se muestra en la Figura 2.15, que muestra un corte vertical normal al eje del taladro.

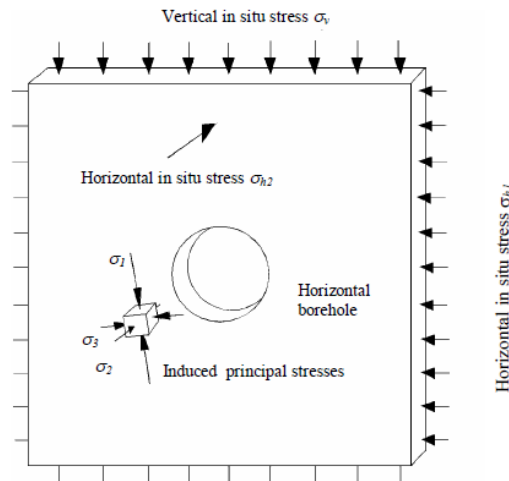


Figura 2.15: Los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 inducidos en un elemento de roca cercano a un taladro horizontal sometido a un esfuerzo vertical in situ (Bronw, E.T.1987).

Antes que el taladro sea perforado, los esfuerzos in-situ σ_v , σ_{h1} y σ_{h2} , están distribuidos uniformemente. Después de remover la roca del taladro, los esfuerzos en la vecindad inmediata al taladro son cambiados y nuevos son inducidos.

En la evaluación de la estabilidad del macizo es importante determinar los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 a partir de σ_h y σ_v . Los tres esfuerzos principales son mutuamente perpendiculares, pero ellos pueden estar inclinadas en la dirección de los esfuerzos in-situ aplicadas. Esto es evidente en la Figura 2.16, la cual muestra las direcciones de los esfuerzos en la roca circundante al taladro horizontal, sometido a un esfuerzo in-situ horizontal σ_{h1} igual a tres veces el esfuerzo in-situ vertical σ_v . (Bronw, E.T.1987).

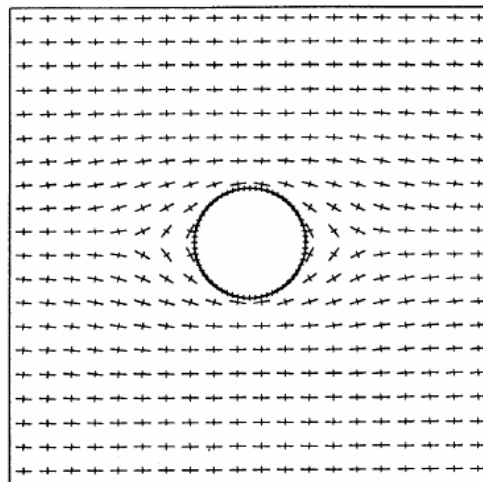


Figura 2.16: Dirección de los esfuerzos principales en la roca circundante al taladro horizontal (Bronw, E.T.1987).

CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1 METODOLOGIA DE INVESTIGACION

Para evaluar las propiedades geotécnicas del medio geológico donde se está desarrollando la explotación de la veta San Rafael de la zona norte, se ha requerido la ejecución de una serie de actividades relacionadas con la investigación geológica, geotécnica y laboratorio de Mecánica de Rocas.

para cumplir con el objetivo “estudio geomecánico para el control de dilución mediante el diseño de abertura de tajeos de la zona norte de la veta San Rafael - Puno” se realizó las siguientes actividades:

3.1.1 Revisión de la información

se revisó la información disponible como la topografía de las labores subterráneas lineales, la topografía de los tajeos vacíos, la topografía de los tajeos rellenos, el modelo de bloques de la zona a explotar desde el eje 2000 hacia el norte, el informe de medición de tensiones in situ (Golder Associates, 2010) y los estudios realizados referentes a la zona de investigación.

3.1.2 Mapeo geomecánico de labores subterráneas

La evaluación se realizó mediante estaciones geomecánicas o bien llamado mapeo por celdas, realizada a lo largo de los niveles y subniveles de explotación. En cada estación se identificaron y cuantificaron las características de las principales familias de discontinuidades. Para cada familia se determinó la orientación (buzamiento “Bz” y dirección de buzamiento “DBz”), el

espaciamiento, la persistencia, la rugosidad, la resistencia de la pared de la discontinuidad, la abertura, el relleno, el grado de meteorización, la resistencia del relleno y la presencia de agua. En cada estación geomecánica se tomaron fotografías digitales a color. El índice RQD se estimó mediante la frecuencia de discontinuidades por metro cúbico Jv (Palmstrom, 1982). En total se registraron 80 estaciones geomecánicas a lo largo de la veta San Rafael, de los cuales 24 estaciones están ubicadas en la caja techo, 38 en la caja piso, 12 en la veta y 6 en la caja intermedia. En la tabla 3.1 se muestra los niveles donde están ubicadas las estaciones geomecánicas.

Tabla 3.1: Lista de estaciones geomecánicas

Nivel	Estación	Litología	Dominio
3787	EG-01	MZG	CT
3787	EG-02	MZG	CP
3787	EG-03	MZG	CP
3787	EG-04	MZG	CT
3787	EG-05	MZG	CP
3832	EG-01	MZG	CT
3832	EG-02	MIN	VT
3832	EG-03	MZG	CT
3832	EG-04	MZG	CP
3832	EG-05	MZG	CT
3832	EG-06	MZG	CP
3832	EG-07	MZG	CP
3832	EG-08	MZG	CP
3832	EG-09	MZG	CP
3832	EG-10	MZG	CT
3850	EG-01	MZG	CT
3850	EG-02	MZG	CP
3850	EG-03	MZG	CT
3850	EG-04	MIN	VT
3850	EG-05	MZG	CP
3868	EG-01	MZG	CP
3868	EG-02	MIN	VT
3868	EG-03	MZG	CT
3868	EG-04	MZG	CP
3868	EG-05	MZG	CT
3868	EG-06	MZG	CP
3868	EG-07	MZG	CT
3868	EG-08	MZG	CP
3868	EG-09	MZG	CP
3868	EG-10	MZG	CP
3886	EG-01	MZG	CT

Nivel	Estación	Litología	Dominio
3886	EG-02	MIN	VT
3886	EG-03	MZG	CP
3886	EG-04	MZG	CT
3886	EG-05	MZG	CP
3886	EG-06	MZG	CP
3886	EG-07	MZG	CT
3886	EG-08	MZG	CT
3886	EG-09	MZG	CP
3886	EG-10	MZG	CT
3900	EG-01	MZG	CP
3900	EG-02	MIN	VT
3900	EG-03	MZG	CT
3900	EG-04	MZG	CP
3900	EG-05	MIN	VT
4100	EG-01	STW	CP
4100	EG-02	STW	CI
4100	EG-03	STW	CP
4100	EG-04	MZG	VT
4100	EG-05	MZG	CT
4100	EG-06	MZG	CT
4100	EG-07	STW	CP
4100	EG-08	STW	CI
4100	EG-09	STW	CI
4100	EG-10	STW	CI
4120	EG-01	STW	CT
4120	EG-02	STW	VT
4120	EG-03	STW	CI
4120	EG-04	MZG	CP
4120	EG-05	STW	CI
4120	EG-06	MZG	CP
4120	EG-07	MZG	CT
4120	EG-08	MZG	CT
4125	EG-01	STW	VT
4125	EG-02	STW	CT
4125	EG-03	STW	VT
4125	EG-04	MZG	CT
4125	EG-05	STW	VT
4125	EG-06	STW	VT
4200	EG-01	MZG	CP
4200	EG-02	MZG	CP
4200	EG-03	STW	CP
4200	EG-04	MZG	CP
4200	EG-05	MZG	CP
4200	EG-06	MZG	CP
4200	EG-07	MZG	CP
4200	EG-08	MZG	CP

Nivel	Estación	Litología	Dominio
4200	EG-09	MZG	CP
4200	EG-10	MZG	CP
4200	EG-11	MZG	CP

En cada estación geomecánica se calculó la clasificación geomecánica por el sistema RMR (Bieniawski,1976), Q (Barton,1974) y el GSI. Se realizó la recolección de muestras de roca para los ensayos de carga puntual; la evaluación y la interpretación de cada estación geomecánica se presenta en el Anexo 01.

3.1.3 Logueo de perforaciones diamantinas

Para el logueo geotécnico de los testigos de perforación diamantina se utilizó el sistema de clasificación geomecánico RMR (Bieniawski, 1976) y el Q (Barton, 1974). Para las condiciones de agua subterránea se empleó la valoración 7, correspondiente a una condición húmeda (agua de intersticios). Actualmente en los subniveles y niveles mapeados en el eje 2000 Norte se aprecia condiciones húmedas y de goteo y en zonas locales con mayor flujo de agua sobre todo en los niveles de profundización. Para la etapa de explotación, el medio estará drenado, por lo que correspondería a una condición húmeda.

Se efectuó el logueo geotécnico completo sobre los testigos de perforación de 32 taladros diamantinos de los cuales 29 se ubican en la zona Norte y 3 taladros se ubican en el Nivel 4450 fuera del área de investigación. Los testigos de roca fueron inspeccionados, con el fin de identificar los tipos litológicos y evaluar las características físicas de las discontinuidades; se determinó el porcentaje de recuperación, el índice RQD, condiciones de las juntas, resistencia a la compresión de la roca intacta estimado y adicionalmente se realizó una campaña extensa de muestreo de roca para la realización de ensayos de laboratorio de mecánica de rocas. En los registros de las perforaciones se han incluido las características indicadas y los resultados obtenidos en los ensayos geotécnicos efectuados en el laboratorio. Las interpretaciones de los resultados se presentan en el Anexo 02

Tabla 3.2: Lista de taladros logueados

Sondeo	Coordenadas (m)	Cota	Azimut	Inclinación
--------	-----------------	------	--------	-------------

	Este	Norte	(msnm)	(°)	(°)
3900EP06097	357083.22	8428924.50	3903.34	57.89	30.07
3900EP06102	357091.35	8428900.06	3906.14	59.52	34.71
3975EP06001	357015.02	8428999.77	3974.81	60.34	29.41
3975EP06008	356981.46	8429037.86	3976.76	56.22	-23.85
3975EP06011	357048.17	8428961.57	3967.55	58.08	-19.70
3975EP06017	357076.96	8428920.47	3976.84	62.31	-24.17
4050EP09054	356965.97	8429087.04	4053.70	59.66	79.35
4075EP09007	357022.90	8428990.00	4079.51	57.38	-4.38
4075EP09008	357004.05	8429007.73	4079.48	58.24	-3.27
4075EP09009	356979.53	8429021.82	4079.63	59.31	-6.63
4100EP09070	356914.42	8429083.52	4107.37	50.10	24.68
4100EP09072	356924.96	8429068.03	4019.07	48.96	-34.70
4100EP09073	356925.47	8429068.60	4107.67	45.52	21.28
4100EP09075	356939.18	8429054.65	4107.76	51.34	13.76
4100EP09076	356938.71	8429054.30	4109.21	49.39	-33.30
4100EP09077	356936.66	8429027.48	4110.13	55.81	-21.15
4100EP09078	356937.79	8429028.18	4105.69	55.91	21.13
4120DU13052	356884.33	8429136.57	4121.77	45.61	0.22
4120DU13053	356887.17	8429126.31	4121.80	236.88	-0.72
4120DU13054	356893.49	8429107.85	4121.69	58.01	-0.59
4120DU13055	356902.78	8429091.90	4121.72	57.86	-1.95
4125EP04131	356879.04	8429136.07	4134.39	56.44	26.15
4125EP04132	356874.29	8429133.07	4135.02	237.35	-0.42
4125EP04133	356878.61	8429135.76	4136.15	55.65	-28.72
4200SD12044	356833.29	8429049.77	4197.83	54.96	-0.24
4200SD12048	356825.69	8429047.25	4197.92	25.84	-1.75
4310EP12040	356848.38	8428910.66	4317.21	57.41	-20.85
4000EP06064	357169.46	8428742.58	4001.32	58.18	21.61
4000EP06088	357301.50	8428356.53	4002.46	54.78	23.96
4450DU12012	357074.65	8428235.67	4468.57	271.00	-22.00
4450EP12031	356987.53	8428339.95	4460.32	88.00	12.00
4450EP12036	356792.39	8428763.39	4460.00	82.00	19.00

3.1.4 Ensayos de laboratorio de mecánica de rocas

Se ejecutaron ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas, mecánicas y elástica de la roca intacta. Las muestras fueron tomadas de los testigos de perforaciones diamantinas de la caja piso, veta y caja techo. Los ensayos de mecánica de rocas fueron realizados en el laboratorio de mecánica de rocas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, donde se ejecutaron los siguientes ensayos: propiedades físicas (densidad, porosidad y absorción), propiedades de resistencia mecánica (carga puntual, compresión uniaxial, tracción indirecta y compresión triaxial), propiedades elásticas (Módulo de Young y relación de Poisson).

Adicionalmente se han realizado 180 ensayos de Carga puntual en el Laboratorio de mecánica de Rocas de MINSUR S.A. de tipo regular e irregular obtenidas de los testigos de perforación y del muestreo realizado en las Estaciones Geomecánicas.

Tabla 3.3: Lista de ensayos ejecutados de mecánica de rocas

Ubicación	Triaxial	UCS	Tracción Indirecta	Propiedades Físicas	Propiedades Elásticas	Carga Puntual Diametral	Carga Puntual Minsur
CT	5	3	1	2	2	3	88
VETA	5	3	2	2	1	3	51
CP	5	2	1	0	1	2	41
Total	15	8	4	4	4	8	180

3.1.4.1 Propiedades Físicas

A partir de las muestras de roca intacta se determinó las siguientes propiedades físicas: porosidad (η), densidad seca (ρ_d) y absorción, las mismas que fueron ensayadas siguiendo los métodos sugeridos por la ISRM (1979). Los valores obtenidos se muestran en el Anexo 04.

3.1.4.2 Ensayo de resistencia a la compresión simple (Uniaxial)

Se tomaron ocho muestras representativas de los testigos de perforación para determinar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_{ci}). Las muestras estaban sanas y sin discontinuidades. Las muestras fueron preparadas para el ensayo siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM D4543 y los ensayos de compresión simple se ejecutaron siguiendo los procedimientos establecidos en la norma ASTM D2938. Los valores de resistencia a la compresión simple determinados se resumen en el informe de laboratorio de mecánica de Rocas, ver el Anexo 04.

3.1.4.3 Ensayo de carga puntual (*Point load test*)

El ensayo de carga puntual determina el Índice $I_s(50)$ en testigos de roca que requieren de poca preparación y que pueden tener formas regulares o irregulares. Este índice se utiliza en la clasificación geomecánica de macizos rocosos y para estimar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

Los ensayos fueron ejecutados siguiendo el procedimiento recomendado por las normas ISRM (1985) y ASTM D5731-02. El equipo utilizado en los ensayos fue el modelo A125 de Matest SRL (de fabricación italiana), tanto en el Laboratorio de mecánica de rocas de la PUCP como en el de Minsur S.A.

En total se realizaron 188 ensayos, en testigos y en muestras irregulares provenientes de las estaciones geomecánicas; en las muestras de testigos los ensayos fueron axiales, es decir la carga fue aplicada siguiendo el eje del núcleo. Los índices (I_s (50)) promedios de los resultados de los ensayos se presentan en el Anexo 04.

3.1.4.4 Resistencia a la compresión triaxial

Este ensayo permite determinar la resistencia a la compresión de un testigo de roca intacta en estado no drenado, cuando es sometido a una presión de confinamiento y a una carga axial. A partir del ensayo de compresión triaxial se determina el ángulo de fricción interna y cohesión de la roca intacta, en el caso del criterio de falla de Mohr-Coulomb, y los parámetros m_i y resistencia a la compresión simple de la roca intacta en el caso del Criterio de Falla de Hoek-Brown. Los ensayos fueron ejecutados en el laboratorio de Mecánica de Rocas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, siguiendo la norma ASTM 2664-95. Los resultados de los ensayos fueron procesados con el programa de cómputo RocData 3.0 de Rocscience (2005) que serán utilizados como data para el modelamiento de esfuerzos en el área de estudio.

3.1.4.5 Resistencia a la tracción (Método brasileño)

La resistencia a la tracción fue determinada a través del método de tracción indirecta que consiste en la aplicación de una carga lineal de compresión en el eje del diámetro de un disco de roca. El valor de la resistencia a la tracción se utiliza para graficar los círculos de Mohr (envolvente de esfuerzos). Los resultados de los ensayos se indican en el informe de laboratorio de mecánica de rocas en el Anexo 4.

3.1.5 Caracterización geológica y geomecánica del macizo rocoso

Para ejecutar la caracterización geológica se realizó una amplia revisión bibliográfica existente de la geología regional y local, Para la geología regional se revisó el “Boletín A79 Geología del cuadrángulo de Macusani 29-v (INGEMET,1996)” y su respectivo mapa del cuadrángulo de Macusani 29-v en este cuadrángulo se encuentra la zona de estudio. Para la geología local se consideró los informes anteriores existentes como el “Estudio de estimación de recursos minerales de estaño junio 2013 - mina San Rafael” el “Boletín 10 compendio de yacimientos minerales del Perú (INGEMET, 2003)”

La caracterización geomecánica se realiza en base a los datos recopilados del mapeo geomecánico de las labores subterráneas, logueo de perforaciones diamantinas y los datos de ensayos de laboratorio. El sistema de clasificación utilizado es el RMR (Bieniawski, 1976), su respectiva correlación con el sistema Q (Barton, 1974) y GSI. La caracterización permite realizar la zonificación el macizo rocoso en dominios estructurales (Caja techo, veta y caja piso) y litológicos a la ves efectuar planos de isovalores longitudinales en base a dominós y calidad del macizo rocoso ver el Anexo 09.

3.1.6 Retro-análisis de estabilidad de los tajeos excavados

Para efectuar el retro análisis, se utilizó las secciones transversales de los tajeos ya minados levantados por el scanner Optech y las secciones transversales de recurso, la secciones mencionada anteriormente se procesa en el AutoCAD versión 2017 donde se calcula la sobre rotura. En seguida se efectúa el cálculo del radio hidráulico (RH) en base a la sección transversal de tajeos que se está analizando. Luego se efectuar el cálculo del número de estabilidad modificado (N'), Con los valores del número de estabilidad y su correspondiente radio hidráulico estos se llevan a la gráfica ELOS para estimar la sobre rotura. se evalúa los resultados en esta etapa se verifica la diferencia o similitud de sobre rotura estima por la gráfica ELOS Y la medida por el Sscáner Optepch ver el Anexo 07.

3.1.7 Modelamiento numérico del estado de esfuerzo del área de estudio

Para realizar la evaluación de esfuerzos inducidos con énfasis en la zona de estudio en 3D se utilizó el software geomecánico MAP 3D, se consideró los siguientes parámetros de entrada para el software". Las propiedades de resistencia del macizo rocoso, los coeficientes de criterio de rotura de Hoek-Brown y la densidad de la roca, tanto para las cajas como para el mineral con la finalidad de tener una topografía representativa del estado actual de la veta San Rafael, se realizó una recopilación de toda la información disponible de los tajeos rellenos con pasta, tajeos vacíos, reservas del sector Norte de la veta San Rafael y la topografía de superficie para establecer el encampane. Para mostrar mejor los resultados de esfuerzos, se estableció 5 secciones de análisis 4 secciones verticales y una horizontal a lo largo de la zona de estudio Ver el Anexo 06.

3.1.8 Diseño de aberturas máximas para el control de dilución

Para cumplir con el objetivo considerar la metodología de diseño de Rimas Pakalnis (2008). Este criterio incorpora todas las variables que inciden en la estabilidad de las excavaciones mineras donde se considera los esfuerzos preexistentes e inducidos, la presencia de potenciales cuñas debido a la intersección de estructuras geológicas para ellos de efectúa el análisis geoestructural ver en el Anexo 03 y la calidad del macizo rocoso ver anexo 01 y 02.

Se toma los datos geométricos de la veta San Rafael, la medida del buzamiento, el ancho de minado y la potencia de la veta, todos los datos mencionados se tomaron del sólido de reservas de la Veta San Rafael zona norte de los niveles 3850 al 4295. La variabilidad de la información es analizada estadísticamente y nos permitirán generar un plano de isovalores longitudinal para la zona de estudio ver Anexo 09

Con la finalidad de dimensionar los tajeos para el control de la dilución mediante los gráficos empíricos del método grafico de estabilidad. Se calcula el número de estabilidad (N'), el número de estabilidad tienen 4 factores, el primer

parámetro es el “Q” de Barton modificado este valor es obtenido de las estaciones geomecánicas y de los taladros relogueados se considera el dato de la caja techo para el diseño, el segundo parámetro es el factor de condición de esfuerzo “A” se calcula mediante la resistencia a la compresión uniaxial no confinada sobre el esfuerzo inducido máximo sobre la cara de la excavación, el tercer factor orientación de estructura “B” se calculó con el programa Dip versión 06 rocscience donde se toma los datos de la diferencia de rumbos del sistema que influye en la estabilidad y la cara del tajeo y la diferencia del ángulo que forma la cara del tajeo y sistema predominante de fracturas, el cuarto factor es el componente gravitacional que se calcula mediante la fórmula $8-6\cos(\text{buzamiento})$ de acuerdo al buzamiento de la veta. El cálculo del radio hidráulico (RH) consiste en el área de la cara del tajeo analizado sobre el perímetro de la cara el tajeo analizado. Una vez obtenido el gráfico de estabilidad N' y RH se hace la interpretación de los datos en los gráfico empírico “Equivalente lineal de sobre rotura/desprendimiento” ELOS” de esa manera de determina las dimensiones de los tajeos para el control de dilución en la operación de minado.

3.2 MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

Para ejecutar las actividades mencionadas líneas arriba se utilizó los siguientes materiales, herramientas y equipos:

- Durante el mapeo geomecánico de labores subterráneas se utilizó EPPS (guantes, botas punta de acero, respirador, casto de ala ancha, correa porta lámpara, lámpara, lentes y tapones de oído), Formato de campo, lapiceros, planos, picota, brújula, tablero de mapeo, cámara fotográfica, flexómetro, radio y camioneta.
- Para el Logueo Geomecánico/geotécnico se utilizó EPPS, formatos de logueo, útiles de escritorio, laptops, impresora, flexómetros, picota, peine de Barton, cámara fotográfica, modem de internet, teléfono móvil y radio.

- Para los ensayos de laboratorio de mecánica de roca, el equipo utilizado en la compresión uniaxial en una maquina universal de ensayos marca avery denison modelo E72146 -71040CJ, El ensayo compresión Triaxial se realizó en una máquina de prensa de confinamiento modelo dim 20 marca afriso con serie 1252426, Las propiedades elásticas se ensayaron en una máquina universal marca avery denison, Estos ensayos fueron realizados en los laboratorio de Mecánica de Rocas en Pontificia Universidad Católica del Perú. Los ensayos de carga puntual se realizaron con el equipo portátil de nanómetro digital modelo A4125 de marca MATEST en la PUCP y en el laboratorio de MINSUR, Posteriormente para estimar los parámetros de la resistencia del macizo rocoso fue usado el Software RocData versión 3.0.
- Para la caracterización geológica y geomecánica del macizo rocoso se utilizó laptop, softwares office versión 2017, softwares dip versión 06 del rocscience, el software AutoCAD 2017, software Map 3D. impresora y útiles de escritorio.
- Para el retro-análisis de estabilidad de los tajeos excavados se utilizó formatos o ábacos del método grafico de estabilidad y ábacos del equivalente lineal de sobrerotura/desprendimiento, laptop, softwares dip versión 06 del rocscience, el software AutoCAD 2017, software Map 3D. impresora y útiles de escritorio.
- Para el modelamiento numérico del estado de esfuerzo inducido en la veta San Rafael se utilizó laptop y software Map 3D.
- Para Diseño de aberturas máximas para el control de dilución se utilizó formatos o ábacos del método grafico de estabilidad y ábacos del equivalente lineal de sobrerotura/desprendimiento, softwares dip versión 06 del rocscience, el software AutoCAD 2017, software Map 3D. impresora y útiles de escritorio.

CAPITULO IV

RESULTADO Y DISCUSION

4.1 CARACTERIZACION GEOLOGIA DEL AREA DE INVESTIGACION

4.1.1 Ubicación de la mina

La unidad minera San Rafael se encuentra ubicado en la cordillera oriental del Perú a una altitud de 4200 a 4500 metros sobre el nivel del mar. En el distrito de Antauta, provincia de Melgar, departamento de Puno, su acceso es posible a través de 2 vías (vía terrestre y vía aérea), su clima corresponde al altiplano frío y seco con bajas temperaturas desde mayo a junio.

Tabla 4.1: Acceso vía terrestre a la unidad minera San Rafael

Vía terrestre			
Tramo	Tipo de Vía	Distancia (Km)	Tiempo (h)
Lima-Arequipa	Asfaltado	1000	12
Arequipa-Juliaca	Asfaltado	280	4
Juliaca-Antauta	Asfaltado	180	2.5
Antauta-Cumani	Trocha	5	0.2

Tabla 4.2: Acceso vía aérea a la unidad minera San Rafael

Vía aérea	
Tramo	Tiempo (h)
Lima-Juliaca	2 Aprox.
Lima-San Rafael	1.5 Aprox.



Figura 4.1: Ubicación del proyecto de investigación unidad minera San Rafael

4.1.2 Geología regional

Según el mapa geológico del INGEMMET (1996) del cuadrángulo de Macusani (29-v), escala 1:100000, en la zona de estudio yacen las siguientes unidades litoestratigráficas pertenecientes al Paleozoico conformada por la formación Ananea (SD-a), Grupo Ambo (Ci-a), Grupo Copacabana (Pi-c), un intrusivo del terciario medio y depósitos del Cuaternario, éstas se describen en forma resumida desde el más antiguo al más reciente:

- Formación Ananea (SD-a): de edad Silúrico Devónico, descrita por Laubacher G. (1973), compuesta por una secuencia de lutitas y pizarras.
- Grupo Ambo (Ci-a): de edad Missisipiano, nombrada y descrita por Newell N.D. (1942), sobreyace a la formación Ananea, compuesta por una secuencia de areniscas, conglomerado, lutitas carbonosas.
- Grupo Copacabana (Pi-c): de edad Pérmico inferior, descrita por Cabrera la Rosa A. y Petersen G. (1936), compuesto por una secuencia de calizas y lutitas.

- En la serie intrusiva se tiene un stock del terciario medio siendo este el monzogranito (Nm-mgr), intruyendo a las rocas de la formación Ananena.
- Las secuencias de depósitos cuaternarios son: depósitos morrénicos, depósitos glaciofluviales y depósitos aluviales.

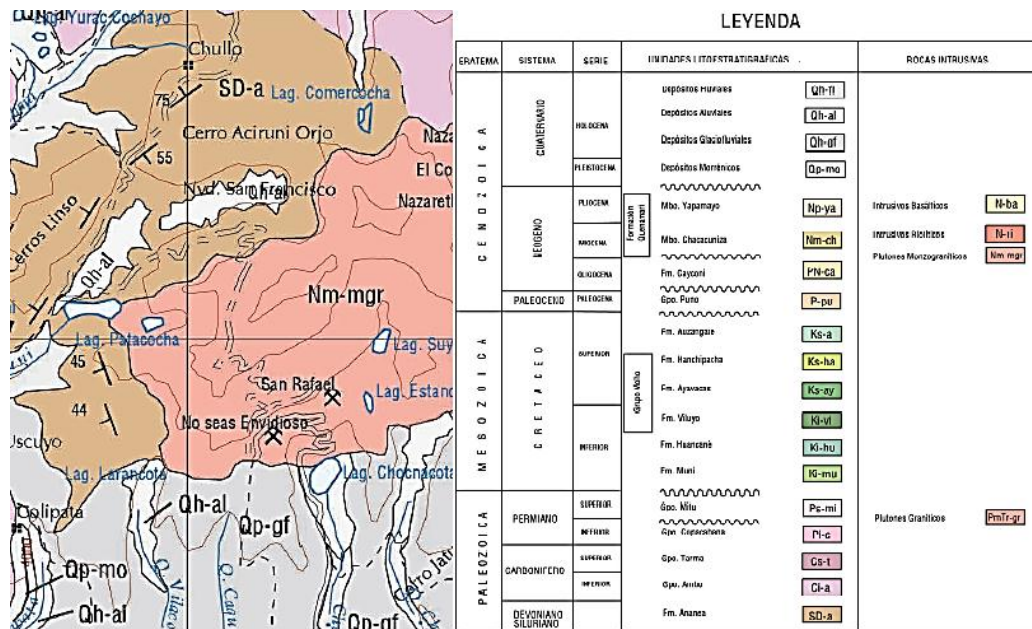


Figura 4.2: Geología regional según el mapa geológico del (INGEMMET,1996)

4.1.3 Geología local

Durante el desarrollo de los trabajos de campo y la revisión de la información existente, se pudo reconocer lo siguiente:

- Monzogranito (roca intrusiva) de grano medio a grueso con tonalidad gris clara con fenocristales de feldespato. Se presenta casi en todos los niveles de la mina (aproximadamente en un 80%) tanto en la caja techo como en la caja piso de las diferentes vetas existentes en la mina San Rafael.
- Pizarras y filitas ubicadas en los extremos del yacimiento principalmente en la zona norte de la veta San Rafael, son de color gris oscuro, masivo y ligeramente meteorizada, se presentan en contacto con el intrusivo monzogranito. Este contacto se hace más evidente hacia los sectores más al norte y generalmente se encuentra en la caja piso según las

galerías observadas. En zonas de contacto de la pizarra y filitas con el intrusivo presenta metamorfismo(hornfels) y un ligero fallamiento debido al contacto entre litologías.

- Hornfels se presenta en el contacto de pizarras y filitas con el intrusivo monzogranítico son rocas masivas de color gris oscuro - marrón.
- Zona mineralizada está constituido por vetas, vetillas, stockwork y brechas hidrotermales.

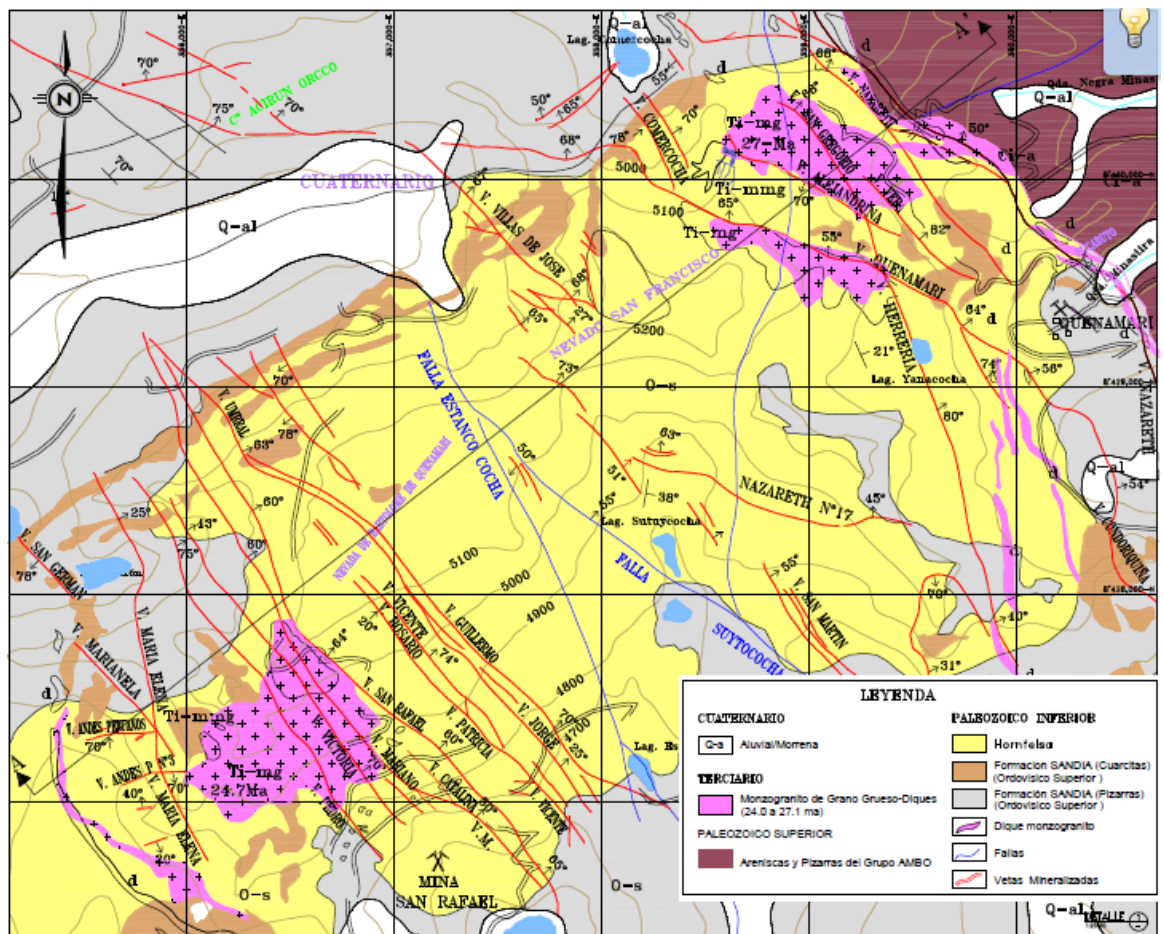


Figura 4.3: Geología local de la mina San Rafael.

4.1.4 Geología del yacimiento

La unidad minera San Rafael se encuentra ubicado dentro del distrito minero San Rafael, con cobre en la parte superior y estaño en profundidad. Presenta una mineralización de origen hidrotermal compuesto por vetas de relleno y de

reemplazamiento de fracturas y cuerpos de mineral dentro del monzogranito, pizarra y filitas.

La veta de mayor explotación dentro de la mina San Rafael es la veta del mismo nombre donde presenta un marcado zoneamiento vertical, cobre en la parte superior sobre el nivel 4700. Cobre-estaño entre los niveles 4700 y 4533; por debajo del nivel 4533, se tiene incremento de estaño en profundidad, aun se tiene presencia de mineralización de estaño en el nivel 3610.

4.1.5 Hidrogeología

En las partes superiores se encuentran lagunas de origen glaciar las cuales están emplazadas dentro de las pizarras - filitas de la formación Sandia, estas funcionan como acuíferos en el área de la mina, ya que se hallan afectadas por estructuras, fallas que junto a las fracturas y vetas constituyen las vías de circulación de las aguas, constituyendo la permeabilidad secundaria del acuífero. En la mina esta secuencia de estructuras (vetas) ha sido identificado con direcciones NW-SE, distribuidas paralelamente, dentro de ellas se ubica la veta San Rafael, con buzamientos entre N50°-70°E.

Durante el mapeo geomecánico por estaciones geomecánicas se ha podido observar que la presencia del agua no es abundante en las labores, las filtraciones de agua principalmente se encuentran en lugares localizados. En este contexto, se ha podido deducir que no afectara el agua en la estabilidad del dimensionamiento de los tajeos.

Tabla 4.3: Estructuras asociadas a filtraciones de agua.

Nivel	Buzamiento/ Dirección de buzamiento	Descripción
4200	80/63	Fractura con presencia de agua
4200	77/335	Fractura con presencia de agua
4200	80/270	Fractura con presencia de agua
4125	68/115	Fractura con presencia de agua
4120	65/328	Fractura con presencia de agua
4100	80/123	Fractura con presencia de agua
4100	82/325	Fractura con presencia de agua
3886	75/70	Fractura con presencia de agua
3832	80/65	Fractura con presencia de agua
3832	75/310	Fractura con presencia de agua

Nivel	Buzamiento/ Dirección de buzamiento	Descripción
3832	80/306	Fractura con presencia de agua

4.1.6 Estructuras geológicas

De lo escrito en el boletín 79 del INGEMMET “Geología del Cuadrángulo de Macusani” (1996) menciona que donde se emplaza la zona de estudio, estructuralmente corresponde a la mayor deformación por tener rocas paleozoicas, cuyo sistema principal de fallamiento posee generalmente un rumbo andino NW-SE, encontrándose desplazadas por fallas transversales de rumbo NE-SW y E-W. El primer sistema corresponde mayormente a fallas normales longitudinales de profundidad que se encuentran afectando a la Formación Ananea. La segunda corresponde a la respuesta del primer sistema de fallamiento. El comportamiento de las fallas ha estado controlado por la litología componente del macizo. Al mismo tiempo como geoestructuras se muestra una secuencia de vetas paralelamente distribuidas a lo largo del nevado de Bartolomé de Quenamari dentro del Stock monzogranítico y la formación Sandia, encontrándose dentro de esta la veta San Rafael siendo la que se explota actualmente y rica en contenido en estaño.

4.1.6.1 Fallas

Estructuralmente en la mina San Rafael se aprecian dos fallas cercanas siendo esta la falla Estanco Cocha y la falla Suytococho, estando estas dentro del nevado de Bartolomé de Quenamari, teniendo direcciones NW-SE estando estas alejadas de la veta San Rafael aproximadamente 1 km.

Dentro de las zonas de estudio, en las labores preparadas para la explotación de la veta San Rafael, se encontraron fallas locales en los niveles 3832, 3850 y 3868, con direcciones paralelas a las vetas presentando un rumbo N30-40°W y buzamiento 75-80°NE. En los niveles 4100, 4120, 4125, se observa varios sistemas locales de fallas, paralelas y perpendiculares asociadas a la mineralización. Estos sistemas de fallas presentan rumbos y buzamientos promedios para cada sistema siendo estos: N72°E 82°NW, N49°E, 82°SE y N05°W 83°NE. (Ver tabla 4.4)

Tabla 4.4: Resumen de fallas locales.

Nivel	Dirección/ inclinación	Bz/DBz	Descripción
-------	------------------------	--------	-------------

Nivel	Dirección/ inclinación	Bz/DBz	Descripción
4125	N05W/83NE	83/85	Sistema de Fallas local perpendicular a la mineralización
4120	N49E/82NW	82/319	Sistema de Fallas trasversales a la mineralización
4100	N72E/82NW	82/342	Sistema de Fallas trasversales a la mineralización
3868	N35W/75NE	75/55	Sistema de Fallas local perpendicular a la mineralización
3850	N30W/80NE	80/60	Sistema de Fallas local perpendicular a la mineralización
3832	N40W/75NE	75/50	Sistema de Fallas local perpendicular a la mineralización

Bz: Buzamiento, DBz: Dirección de buzamiento

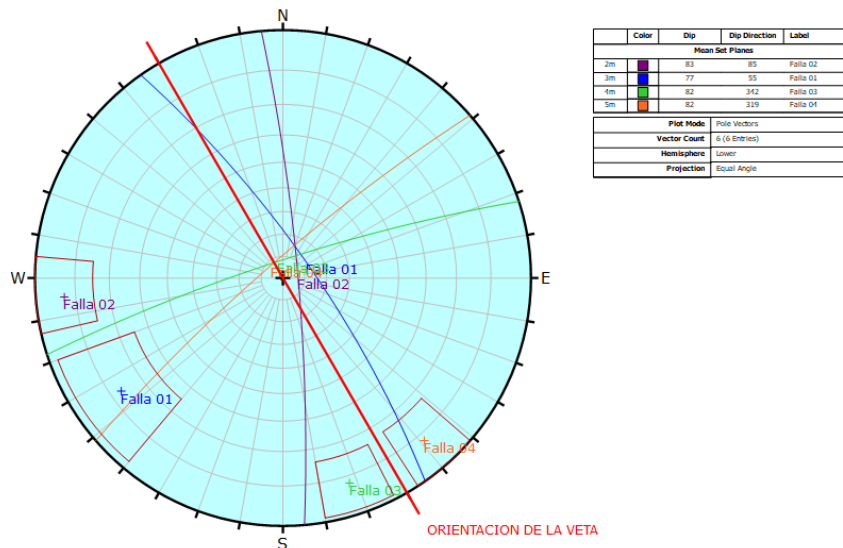


Figura 4.4: Proyección estereográfica de los sistemas de fallas locales.

4.2 CARACTERIZACION GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO

La caracterización geomecánica se efectúa a partir de mapeos por estaciones geomecánicas y logue de taladros diamantinos, la caracterización geomecánica tiene por finalidad efectuar la clasificación del macizo rocoso circundante a la veta San Rafael. Además, permite zonificar el macizo rocoso en dominios estructurales, caracterizándolos por su homogeneidad estructural y geomecánica. Los datos para la clasificación se encuentran en el Anexo 01 y Anexo 02

4.2.1 Propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta

Se tomaron muestras representativas de los testigos de perforación para los diferentes ensayos de laboratorio estos fueron analizados y compatibilizados por el tipo de roca predominante y ubicación correspondiente a la caja piso, veta y caja techo de la zona de estudio ver Anexo 04.

4.2.1.1 Propiedades físicas

A partir de las muestras se determinó las siguientes propiedades físicas: porosidad, densidad seca, densidad saturada y absorción, los valores obtenidos se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Resultados de los ensayos de propiedades físicas.

Perforación	Litología	Dominio	Tramo	Densidad seca (gr/cm ³)	Densidad saturada (gr/cm ³)	Porosidad aparente (%)	Absorción (%)
3975EP06017	BXMSW	VT	0.82-0.93	2.77	2.79	1.71	0.62
3975EP06017	MZG	CT	11.50-11.65	2.77	2.78	0.92	0.33
4120DU13054	BXMSW	VT	24.54-24.67	2.67	2.68	0.84	0.31
4125EP04131	FL	CT	25.75-25.95	2.79	2.79	0.70	0.25

BXMSM: Brechas y stockwork, MZG: Monzogranito, PZ: Pizarra, VT: Veta, CT: Caja techo

4.2.1.2 Ensayo de resistencia a la compresión simple (Uniaxial)

Se tomaron ocho muestras representativas para determinar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_{ci}). Las muestras estaban sanas y sin discontinuidades. Los valores de resistencia a la compresión simple determinados se resumen en la tabla 4.6.

Tabla 4.6: Resumen de ensayos de compresión simple.

Perforación	Litología	Dominio	Tramo	Resistencia a la compresión simple (MPa)
4100EP09077	BXMSW	VT	25.50-25.80	134.14
4120DU13052	PZ	CP	12.53-12.73	161.86
4100EP09077	BXMSW	VT	9.00-9.30	107.31
3975EP06017	MZG	CT	15.20-15.60	90.56
4120DU13055	MZG	CP	6.14-6.32	142.7
4075EP09009	BXMSW	VT	28.70-28.95	118.81
4075EP09008	MZG	CT	23.20-23.30	135.3
4075EP09008	MZG	CT	23.20-23.30	149.47

BXMSM: Brechas y stockwork, MZG: Monzogranito, PZ: Pizarra, VT: Veta, CT: Caja techo, CP: Caja piso

4.2.1.3 Ensayo de carga puntual (Point load test)

El ensayo de carga puntual determina el Índice $I_s(50)$ en muestras de roca que requieren de poca preparación y que pueden tener formas regulares o irregulares. Este índice se utiliza en la clasificación geomecánica de macizos rocosos y para estimar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta

que servirá para el cálculo del factor “A” del método gráfico de estabilidad. Los ensayos se realizaron tanto en el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la PUCP (8 ensayos) como en el de Minsur S.A. (180 ensayos) en total se realizaron 188. los resultados de los ensayos se presentan en los Tabla 4.7 y 4.8.

Tabla 4.7: Resumen de ensayos de carga puntual según su litología.

Litología	Índice de Carga Puntual Ls(50)(Mpa)			Cantidad de ensayos
	Mínimo	Máximo	Promedio	
BXMSM	1.18	14.04	6.88	93
MZG	0.40	15.50	7.71	69
PZ	1.12	12.94	7.89	26
BXMSM: Brechas y stockwork, MZG: Monzogranito, PZ: Pizarra				

Tabla 4.8: Resumen de ensayos de carga puntual según su dominio estructural.

Dominio	Índice de carga puntual Ls(50)(Mpa)			Cantidad de Ensayos
	Mínimo	Máximo	Promedio	
CP	1.89	12.94	6.74	45
CT	0.40	15.50	8.52	91
VT	1.18	14.04	5.78	54

4.2.1.4 Resistencia a la compresión triaxial

Se realizó 15 ensayo que permite determinar la resistencia a la compresión de un testigo de roca intacta en estado no drenado, cuando es sometido a una presión de confinamiento y una carga axial. A partir del ensayo de compresión triaxial se determina el ángulo de fricción interno y cohesión de la roca intacta en el caso del Criterio de Falla de Mohr-Coulomb los parámetros μ . Los valores obtenidos se observan en la Tabla 4.9 y Anexo 4.

Tabla 4.9: Resumen de resultados de los ensayos de compresión triaxial.

Perforación	Tramo	Litología	Dominio	σ_{1max} (Mpa)	σ_{3min} (Mpa)
4075EP0900 9	24.50-25.80	BXMSW	VT	176.29	2.00
4075EP0900 9	24.50-25.80	BXMSW	VT	134.14	4.00
4120DU1305 4	22.25-22.45	BXMSW	VT	196.54	6.00
4100EP0907 2	1.90-2.05	BXMSW	VT	203.90	8.00
4100EP0907 8	10.00-10.15	BXMSW	VT	167.70	10.00
4075EP0900 7	9.80-10.10	MZG	CP	105.39	2.00
4075EP0900 7	9.80-10.10	MZG	CP	132.22	4.00
4075EP0900	18.40-18.54	MZG	CP	234.39	6.00

Perforación	Tramo	Litología	Dominio	$\sigma_{1max}(Mpa)$	$\sigma_{3min}(Mpa)$
8					
4075EP0900 7	9.80-10.10	MZG	CP	126.47	8.00
4125EP0413 2	4.63-4.79	FL	CP	193.54	10.00
3975EP0601 7	13.20-13.60	MZG	CT	94.42	2.00
3975EP0601 1	3.17-3.26	MZG	CT	192.69	4.00
3975EP0601 7	13.20-13.60	MZG	CT	134.88	6.00
4075EP0900 9	7.95-8.20	MZG	CT	202.00	8.00
3900EP0609 7	3.20-3.36	MZG	CT	173.41	10.00
BXMSM: Brechas y stockwork, MZG: Monzogranito, PZ: Pizarra, VT: Veta, CT: Caja techo, CP: Caja piso					

4.2.1.5 Resistencia a la tracción (Método brasilero)

La resistencia a la tracción fue determinada a través del método de tracción indirecta que consiste en la aplicación de una carga lineal de compresión en el eje del diámetro de un disco de roca. El valor de la resistencia a la tracción se utiliza para graficar los círculos de Mohr (envolvente de esfuerzos). Los resultados de los ensayos están indicados en la Tabla 4.10 y el informe de laboratorio de mecánica de rocas ver el Anexo 4.

Tabla 4.10: Resumen de resultados de ensayos de tracción directa.

Perforación	Tramo	Litología	Dominio	Resistencia a la tracción (MPa)
4075EP09007	22.70-22.82	MZG	CT	13.54
4100EP09072	27.10-27.25	BXMSW	VT	12.87
4125EP04132	5.05-5.20	FL	CP	8.46
4200DS12044	56.20-56.40	BXMSW	VT	10.65
BXMSM: Brechas y stockwork, MZG: Monzogranito, PL: Pilita, VT: Veta, CT: Caja techo, CP: Caja piso				

4.2.2 Roca intacta

Para estimar la resistencia a la compresión simple a partir del índice $I_s(50)$ se utilizó la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = K * I_{s(50)}$$

Dónde:

$I_s(50)$: Índice de carga puntual corregido para diámetro de 50 mm (MPa)

σ_c : Resistencia a la compresión simple estimada a partir del $I_s(50)$ (MPa)

K : Factor de conversión

De acuerdo con investigaciones recientes (Hawkins, 1998 y Thuro, 2001), el factor K, puede variar entre 10 y 50; por lo que, en general se recomienda efectuar ensayos de compresión simple y de carga puntual por cada grupo de muestras con las mismas características, con el fin de determinar el factor de conversión.

Tabla 4.11: Factores de conversión estimados para el proyecto.

Litología	Ubicación	Resistencia a la compresión simple σ_{ci} (MPa)	Indice de Carga puntual $I_s(50)$ (MPa)	Factor de conversión (K)
BXMSW	VT	134.14	10.6	13
BXMSW	VT	107.31	7.95	14
BXMSW	VT	118.81	5.96	20
MZG	CP	161.86	8.65	19
MZG	CP	142.7	7.65	19
MZG	CT	135.35	8.58	16
MZG	CT	149.47	13.25	11.3
MZG	CT	90.56	9.98	9.1

BXMSM: Brechas y stockwork, MZG: Monzogranito, VT: Veta, CT: Caja techo, CP: Caja piso

Del Tabla 4.11 se aprecia que el factor de conversión (k) para la Veta varía entre 13 a 20, la caja piso presenta un valor de 19 y la caja techo varía entre 9.1 a 16. Con el factor de conversión y los índices de carga puntual total obtenidos de los Ensayos es posible obtener un histograma de frecuencias (Figura 4.5 y figura 4.6) que muestre la tendencia de la Resistencia de compresión simple de la roca en cuestión.

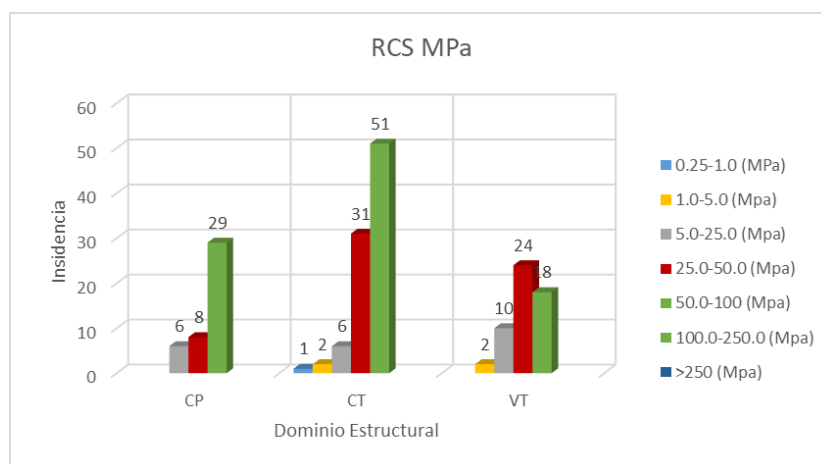


Figura 4.5: Análisis estadístico de incidencia de RCS (MPa) por dominio estructural.

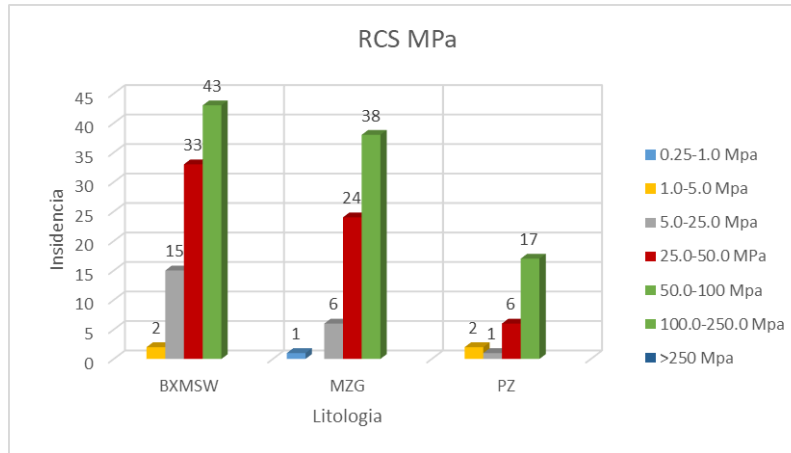


Figura 4.6: Análisis estadístico de incidencia de RCS (MPa) por el tipo de litología.

Tabla 4.12: Resistencia a la compresión simple a partir del índice Is (50).

Dominio	RCS (Mpa)		
	Mínimo	Máximo	Promedio
CP	36	246	128
CT	5	188	103
VT	19	220	91

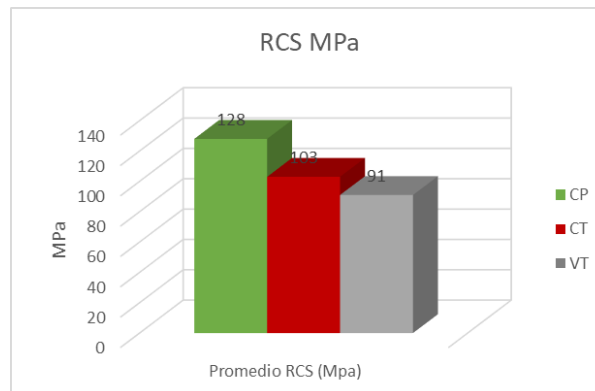


Figura 4.7: Valores promedio de la compresión simple de roca intacta para diferentes dominios.

En la zona de análisis se ha podido estimar el promedio de la resistencia a la compresión simple para los diferentes dominios: Para la caja piso se tiene un promedio de la resistencia a la compresión de 128 MPa, para la caja techo una resistencia representativa de 103 MPa y mientras que para la veta una Resistencia de 91 MPa, los datos mencionados permitirán efectuar el cálculo de factor de esfuerzo del método grafico de estabilidad.

4.2.3 Índice RQD

El índice de calidad de la roca RQD (Deere, 1964) provee un estimado cuantitativo de la calidad de la masa rocosa a partir de los testigos de perforación diamantina. El análisis estadístico del RQD fue realizado para la caja intermedia, caja piso, caja techo y veta por separado con la finalidad de apreciar el fracturamiento para cada dominio por separado. Del análisis se obtuvo que el RQD promedio, 66% para la Veta, 76% para la caja piso, 71% para la caja techo y la caja intermedia 85%; con lo cual se concluye que la roca tiene un fracturamiento regular a bueno.

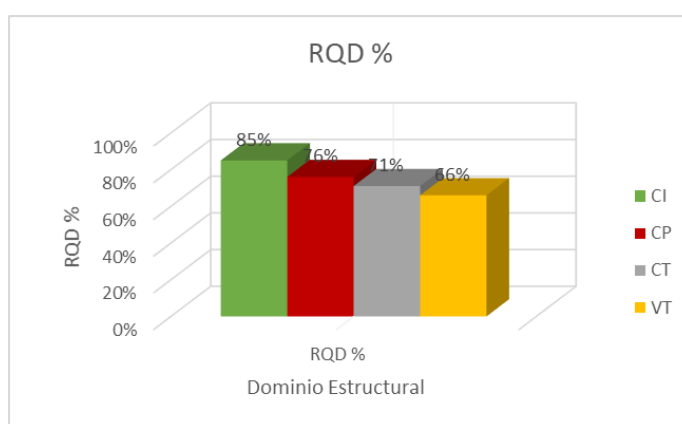


Figura 4.8: Análisis estadístico de los valores RQD por dominio.

4.2.4 Discontinuidades

Las discontinuidades se registraron durante el mapeo por estaciones geomecánicas en las labores subterráneas registrándose 234 diaclasas, se considera la orientación (buzamiento y dirección de buzamiento) para efectuar el análisis geoestructural ver el Anexo 03.

Tabla 4.13: Datos de sistema de discontinuidades tomados en las estaciones geomecánicas.

Nivel	Estación	Litología	Dominio	Sistema de diaclasas		
				Fam. 01	Fam. 02	Fam. 03
3787	EG-01	MZG	CT	64/230	78/340	20/60
3787	EG-02	MZG	CP	80/310	82/156	60/220
3787	EG-03	MZG	CP	82/235	60/285	22/60
3787	EG-04	MZG	CT	70/220	80/336	22/60
3787	EG-05	MZG	CP	67/234	80/340	20/65
3832	EG-01	MZG	CT	80/85	40/30	70/310
3832	EG-02	MIN	VT	80/65	80/160	-
3832	EG-03	MZG	CT	80/75	40/35	75/310

Nivel	Estación	Litología	Dominio	Sistema de diaclasas		
				Fam. 01	Fam. 02	Fam. 03
3832	EG-04	MZG	CP	85/75	40/210	80/300
3832	EG-05	MZG	CT	80/84	85/335	54/76
3832	EG-06	MZG	CP	80/50	25/215	65/340
3832	EG-07	MZG	CP	85/70	65/300	40/30
3832	EG-08	MZG	CP	78/45	35/220	70/85
3832	EG-09	MZG	CP	85/20	20/250	80/10
3832	EG-10	MZG	CT	82/45	30/220	75/150
3850	EG-01	MZG	CT	BD	35/20	85/170
3850	EG-02	MZG	CP	80/60	15/210	75/325
3850	EG-03	MZG	CT	80/60	10/205	-
3850	EG-04	MIN	VT	75/60	20/200	70/325
3850	EG-05	MZG	CP	70/60	25/180	-
3868	EG-01	MZG	CP	85/50	20/230	85/280
3868	EG-02	MIN	VT	80/50	80/160	-
3868	EG-03	MZG	CT	80/160	80/75	35/185
3868	EG-04	MZG	CP	85/284	80/339	82/205
3868	EG-05	MZG	CT	80/84	85/335	54/76
3868	EG-06	MZG	CP	80/50	25/215	65/340
3868	EG-07	MZG	CT	75/80	30/200	30/175
3868	EG-08	MZG	CP	78/45	35/220	70/85
3868	EG-09	MZG	CP	85/20	20/250	80/10
3868	EG-10	MZG	CP	82/45	30/220	75/150
3886	EG-01	MZG	CT	80/75	75/160	40/240
3886	EG-02	MIN	VT	75/70	85/330	60/75
3886	EG-03	MZG	CP	55/305	64/96	69/245
3886	EG-04	MZG	CT	80/55	85/355	45/250
3886	EG-05	MZG	CP	66/307	64/30	-
3886	EG-06	MZG	CP	85/40	70/310	30/230
3886	EG-07	MZG	CT	85/215	90/150	-
3886	EG-08	MZG	CT	80/60	85/355	45/240
3886	EG-09	MZG	CP	80/230	73/22	27/224
3886	EG-10	MZG	CT	75/60	85/340	45/290
3900	EG-01	MZG	CP	85/65	60/160	65/355
3900	EG-02	MIN	VT	80/140	40/255	80/60
3900	EG-03	MZG	CT	15/303	72/235	85/170
3900	EG-04	MZG	CP	80/240	75/330	35/105
3900	EG-05	MIN	VT	75/230	30/160	70/330
4100	EG-01	STW	CP	51/285	73/272	70/210
4100	EG-02	STW	CI	77/332	57/54	75/337
4100	EG-03	STW	CP	51/285	73/272	70/210
4100	EG-04	MZG	VT	80/123	56/65	75/355
4100	EG-05	MZG	CT	81/323	70/70	60/270
4100	EG-06	MZG	CT	54/185	80/60	55/270
4100	EG-07	STW	CP	70/270	82/325	42/85
4100	EG-08	STW	CI	70/260	64/340	62/138

Nivel	Estación	Litología	Dominio	Sistema de diaclasas		
				Fam. 01	Fam. 02	Fam. 03
4100	EG-09	STW	CI	88/260	77/133	65/295
4100	EG-10	STW	CI	72/150	68/100	70/290
4120	EG-01	STW	CT	70/190	73/280	40/40
4120	EG-02	STW	VT	71/100	82/20	80/290
4120	EG-03	STW	CI	85/293	53/20	76/120
4120	EG-04	MZG	CP	80/25	33/165	81/273
4120	EG-05	STW	CI	76/250	65/328	58/230
4120	EG-06	MZG	CP	73/165	77/282	63/71
4120	EG-07	MZG	CT	65/62	70/358	35/160
4120	EG-08	MZG	CT	34/232	71/190	48/355
4125	EG-01	STW	VT	65/200	48/355	80/280
4125	EG-02	STW	CT	82/150	50/280	65/75
4125	EG-03	STW	VT	62/185	70/340	40/70
4125	EG-04	MZG	CT	68/314	80/110	55/55
4125	EG-05	STW	VT	45/140	74/220	62/310
4125	EG-06	STW	VT	81/326	40/270	68/115
4200	EG-01	MZG	CP	68/35	80/115	56/235
4200	EG-02	MZG	CP	70/10	65/255	60/50
4200	EG-03	STW	CP	60/70	72/335	40/40
4200	EG-04	MZG	CP	63/45	59/228	48/269
4200	EG-05	MZG	CP	80/63	60/78	65/335
4200	EG-06	MZG	CP	20/270	55/230	58/43
4200	EG-07	MZG	CP	77/20	77/355	62/250
4200	EG-08	MZG	CP	72/150	68/100	70/290
4200	EG-09	MZG	CP	60/320	85/90	80/270
4200	EG-10	MZG	CP	66/30	85/270	15/110
4200	EG-11	MZG	CP	70/34	03/271	16/100

STW: stockwork, MZG: Monzogranito, MIN: Mineral, VT: Veta, CT: Caja techo, CP: Caja piso

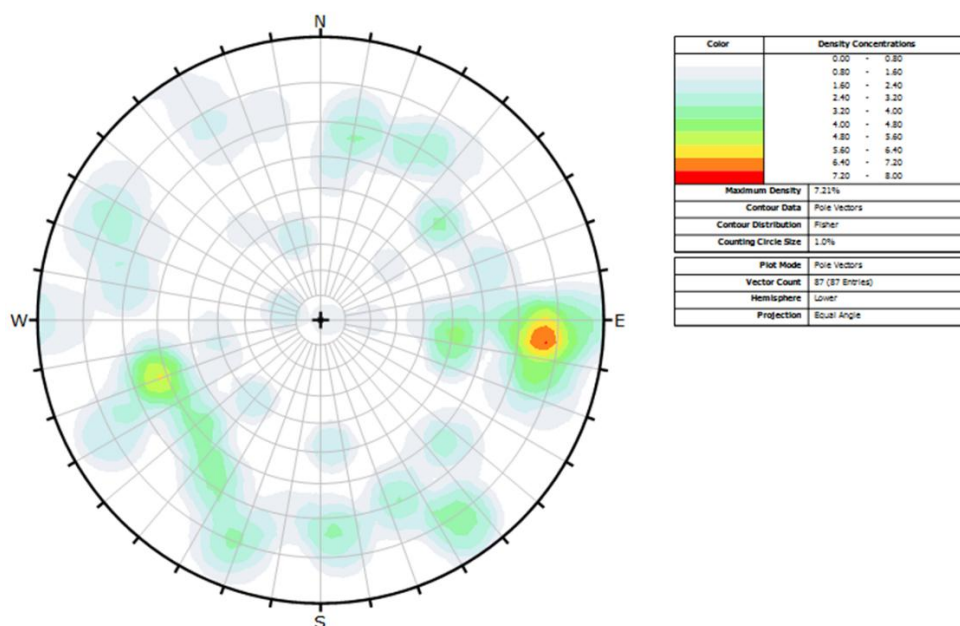


Figura 4.9: Estereograma de concentración de polos de discontinuidades medidas en el sector de diseño del nivel 4100 al 4295.

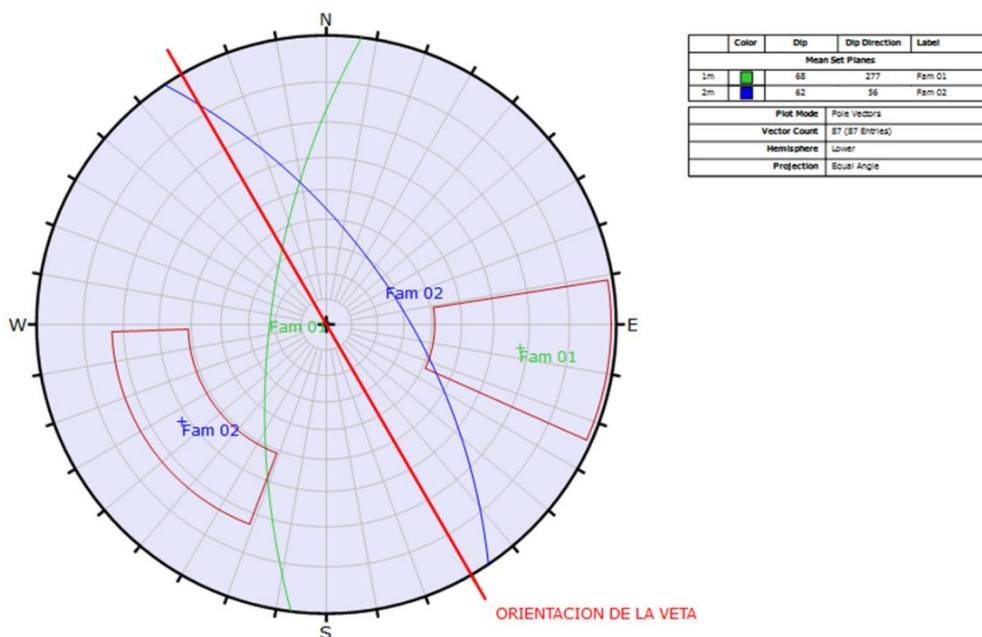


Figura 4.10: Proyección estereográfica de los principales sistemas de discontinuidades que se presentan en el sector de diseño del nivel 4100 al 4295.

Para agrupar las discontinuidades en familias se utilizó el programa DIPS de Rocscience (versión 6.0), cuyos resultados muestran 2 familias bien definidas tanto en caja techo, caja piso y mineral, la familia principal es $68^{\circ}/277^{\circ}$, la segunda familia $62^{\circ}/56^{\circ}$, siendo estas dos familias predominantes en el sector de diseño Nv.4295 - Nv.4100.

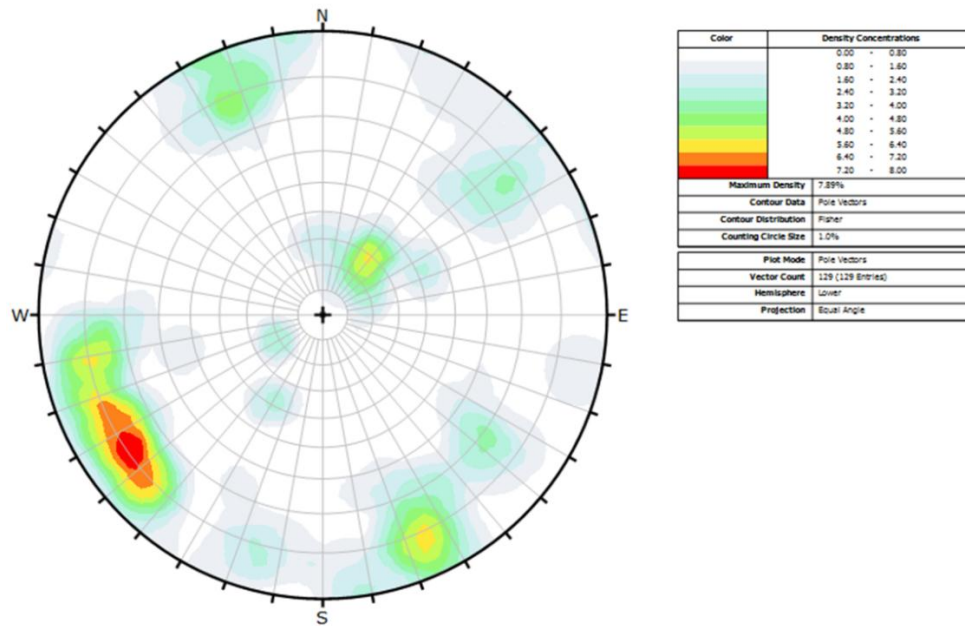


Figura 4.11: Estereograma de concentración de polos de discontinuidades medidas en el sector de diseño del nivel 4100 al 3850.

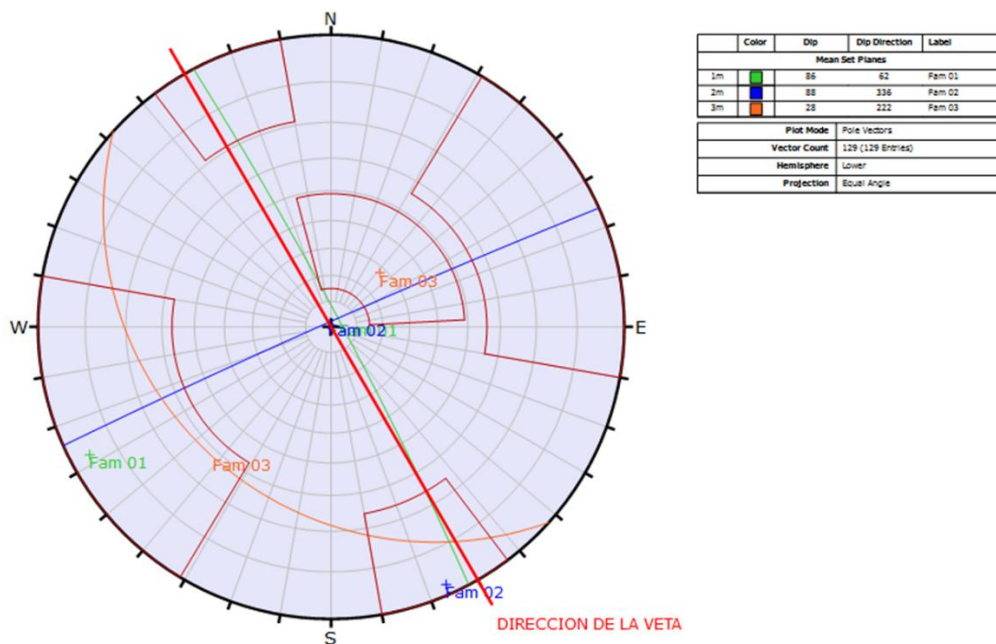


Figura 4.12: Proyección estereográfica de los principales sistemas de discontinuidades que se presentan en el sector de diseño nivel 4100 al 3850.

En el caso del sector de diseño Nv.4100 - Nv.3850 se identificaron 3 familias bien definidas tanto en caja techo, caja piso y mineral, la familia principal es $86^{\circ}/62^{\circ}$, la segunda familia $88^{\circ}/336^{\circ}$, la tercera familia $28^{\circ}/222^{\circ}$.

Se analizó a escala global las características físicas de los sistemas predominantes siendo estos lo siguiente:

Tabla 4.14: Características físicas de los sistemas de familias predominantes.

Familia	Bz	DBz	Persistencia	Tipo de ondulación	Tipo de rugosidad	Abertura	Relleno	Espaciado promedio
F1	73	145	>10 m	Planar	Ligeramente Rugoso	<1mm	Vn QZ, OX, LM	23 cm
F2	60	213	<10 m	Planar	Ligeramente Rugoso	<1mm	AC, OZ, LM	24 cm
F3	58	191	<5 m	Planar	Moderadamente Rugoso	<1mm	Vn QZ, OX, LM	25 cm

4.2.5 Parámetros de resistencia de roca intacta

Se procedió a calcular los parámetros de resistencia de la roca intacta con los ensayos triaxiales y ensayos de tracción directa, los resultados se procesaron con el Rocdata versión 3.0, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.15: Parámetros de la roca intacta.

Litología-Dominio	ϕ (°)	c (Mpa)	mi
Brecha-Veta	27	49	3.54
Monzogranito-Caja Piso	52	18	26.58
Monzogranito-Caja Techo	52	19	24.52

4.2.6 Clasificación geomecánica

Para la clasificación geomecánica se utilizó los sistemas de Clasificación RMR de (Bieniawski, 1976), Q de (Barton, 1974) y como complemento el Índice de Resistencia Geológica GSI.

4.2.6.1 Sistema de clasificación RMR 76

Este sistema fue desarrollado por Bieniawski (1976). El sistema considera seis parámetros de clasificación (Ver tabla 4.16), la suma de estos parámetros da el índice RMR, en la investigación ejecutada no se consideró la valoración por ajuste de orientación ya que este es considerado en el cálculo del número de Estabilidad (N').

Los parámetros que intervienen en la clasificación del macizo rocoso fueron obtenidos de los ensayos de laboratorio de mecánica de rocas, mapeos detallados en los afloramientos e inspección de los testigos de perforación.

Tabla 4.16: Parámetros de clasificación del sistema RMR 1976.

Parámetros de Clasificación	Rango de valores
Resistencia Uniaxial de la roca intacta	0 – 15
Rock Quality Designation (RQD)	3 – 20
Espaciamiento de discontinuidades	5 – 30
Condición de las discontinuidades	0 – 25
Condiciones hidrogeológicas, agua subterránea	0 – 10
(*) Ajuste por orientación de discontinuidades	(-12) – 0

La clasificación del macizo rocoso según el índice RMR se indica en la tabla 4.17

Tabla 4.17: Clases de macizo rocoso y sus índices RMR.

Índice RMR	Clase	Calidad del macizo rocoso
81 - 100	I	Roca muy buena
61 - 80	II	Roca buena
41 - 60	III	Roca regular
21 - 40	IV	Roca mala
< 20	V	Roca muy mala

Con los datos del RMR obtenidos de las estaciones geomecánicas y de los taladros logueados, se elaboró los planos de isovalores de RMR para la caja techo, Veta y Caja piso, el cual permitió visualizar la variación de RMR a lo largo de la veta San Rafael norte. Los planos 7, 8 y 9 presentan vistas longitudinales del valor de RMR proyectado en un plano vertical.

Se determina dos sectores diferenciados por la variación de buzamiento de la veta San Rafael, con la finalidad de realizar el dimensionamiento de tajeos para el control de la dilución, se consideró 2 sectores que se muestra a continuación: Sector I, entre los niveles 4100–4295, Sector II entre los niveles 4100–3850.

Tabla 4.18: Resumen de calidad del macizo rocoso en base a logueo geomecánico.

Sectores de Diseño	Dominios Estructurales	σ_{ci} (MPa)	RQD (%)	RMR 76	Q'	GSI
Nv.4100 – Nv.4295	CP	150	78	55	3.4	50
	VETA	128	64	51	2.2	46
	CT	97	65	49	1.7	44
Nv.3850 – Nv.4100	CP	96	66	50	1.9	45
	VETA	94	65	50	1.9	45
	CT	114	76	56	3.8	51

Tabla 4.19: Resumen de calidad del macizo rocoso en base a estaciones geomecánicas.

Sectores de Diseño	Dominios Estructurales	σ_{ci} (MPa)	RQD (%)	RMR 76	Q'	GSI
Nv.4100 – Nv.4295	CP	106	73	60	5.9	55
	VETA	106	57	52	2.4	47
	CT	115	72	64	9.2	59
Nv.3850 – Nv.4100	CP	85	71	62	7.4	57
	VETA	71	63	58	4.7	53
	CT	81	75	64	9.2	59

4.2.7 Sectores de diseño

Con el fin de tener dominios estructurales o zonas geotécnicas con características o propiedades más o menos uniforme, el macizo rocoso fue zonificado teniendo en consideración los siguientes aspectos:

Estructuras, geología, grado de fracturamiento (RQD), Índice RMR, propiedades de resistencia de la roca intacta, discontinuidades. Se considera tres dominios estructurales principales caja piso, caja techo y veta. En la siguiente tabla se presenta un resumen de los índices de calidad representativos de cada dominio estructural.

Tabla 4.20: Resultados de los índices y calidad del macizo rocoso

Sectores de Diseño	Dominios Estructurales	σ_{ci} (MPa)	RQD (%)	RMR 76	Q'	GSI
Nv.4100 – Nv.4295	CP	147	78	55	3.4	50
	VETA	116	63	51	2.2	46
	CT	99	65	50	1.9	45
Nv.3850 – Nv.4100	CP	89	68	53	2.7	48
	VETA	72	65	50	1.9	45
	CT	106	76	58	4.7	53

4.2.8 Resistencia del macizo rocoso

Las propiedades de resistencia del macizo rocoso difieren de la roca intacta, debido a que el primero presenta discontinuidades como diaclasas, fisuras, fallas, etc., siendo prácticamente imposible ejecutar ensayos de corte o de compresión triaxial en el mismo, a una escala apropiada. Por esta razón, se han definido criterios de fallamiento del macizo rocoso a partir de los índices de clasificación, siendo uno de ellos el criterio propuesto por Hoek & Brown (1988).

Este criterio toma en consideración la resistencia de la roca intacta y las constantes m_b , s y a , las que se estiman en función de la estructura y la condición de las discontinuidades del macizo rocoso, estando representado por el índice de resistencia geológica GSI. La forma generalizada del criterio de fallamiento de Hoek – Brown es:

D es un factor de daño que depende del grado de alteración al cual el macizo rocoso está sujeto al daño por efecto de la voladura y relajación de presiones. Este factor varía de 0 para macizos rocosos in-situ no alterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. Para el caso del uso de voladura se consideró $D=0.5$.

Dado que muchos de los programas geotécnicos utilizan los parámetros del criterio de falla de Mohr- Coulomb; se han calculado los valores de la cohesión y ángulo de fricción del macizo rocoso siguiendo la metodología propuesta por Hoek (Hoek et. al, 2002), la misma que relaciona los valores del esfuerzo normal y de corte con los esfuerzos principales. Estos parámetros fueron determinados con el programa Rocdata de Rocscience.

Tabla 4.21: Parámetros de resistencia del macizo rocoso.

Sector de Diseño	Dominio Estructural	m_i	Densidad (KN/m ³)	σ_{ci} (Mpa)	GSI	Macizo rocoso				
						Propiedades				
						Hoek-Brown			Elásticas	
						m_b	s	a	E_m (MPa)	ν
Nv.4100-4295	CP	26.58	0.0278	147	50	2.458	0.0013	0.506	10800	0.29
	VETA	3.54	0.0272	116	46	0.271	0.0007	0.508	6440	0.27
	CT	24.52	0.0278	99	45	1.787	0.0007	0.508	10365	0.23
Nv.4100-3850	CP	26.58	0.0278	89	48	2.234	0.0010	0.507	10800	0.29
	VETA	3.54	0.0272	72	45	0.258	0.0007	0.508	6440	0.27
	CT	24.52	0.0278	106	53	2.616	0.0019	0.505	10365	0.23

4.2.9 Condiciones de esfuerzos in-situ

En cuanto a los esfuerzos in situ, se conocen las magnitudes y orientaciones obtenidas a partir de ensayos de overcoring realizado por Golder Associates en Enero del 2010. Las condiciones en que se realizaron cada uno de los ensayos versus las sugerencias de la ISRM, el estado geoestructural de la mina y al no existir otros ensayos en la mina que pueda marcar una tendencia, hace deducir

que los valores de esfuerzo estimados sean aproximados, en el Tabla 4.23 se muestra los resultados de medición de esfuerzos in situ.

Tabla 4.22: Ubicación de taladros y orientaciones.

Perforación	Norte	Este	Elevación	Buzamiento	Azmut
DH-09-1	8,428,830.15	357,272.98	3,850.21	-25° 15' 25	150° 35' 13
DH-09-2	8,428,830.19	357,272.96	3,851.04	10° 46' 44	152° 18' 57
DH-09-3	8,428,829.80	357,272.39	3,850.98	9° 19' 43	169° 14' 29

Los resultados obtenidos en las mediciones de esfuerzos in-situ indican que las relaciones de esfuerzo horizontal vs el esfuerzo vertical están en el orden de $k=5.5$, el mismo que resulta bastante elevado a las tendencias de esfuerzos de otras minas del Perú y Sudamérica. Los resultados no concuerdan con las condiciones reales de la explotación de la veta San Rafael, por lo que se vio por conveniente reducir el coeficiente K a un valor de 2 con la finalidad de obtener un resultado concordante a la realidad.

Tabla 4.23: Resultados de mediciones de esfuerzos In-situ.

Esfuerzos	(MPa)	Orientación	Buzamiento
σ_1	65.68	349	4
σ_2	26.72	79	-12
σ_3	11.92	276	-78

4.3 RETRO-ANÁLISIS DE TAJEOS EXCAVADOS

Se realizó retro-análisis (back análisis) de los tajeos Tj3850-05S, Tj3900-49, Tj3900 45N y Tj3900-45S, con la finalidad de comparar los resultados de la sobrerotura estimada ELOS y la sobre-rotura medida con el scanner Optech, para así validar los datos de entrada del diseño.

Con las secciones recopiladas de la zona de estudio, se procedió a estimar la sobre-rotura promedio en la caja piso de los tajeos, usando las secciones transversales de recursos y la topografía delimitada por el scanner Optech, (ver Anexo 7) obteniéndose los resultados mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 4.24: Distancia de sobrerotura promedio medida entre límite de recurso y topografía Optech.

Caso	Tajeo	Distancia de Sobre-Rotura Promedio Medida Caja Piso (m)
------	-------	---

1	Tj3850-05S	3.35
2	Tj3900-49	0.61
3	Tj3900-45N	1.95
4	Tj3900-45S	2.61

4.3.1 Estimación de Valor N'

Para la estimación del Número de Estabilidad Modificado, se tomó en consideración los taladros relagueados geotécnicamente y datos recopilados en las estaciones geomecánicas (ver Anexo 1 y Anexo 2).

El valor de RMR estimado para la caja techo fue de 53, ($Q'=2.7$), siendo el Número de estabilidad modificado:

$$N' = Q' \times A \times B \times C$$

Se procedió a estimar el Número de estabilidad modificado N' para cada tajeo, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 4.25: Estimado del número de estabilidad modificado (N').

Caso	Tajeo	Q'	A	B	Buzamiento	C	N'
1	Tj3850-05S	2.7	1	0.3	84	7.4	5.99
2	Tj3900-49	2.7	1	0.3	68	5.8	4.69
3	Tj3900-45N	2.7	1	0.3	72	6.1	4.94
4	Tj3900-45S	2.7	1	0.3	72	6.1	4.94

Con los valores de números de estabilidad y sus correspondientes radios hidráulicos, estos se llevaron a la gráfica del ELOS, para estimar la sobre-rotura (ver Figura 4.14).

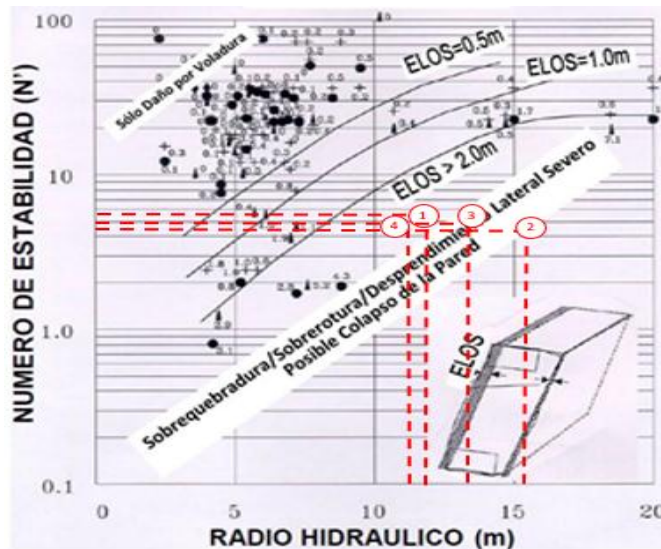


Figura 4.14: Estimación de ELOS.

De esta forma se estimó los valores de ELOS para cada tajeo analizado, como se muestra en el siguiente resumen de resultados:

Tabla 4.26: Resumen de resultados de ELOS estimados.

Caso	Tajeo	Radio Hidráulico (RH)	N'	ELOS
1	Tj3850-05S	12.62	5.99	>2
2	Tj3900-49	15.65	4.70	>2
3	Tj3900-45N	13.98	4.94	>2
4	Tj3900-45S	12.48	4.94	>2

4.3.2 Evaluación de resultados

De acuerdo a los resultados mostrados en la tabla 4.27 se puede observar que en la mayoría de los casos la sobre-rotura medida con el Scanner Optech es similar a la sobre-rotura estimada con la gráfica ELOS, considerando que las dimensiones de los tajeos tenían una altura de 48 a 51 m y una longitud promedio de 50 a 90 m). Vale la pena recalcar que la gráfica ELOS solo estima la sobre-rotura que se puede producir de acuerdo a la calidad de roca y al tamaño del tajeo, no toma en cuenta la sobre-rotura por daños de la voladura o la sobre-rotura debido al posible descaje que los subniveles pueden generar al sobrepasar la caja techo.

Esto hace concluir que la metodología propuesta por Rimas Pakalnis, puede ser aplicable para el dimensionamiento de excavaciones de la mina San Rafael, considerando como criterio base la disminución de la dilución.

Tabla 4.27: Comparación entre sobre-rotura estimada medida y sobre-rotura estimado ELOS.

Caso	Tajeo	Sobre-rotura Promedio medida Caja Techo (m)	Sobre rotura estimada ELOS
1	Tj3850-05S	3.35	>2
2	Tj3900-49	0.61	>2
3	Tj3900-45N	1.95	>2
4	Tj3900-45S	2.61	>2

4.4 MODELAMIENTO DE ESFUERZOS INDUCIDOS EN LA ZONA DE ESTUDIO

Para conocer y tener un mejor entendimiento de los esfuerzos inducidos alrededor de la explotación de la veta San Rafael, se ha realizado un modelamiento de esfuerzos inducidos en tres dimensiones (3D) con el apoyo del programa Map3D (Mine Modelling Pty Ltd), que realiza análisis numérico de esfuerzo-deformación por el método de elementos de borde (BEM). Dicho programa asume que el macizo rocoso puede ser tratado como un medio isotrópico, linealmente elástico. Los esfuerzos calculados en forma elástica pueden ser contrastados contra el criterio de falla de Hoek-Brown, a fin de determinar si hay zonas con potencial de fallamiento.

4.4.1 Consideraciones del modelo

Para realizar una evaluación de esfuerzos en 3D, se consideró los siguientes parámetros del modelo.

4.4.1.1 Propiedades del macizo rocoso

Las propiedades del macizo rocoso, considerados son los que se muestran en la Tabla 4.28, donde se estimó la resistencia a la compresión simple, los coeficientes de criterio de rotura de Hoek-Brown y la densidad de la roca, tanto para las cajas como para el mineral.

Tabla 4.28: Parámetros de resistencia del macizo rocoso.

Sector de Diseño	Dominio Estructural	mi	Densidad (KN/m3)	σ_{ci} (Mpa)	GSI	Macizo rocoso				
						Propiedades				
						Hoek-Brown			Elásticas	
						mb	s	a	Em (MPa)	v
Nv.4100-4295	CP	26.58	0.0278	147	50	2.458	0.0013	0.506	10800	0.29

	VETA	3.54	0.0272	116	46	0.271	0.0007	0.508	6440	0.27
	CT	24.52	0.0278	99	45	1.787	0.0007	0.508	10365	0.23
Nv.4100-3850	CP	26.58	0.0278	89	48	2.234	0.0010	0.507	10800	0.29
	VETA	3.54	0.0272	72	45	0.258	0.0007	0.508	6440	0.27
	CT	24.52	0.0278	106	53	2.616	0.0019	0.505	10365	0.23

4.4.1.2 Modelo 3D y ubicación de secciones de análisis

Con la finalidad de tener una topografía representativa del estado actual de la veta San Rafael, se realizó una recopilación de toda la información disponible de los tajeos rellenos con pasta, tajeos vacíos, reservas del sector Norte de la veta San Rafael y la topografía de superficie para establecer el encampane. La misma que es mostrada en el Anexo 5.

Para mostrar mejor los resultados de esfuerzos, tanto en la condición actual como tras la explotación de las reservas de la zona Norte, se estableció 5 secciones la sección 1, 2, 3 y 4 tienen una orientación de N140E a lo largo de la veta San Rafael y la sección 5 tienen una orientación de N130E.

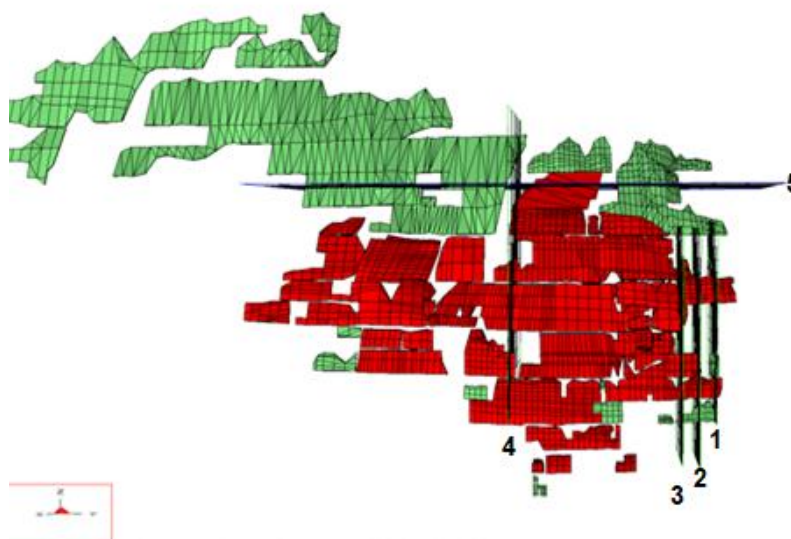


Figura 4.13: Secciones de análisis del modelo 3D.

4.4.1.3 Esfuerzos in-situ

En vista que los resultados de la medición de esfuerzos dieron como resultado una correlación de esfuerzo horizontal/vertical en el orden de $k=5.5$, se realizó un modelamiento para entender el efecto que podría generar éste coeficiente, obteniéndose que los valores de compresión o confinamiento ($\sigma_1 - \sigma_3$) estarían

muy por encima de la resistencia del macizo rocoso (ver Figura 4.15) y generaría un colapso total de toda la mina. En este contexto, los resultados no concuerdan con las condiciones reales de la explotación de la veta San Rafael, por lo que se vio por conveniente reducir el coeficiente K a un valor de 2 que permitió obtener un resultado más realista conforme se observó en el terreno.

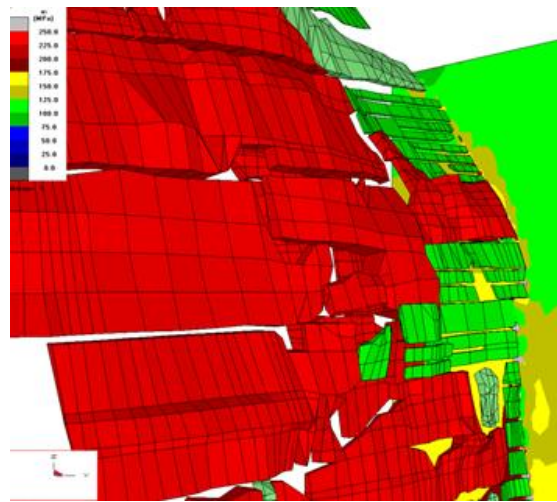


Figura 4.14: Estimación de esfuerzos sigma 1 para un K=5.5.

El nuevo valor k considerado para el modelo de esfuerzos es concordante con los valores estimados en diferentes minas peruanas, chilenas y estadounidenses.

4.4.2 Análisis de resultados del modelamiento

Los resultados de esfuerzos en las diferentes secciones de análisis, son mostrados en las siguientes figuras y detallados en el Anexo 6.

En la sección de análisis 1, se puede apreciar que la variación de esfuerzos vírgenes σ_1 está alrededor de 40 MPa por encima del Nv. 4400 y hasta 70 MPa en el sector del Nv. 3800.

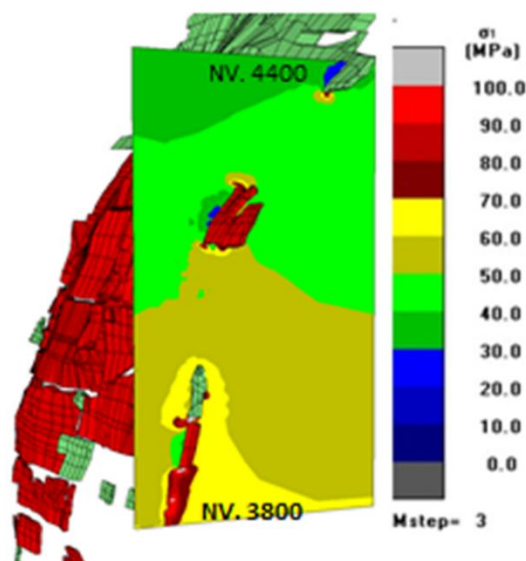


Figura 4.15: Esfuerzos sigma 1 en la sección 1.

En la sección de análisis 2, se puede apreciar el incremento de los esfuerzos en los Nv. 4000 al 4200.

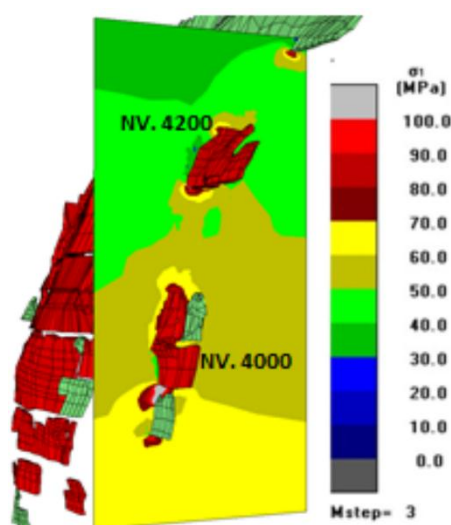


Figura 4.16: Esfuerzos sigma 1 en la sección 2.

En la sección de análisis 3, se puede identificar una zona de concentración de esfuerzos entre los Nv. 4000 al 4200 en el orden de 100 MPa, el mismo que es coincidente con la concentración de los mayores valores de estallido de rocas. Asimismo, en la zona del Nv. 4200 al 4300, existe un incremento de esfuerzos inducidos en el orden de 70 MPa.

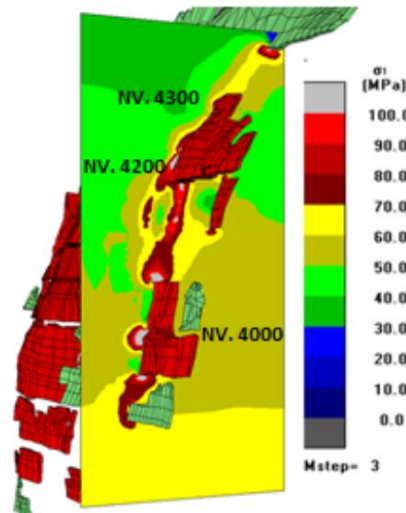


Figura 4.17: Esfuerzos sigma 1 en la sección 3.

En la sección de análisis 4, se pudo identificar en la zona de los pilares regionales existentes, se estimó niveles de esfuerzos con valores de 70 MPa en el Nv. 4300 y 100 MPa en los Nv. 4100.

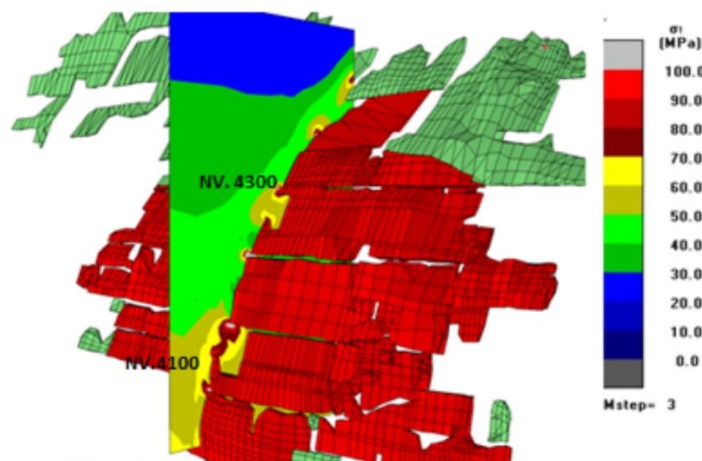


Figura 4.18: Esfuerzos sigma 1 en la sección 4.

En la sección anterior se puede identificar que existe una alta concentración de esfuerzos con valores de 90 a 100 MPa, el mismo que es similar a la resistencia de la roca intacta. Esto fue corroborado por los reportes, que genera problemas frecuentes de inestabilidad de dicho sector. En este contexto, se recomienda establecer una estrategia de minado que permita mantener la estabilidad durante la explotación.

En la sección de análisis 5, corresponde a un corte en planta en el Nv. 4450, donde se puede apreciar que los esfuerzos inducidos alrededor de la gran cavidad existente son alrededor de 60 MPa.

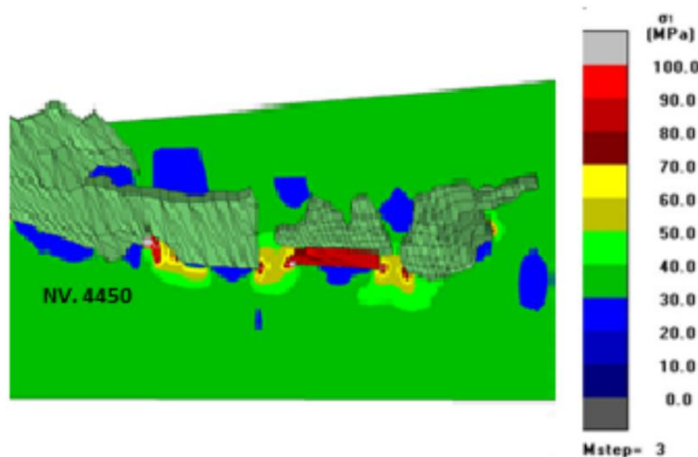


Figura 4.19: Esfuerzos sigma 1 en la sección 5.

4.4.3 Análisis de resultados de modelamiento numérico considerando la explotación del Sector norte de la veta San Rafael

Para simular un secuenciamiento que pueda permitir una explotación más segura, minimizando el riesgo de estallido de roca y bajo las condiciones de esfuerzo consideradas, se estimó por conveniente que éste debe estar en sentido de abajo hacia arriba y de Sur hacia el Norte, así como se puede ver en las siguientes figuras y en el Anexo 6.

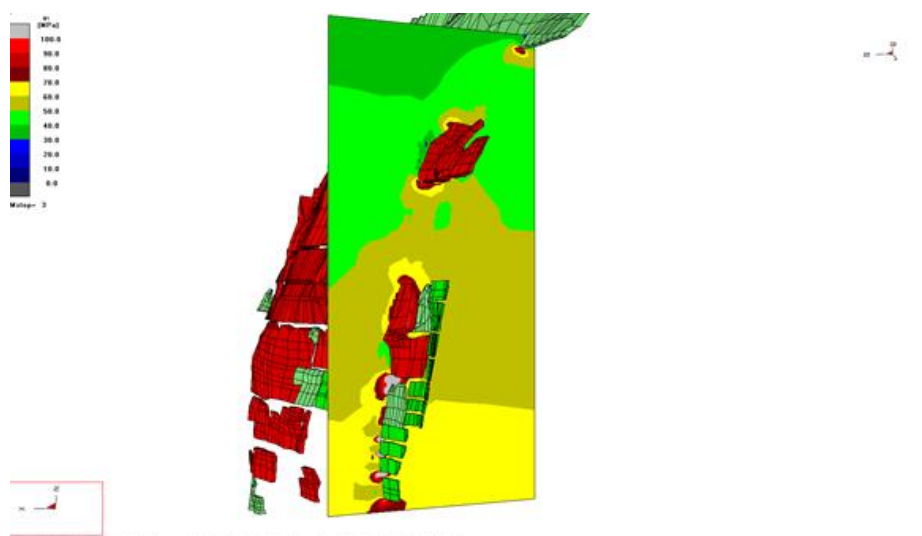


Figura 4.20: Esfuerzos sigma 1 de la primera etapa de minado.

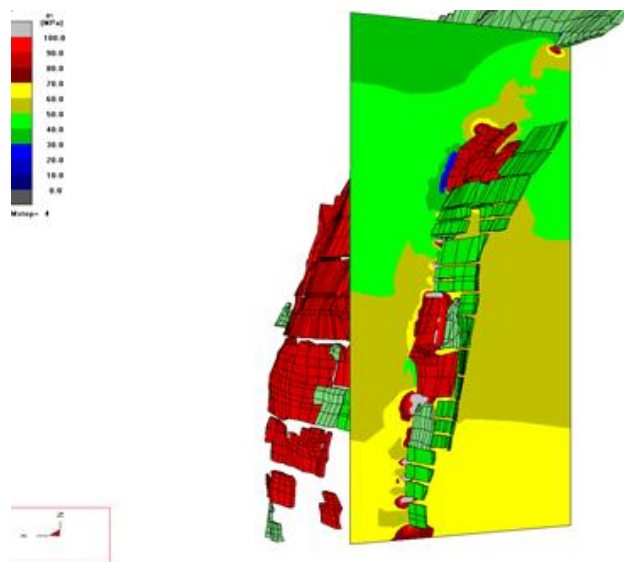


Figura 4.21: Esfuerzos sigma 1 de la segunda etapa de minado.

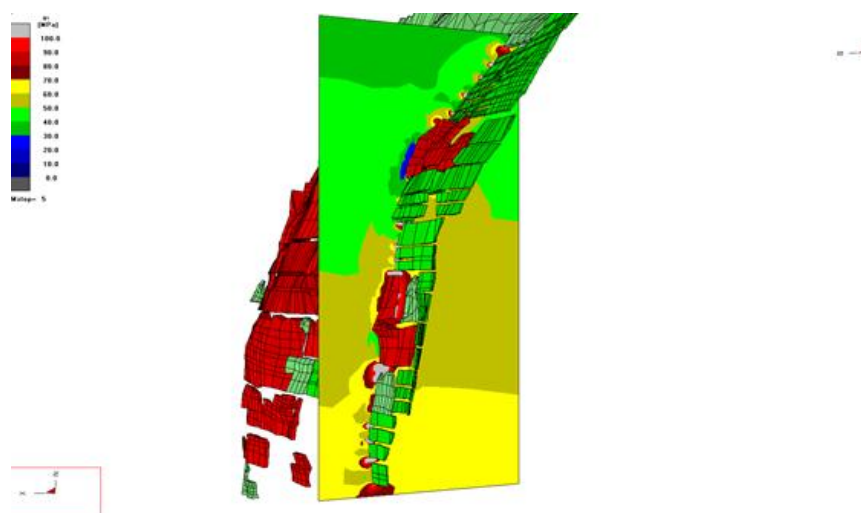


Figura 4.22: Esfuerzos sigma 1 de la tercera etapa de minado.

4.5 DISEÑO DE ABERTURAS MÁXIMAS Y CONTROL DE DILUCIÓN

La metodología de diseño de las aberturas de explotación y otros se realizaron de acuerdo al criterio de evaluación global descrito en el gráfico de la figura 4.24, el mismo que fue desarrollado por Rimas Pakalnis (2008). Este criterio incorpora todas las variables que inciden en la estabilidad de las excavaciones mineras donde se considera los esfuerzos preexistentes e inducidos, la presencia de potenciales cuñas debido a la intersección de estructuras geológicas y la calidad del macizo rocoso.

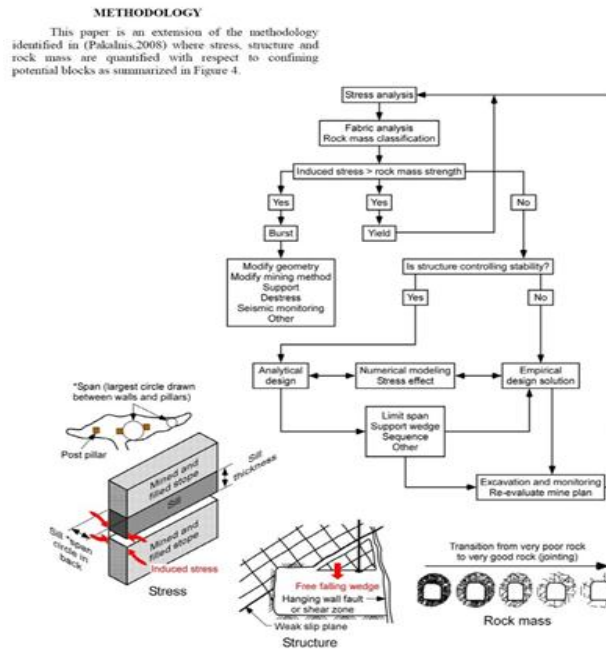


Figura 4.23: Metodología de excavaciones subterráneas (Pakalnis, 2008).

Los parámetros geométricos de la veta (buzamiento, ancho y potencia), así como el comportamiento estructural de las cajas y de la veta complementados con los trabajos de campo y resultados de laboratorio, permiten obtener parámetros representativos para fines de diseño de la zona norte de la veta San Rafael.

4.5.1 Análisis de los parámetros geométricos para el diseño

Para determinar la variabilidad de los parámetros geométricos del cuerpo mineralizado se realizaron medidas del buzamiento, del ancho y de la potencia de la veta en el sólido de reservas de Minsur. La variabilidad de la información fue analizada estadísticamente como se indica a continuación.

4.5.1.1 Buzamiento de la veta San Rafael

Con la estadística de buzamientos se generó un plano de isovalores para evaluar la variabilidad del buzamiento en la zona de estudio, el análisis estadístico muestra buzamientos en el rango de 40° a 90°, observándose un comportamiento diferenciado, en la parte superior de la zona de estudio (Nv.4100 – Nv.4295) predominan buzamientos bajos y en la parte inferior

(Nv.3850 – Nv.4100) predominan los buzamientos altos, tomándose como valor de diseño 50° del Nv.4100 al Nv.4295 y el valor de diseño de 70° y 90° del Nv.3850 al 4100.

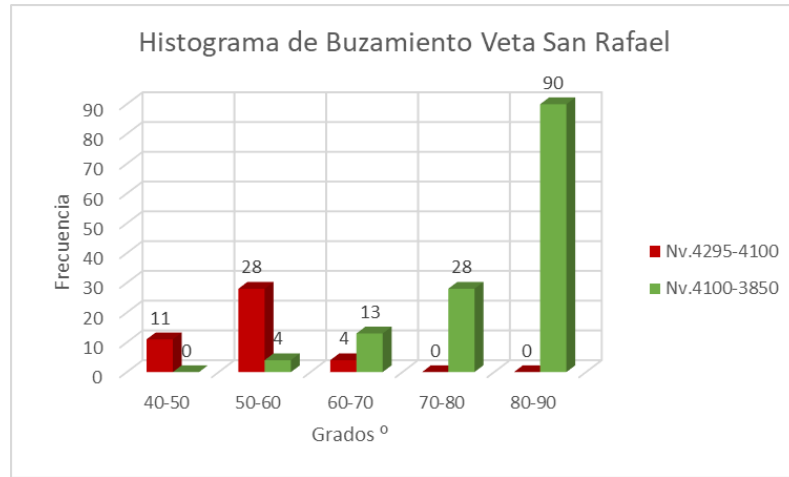


Figura 4.24: Histograma del buzamiento de la veta San Rafael.

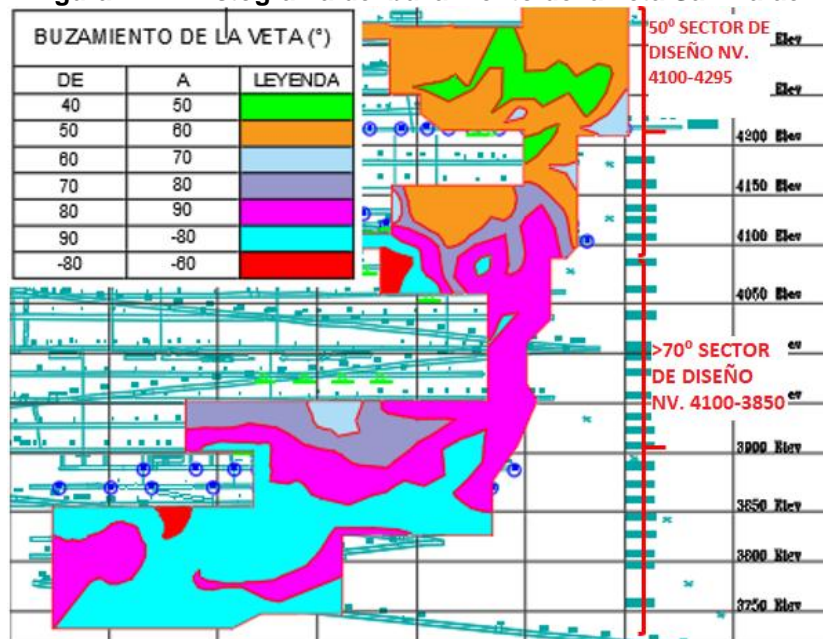


Figura 4.25: Isovalores del buzamiento de la veta San Rafael.

4.5.1.2 Ancho de minado

Los resultados estadísticos muestran tendencias similares en forma general, para la parte alta Nv.4100- Nv.4295 se tiene que un 40% de los datos es menor a 2 metros y un 86 % es menor a 4 metros, Mientras que para la parte baja Nv. 3850-Nv.4100, un 46% de los datos tienen anchos menores a 2 m y un 87% de los datos tienen anchos menores a 4 m. Estos datos permitieron generar un plano de isovalores para la zona de estudio.

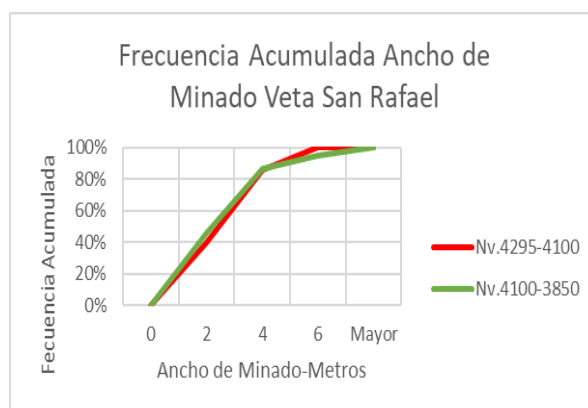


Figura 4.26: Frecuencia acumulada del ancho de minado de la veta San Rafael.

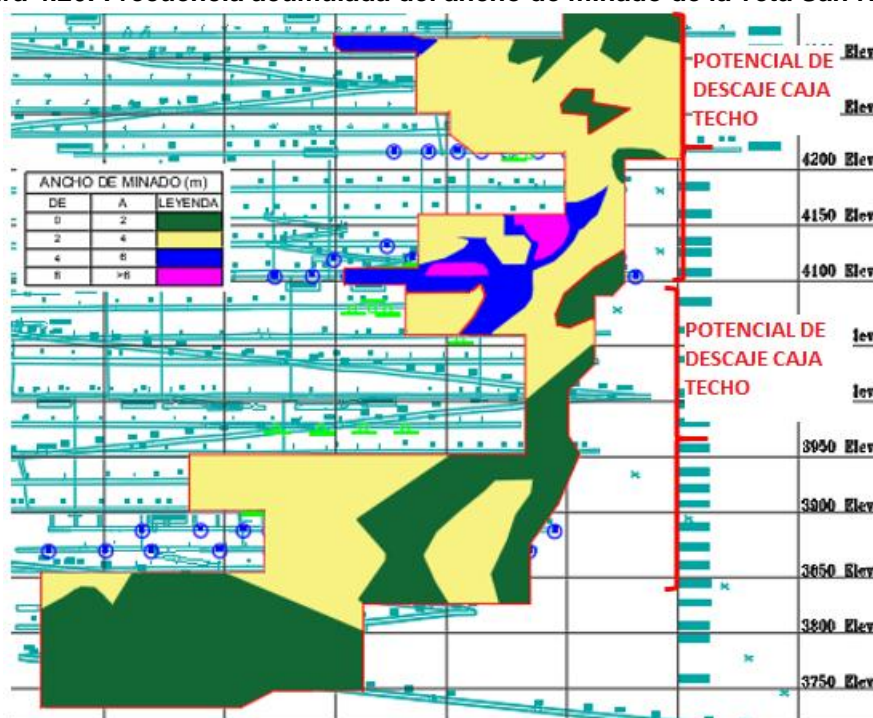


Figura 4.27: Isovalores del ancho de minado.

4.5.1.3 Comportamiento estructural

Sector de Diseño Nv.4100-Nv.4295

Se determinó que las familias de discontinuidades predominantes tanto en la caja techo y piso, como en el mineral, son $68^{\circ}/277^{\circ}$ y $62^{\circ}/56^{\circ}$, la familia con orientación $62^{\circ}/56^{\circ}$ (Buz/DBuz) será considerado en el diseño ya que esta familia es prácticamente paralela a la veta San Rafael tal como se aprecia en la figura 4.29.

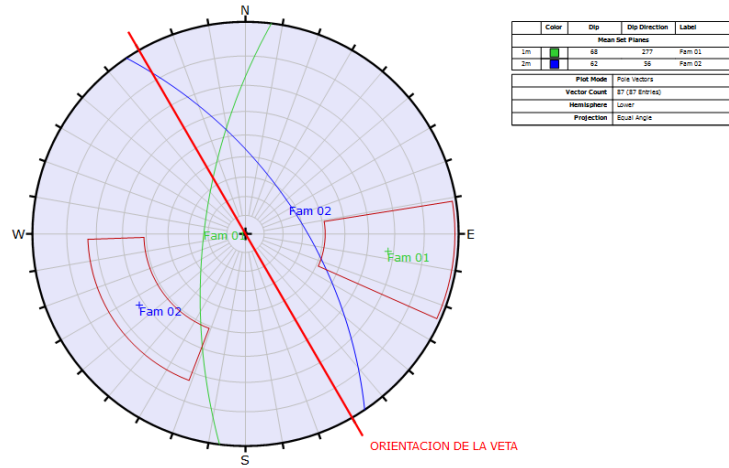


Figura 4.28: Principales familias de discontinuidades del sector de diseño nivel 4100 al 4295.

Sector de diseño Nv.4100-Nv.3850

En el caso del sector de diseño Nv.4100-Nv.3850 se identificaron 3 familias bien definidas tanto en caja techo, caja piso y mineral, la familia principal es $86^{\circ}/62^{\circ}$, la segunda familia $88^{\circ}/336^{\circ}$ y la tercera familia $28^{\circ}/222^{\circ}$, el sistema a considerar en el diseño será $86^{\circ}/62^{\circ}$ ya que esta familia es paralela a la veta.

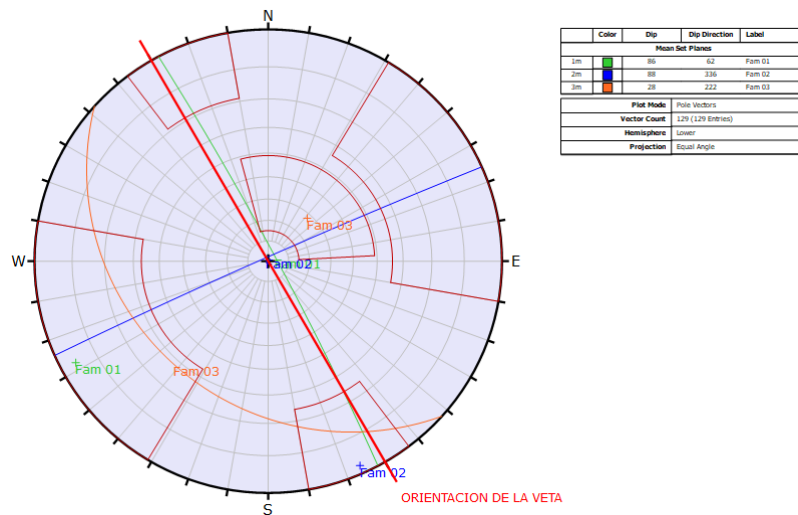


Figura 4.29: Principales familias de discontinuidades del sector de diseño nivel 4100 al 3850.

4.5.2 Evaluación geotécnica

La evaluación de la Información geotécnica levantada mediante las investigaciones geotécnicas permitió elaborar una estadística para los dos sectores de diseño además de planos de Isovalores de RMR76, para apreciar la

variabilidad de la calidad del macizo rocoso en la zona de estudio, en la caja techo, piso y mineral.

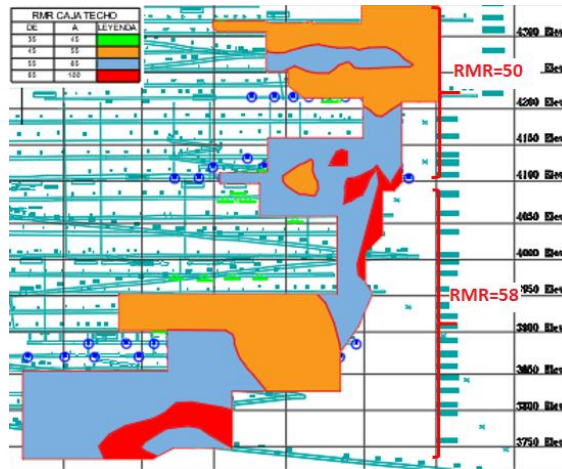


Figura 4.30: Isovalores de RMR en caja techo.

Con esta información geotécnica levantada y el posterior análisis estadístico, se procedió a definir los valores de diseño para los dos sectores, (Tabla 4.29), estos parámetros se usarán posteriormente para calcular el Número de Estabilidad Modificado N’

Tabla 4.29: Parámetros geomecánicos del macizo rocoso para los sectores de diseño.

Sectores de diseño	Dominios estructurales	σ_{ci} (MPa)	RQD (%)	RMR 76	Q'	GSI
Nv.4100 – Nv.4295	CP	147	78	55	3.4	50
	VETA	116	63	51	2.2	46
	CT	99	65	50	1.9	45
Nv.3850 – Nv.4100	CP	89	68	53	2.7	48
	VETA	72	65	50	1.9	45
	CT	106	76	58	4.7	53

4.5.3 Dimensionamiento de tajeos

El “número de estabilidad (N’)”, el cual se obtiene de la siguiente ecuación:

$$N' = Q' \times A \times B \times C$$

Dónde:

Q’= Índice de calidad de roca de Barton (1974), con $J_w = 1$ y $SRF = 1$

A = Factor de condición de esfuerzos

B = Factor de orientación de estructuras

C = Factor de componente gravitacional

El factor “A” es igual a 1 para la caja techo debido a que ésta se encuentra en un estado de relajamiento debido a la excavación y por tanto el mecanismo de falla observado es el desprendimiento de la caja más no el de la falla por esfuerzos.

El parámetro SRF es generalmente omitido desde que los esfuerzos en la geometría de la mina están analizados separadamente empleando un código numérico. El factor “A” reemplaza el factor de reducción de esfuerzos (SRF). El factor de agua J_w está dado como 1.



Figura 4.31: Factor de esfuerzo en la roca “A” (Potvin, 1988).

El factor “B” es la medida de la orientación relativa de las estructuras dominantes con respecto a la superficie de excavación.

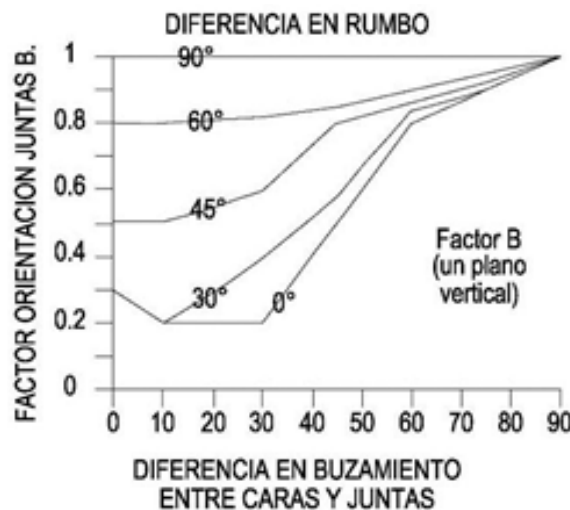


Figura 4.32: Factor orientación de juntas “B” (Potvin, 1988).

Sé consideró un valor de diseño para el Nv.4100-4295 de $B = 0.3$, considerando la diferencia entre los buzamientos de la cara de la caja techo y segunda familia principal de 12° de igual manera la diferencia de rumbo es 5° .

Sé consideró un valor de diseño para el Nv.4100-3850 de $B = 0.3$, considerando una diferencia entre los buzamientos de la cara de la caja techo y segunda familia principal de 16° de igual manera la diferencia de rumbo es menor a 5° .

El factor “C” es una medida de la influencia gravitatoria sobre la estabilidad de las superficies de excavación a ser consideradas.

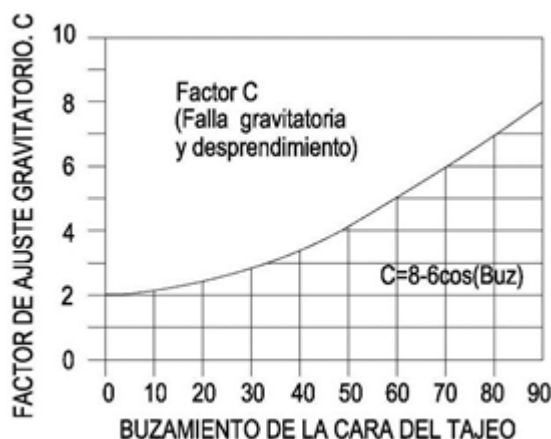


Figura 4.33: Factor de ajuste gravitatorio “C” (Pakalnis, 2008).

El Radio Hidráulico es igual área entre el perímetro de una superficie (cara) expuesta del tajeo.

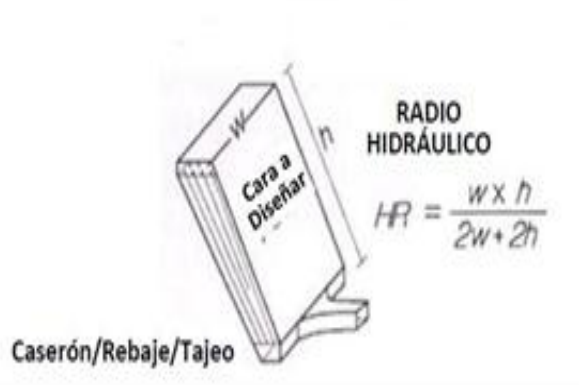


Figura 4.34: Radio hidráulico (Pakalnis, 2008).

4.5.3.1 Método gráfico de estabilidad

El método gráfico de estabilidad para el diseño de tajeos abiertos fue inicialmente propuesto por Mathews y luego modificado por Potvin y Nickson para finalmente obtener los gráficos de estabilidad modificados.

La estabilidad fue evaluada cualitativamente como estable, potencialmente inestable o caving. Siendo los datos de entrada el Numero de estabilidad modificado y el radio hidráulico de la cara del tajeo a evaluar.

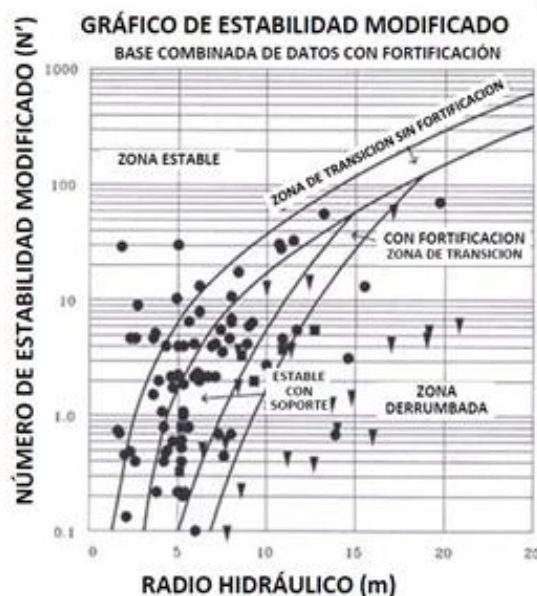


Figura 4.35: Gráfico de estabilidad modificado (N') (Pakalnis, 2008).

4.5.3.2 ELOS

Investigaciones realizadas por la Universidad de British Columbia cuantificaron el grado de desprendimiento con la introducción del término “Equivalente lineal de Sobre-rotura/Desprendimiento” (ELOS). De esta manera se puede estimar empíricamente el desprendimiento de las paredes empleando: el número de estabilidad (N') y el radio hidráulico (RH).



Figura 4.36: Estimación empírica para el desprendimiento de las cajas (ELOS), (Pakalnis, 2008).

La evaluación geotécnica dio como resultados valores de diseño de RMR para la caja techo, además de la geometría con los valores de diseño definidos a partir del análisis estadístico.

4.5.3.3 Parámetros de diseño para la veta San Rafael

Los parámetros de diseño geomecánicos del macizo rocoso son los de la caja techo para ambos sectores de diseño. Los factores considerados para el número de estabilidad modificado (N') fueron:

Factor A: Se considera el factor $A=1$ es decir la caja techo está en estado de relajación.

Factor B: El factor de orientación de las juntas del Nv.4100-4295 es $B=0.3$ pues la diferencia entre los buzamientos de la cara de la caja techo y la familia principal de juntas es igual a 12° se observó para el diseño Nv.4100-3850 es $B=0.3$ pues la diferencia entre los buzamientos de la cara de la caja techo y familia principal de juntas es igual a 16° .

Factor C: varía entre 4.1, 5.9 y 8 (Buzamiento 50°, Buzamiento 70° y Buzamiento 90°) Los parámetros de diseño para los 2 sectores se detallan a continuación en los Tabla 4.30 y 4.31:

Tabla 4.30: Parámetros de diseño para la veta San Rafael Nivel 4100 al 4295.

Sector de Diseño	Nv.4100 - Nv.4295
Buzamiento de la Veta	50°
RMR de la caja techo	50
Q de la caja techo	1.9
A	1
B	0.3
C	4.1

Tabla 4.31: Parámetros de diseño para la veta San Rafael nivel 4100 al 3850.

Sector de Diseño	Nv.4100 - Nv.3850
Buzamiento de la Veta	70°-90°
RMR de la caja techo	58
Q de la caja techo	4.7
A	1
B	0.3
C	5.9-8.0

Introduciendo estos parámetros en la gráfica del ELOS podremos estimar el equivalente lineal de sobre- rotura, para diversos escenarios

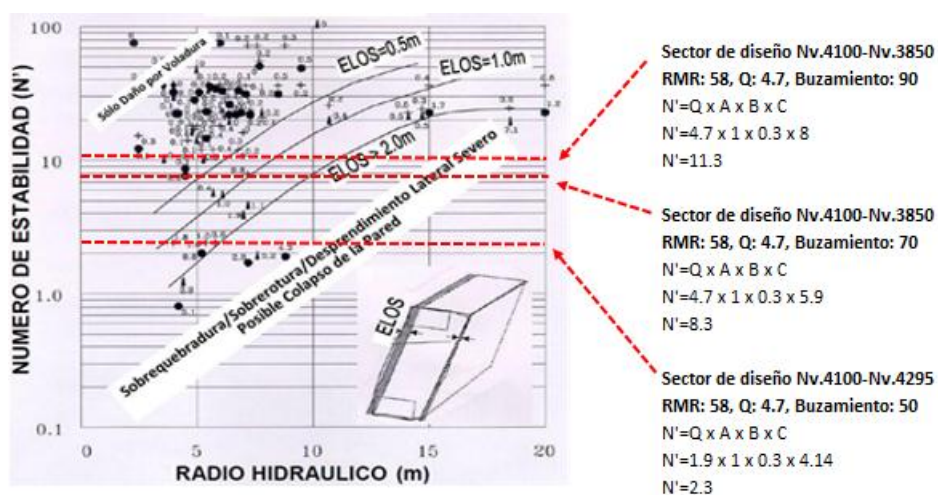


Figura 4.37: ELOS para los dos sectores de diseño.

Para el sector de diseño Nv.4100-4295, se analizó tajeos con 1 solo subnivel, con alturas entre subniveles de 9, 13 y 15 m, además se analizó el caso de tajeos formados con 2 subniveles con una altura total de 21 m. El cálculo

detallado del dimensionamiento de tajeos se presenta en el Anexo 8 y a continuación un cuadro resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 4.32: Dimensionamiento de Tajeos sector de diseño nivel 4100 al 4295.

Sector de diseño nivel 4100 al 4295				
Buzamiento (50°)				
N'=2.3				
Diseño	Simple	Simple	Simple	Doble
	1 sub-nivel	1 sub-nivel	1 sub-nivel	2 sub-niveles
Altura entre subniveles (m)	9	13	15	21
Altura Vertical Tajeo (m)	12.5	16.5	18.5	24.5
Altura Inclínada Tajeo (m)	16	22	24	32
ELOS Tajeo (7m longitud)	0.6	0.6	0.7	0.6
ELOS Tajeo (10m longitud)	0.8	0.8	0.8	1.1
ELOS Tajeo (15m longitud)	1	1.4	1.4	1.9
ELOS Tajeo(20m longitud)	1.2	1.8	1.9	>3
ELOS Tajeo (25m longitud)	1.5	>2	>2	>2

Debido al buzamiento promedio para esta zona de diseño (50°) genera un valor de número de estabilidad bajo (N'=2.3), lo que limitara el radio hidráulico del tajeo, es decir tanto la altura como el largo del tajeo. Para las alturas de tajeos consideradas en la tabla 4.32, la longitud del tajeo no debe sobrepasar los 10 metros en ningún caso si es que deseamos tener una dilución menor a 0.8 m. Además, solo debe considerarse tajeos con 1 solo subnivel, en ningún caso dobles, ni triples, pues tendrán una dilución mayor al requerido.

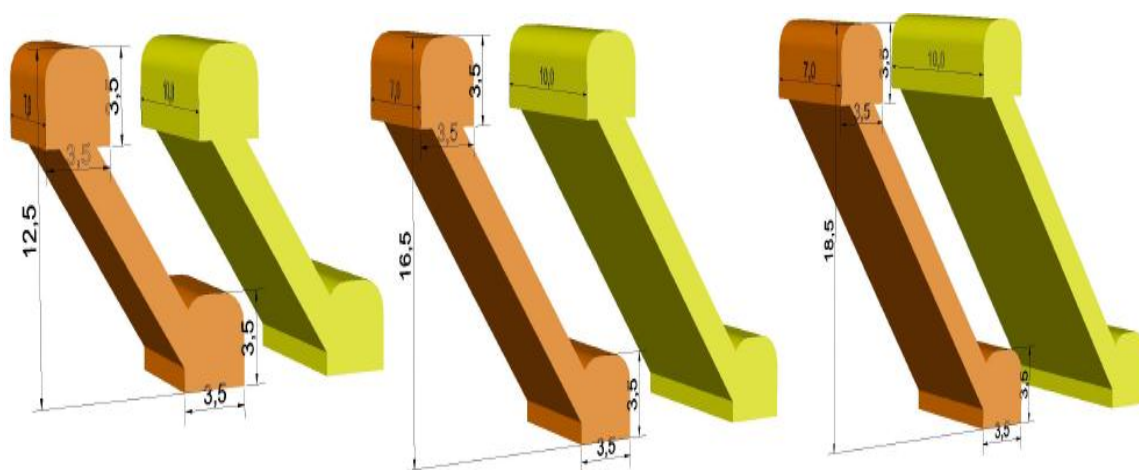


Figura 4.38: Vista esquemática de tajeos del sector de diseño del nivel 4100 al 4295.

Para el sector de diseño Nv.4100-3850, se analizó tajeos con 1, 2 y 3 subniveles, con alturas entre subniveles de 18, 30 y 50 m. Debido a que este sector cuenta con un buzamiento mayor a 70° para este sector de diseño, se obtiene un valor de numero de estabilidad ($N^{\circ}=8.3$). En el cuadro siguiente se presenta un resumen de los resultados obtenidos para este sector de diseño.

Tabla 4.33: Dimensionamiento de Tajeos sector de diseño nivel 4100 al 3850.

Sector de diseño nivel 4100 al 3850			
Buzamiento (70°)			
N°=8.3			
Diseño	Simple	Simple	Simple
	1 sub-nivel	2 sub-nivel	3 sub-nivel
Altura entre subniveles (m)	18	30	50
Altura Vertical Tajeo (m)	21.5	33.5	53.5
Altura Inclínada Tajeo (m)	23.00	36	57
ELOS Tajeo (10m longitud)	<0.5	<0.5	<0.5
ELOS Tajeo (15m longitud)	<0.5	0.5	0.6
ELOS Tajeo (20m longitud)	0.5	0.7	1.3
ELOS Tajeo(30m longitud)	0.8	1.5	1.9
ELOS Tajeo (35m longitud)	1.1	1.8	>2

De acuerdo al requerimiento de la mina y la potencia de las vetas, se recomienda establecer como límite una dilución de 0.8 m. Donde para el caso de un subnivel de 18 m se podría explotar hasta 30 m de longitud. En la siguiente figura se muestran las alturas de subnivel simples, dobles considerados.

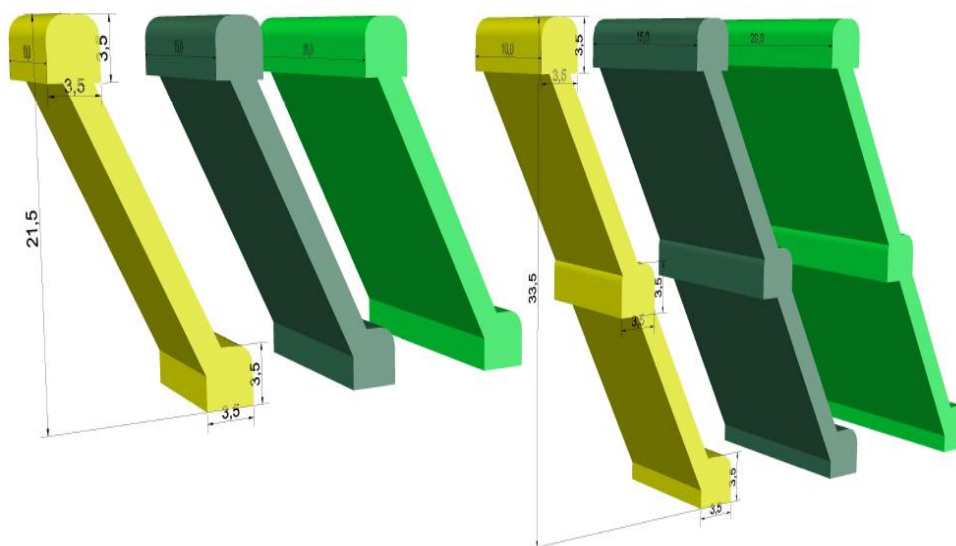


Figura 4.39: Vista esquemática de tajeos del sector de diseño del nivel 4100 al 3850.

CONCLUSIONES

1). La veta San Rafael se encuentra emplazado en pizarras y filita de la formación Sandía, y en un 80% se encuentra emplazado en el intrusivo monzogranito del terciario medio. La orientación de la veta San Rafael es $30 - 40^\circ$ NW con buzamiento de $50 - 70^\circ$ NE. Se tienen fallas locales paralelas y transversales a la veta San Rafael. En los niveles 3832, 3850 y 3868, con direcciones paralelas a las vetas presentando un rumbo $N30^\circ - 40^\circ$ W y buzamiento entre $75 - 80^\circ$ NE. En los niveles 4100, 4120, 4125. Estos sistemas de fallas son transversales presentan rumbos y buzamientos: $N72^\circ$ E 82° NW, $N49^\circ$ E 82° SE y $N05^\circ$ W 83° NE.

2). Se definió dos sectores de diseño, el primer sector entre los niveles 4100 al 4295 y el segundo sector de diseño entre los niveles 4100 al 3850 en base al buzamiento de la veta, El macizo rocoso fue subdividido en dominios estructurales como es la caja piso, veta, caja techo, para los cuales se estimaron los siguientes parámetros geomecánicos resistencia a la comprensión simple (72-147), RQD (63-78), RMR 76 (51-58), Q' (1.9-4.7) y GSI (45-53).

3). Se realizó una campaña de retro análisis sobre la información existente de los tajeos explotados, los mismos que tuvieron una altura vertical de 50 metros Longitudes desde 20 a 90 metros (50 metros promedio) y potencia variable, donde se verificó que la mayoría de los casos la sobre-rotura medida en la caja Piso por el Scanner Optech es similar a la sobre-rotura estimada por el método empírico (ELOS), por lo que se puede concluir que el método gráfico de ELOS (estimación de Sobre-rotura o desprendimiento) se ajusta a las condiciones geomecánicas de la mina San Rafael.

4). En la sección 3, el modelamiento de los esfuerzos realizados para la situación actual de la mina dio como resultado que existe una alta concentración de esfuerzos en el Nivel 4100 block 10 con valores de esfuerzo principal mayor de hasta 100 MPa y en segundo orden en el Nivel 4200 con valores de esfuerzo principal mayor de 70 MPa.

En la sección 4, se puede apreciar que la zona del Block 14, presenta una alta concentración de esfuerzos principal mayor con valores de 70 a 100 MPa, el mismo que es similar o mayor a la resistencia de la roca intacta. Esto fue corroborado en campo donde se indican problemas de inestabilidad y estallido de roca de dicho sector.

5). En el sector de diseño entre los niveles 4100 al 4295, donde la veta tiene un buzamiento predominante de 50° se recomienda que las dimensiones de los tajos deben estar en el orden de 9, 13 y 15 metros de altura vertical y longitudes de 7 a 10 metros como máximo.

En el sector de diseño entre los niveles 4100 al 3850, donde se tiene la veta con buzamiento predominante de 70° , las dimensiones de los tajeos recomendados deben estar en el orden de 18 y 30 m. de altura vertical y longitudes de 10, 15 y 20 m. como máximo.

RECOMENDACIONES

Se recomienda incrementar las mediciones de esfuerzos in-situ alrededor de las excavaciones, para ajustar el modelo numérico más acorde a la realidad.

Se recomienda el uso del software StopeSoft para efectuar el dimensionamiento de tajeos para el control de la dilución de manera más eficiente y rápida.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ASTM. (1999). American Society for Testing and Materials (ASTM, D 5079 – 90) Standard Practices for Preserving and Transporting Rock Core Samples.

BABIN VICH, R.B.; GOMEZ ORTIZ, D. (2010) Problemas de geología estructural 8. Fallas. Madrid. Reduca (geología). Serie geología estructural, pp 124-147. Vía internet se encuentra en: <http://eprints.ucm.es/10025/1/141-287-1-PB.pdf>.

BALMER, G. (1952). A general analytical solution for morh's envelope. Americal Society of testing Materials 1260-1271.

BARTON, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 39/2:185-216.

BARTON, N. R.; LUNDE, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, Springer Verlag, vol. 6. Pp 189-236.

BARTON, N.; GRIMSTAD, E. (1994). The Q-System following Twenty years of Application in NMT Support Selection. Felsbau 12 Nr. 6, pp 428-436.

BARTON N, (1995). The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote Lecture, 8th ISRM Congress (Tokyo), Balkema, Rotterdam.

BARTON N, (2000). El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavación de túneles. En Ingeo Túneles, Vol 3. Cap. 3. Ed López Jimeno. Entorno Grafico, Madrid.

BIENIAWSKI, Z. T. (1989). Engenieering Rock mass Classification. A. Wley-interscience publication. New york. Norte america, 252 pp.

BIENIAWSKI, Z. T. (1976). Rock mass classification in rock Engineering. Proceedings, Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg.

BIENIAWSKI, Z. T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering aplications. Montreux. Proc.. 4th. Congr., Int Soc. Rock Mech. Balkema, vol 2, pp 41-48.

BIENIAWSKI, Z. T. (1976). Engineering rock mass classification. New york. Norte America, p252.

BROWN, E.T.; HOEK, E. (1978). Trends in relationships between measured rock in situ and depth. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 15, 211-215.

BROWN, E.T. (1987). Introduction Analytical and computational methods in engineering rock mechanics, (ed. E.T. Brown), 1-31. London: Allen and Unwin.

BROOK, N. (1993). The Measurement and estimation of basic rock strength. In J. Hudson (Ed., in chief): *Comprehensive rock engineering. Principles practice & projects*. Vol, 3: Rock testing and site characterization: 41-81. Oxford: Pergamon.

BROCH, E.; FRANKLIN, J.A. (1972). The point load strength test, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 9, p669-697.

DEREE, D.U.; DREERE D.W. (1988). The Rock Quality Index in Practice. *Rock Classification Systems for Engineering Purpose*. ASTM STP, 984, L. Kirkaldie Dd. Pp. 91-101.

DEERE, D.U. (1989). Rock quality designation (RQD) after 20 years. U.S. Army Corps of Engineers Contract Report GL-89-1. Vicksburg, MS: Waterways Experimental Station.

DEERE, D.U., (1964). Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. *Rock Mechanics and Geology*. Volume 1, Number 1, pp. 17-22.

DEERE, D. U.; DEERE, D. W. (1989). Rock Quality Designation (RQD) After Twenty Years. Contract Report GL-89-1, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

DEERE, D.U.; ET AL (1967). Design of surface and near-surface construction in rock, in Fairhurst, ed., *Failure and breakage of rock*. Symposium on Rock Mechanics, 8th, Minneapolis Minnesota, September 1966. Proc. New York, American Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum Engineering, p 237-302.

DCR Ingenieros S.R. Ltda. (2004). Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea. Lima-Perú, Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, p220.

FRANKLIN, J.A.; HOEK, E. (1970). Developments in triaxial testing equipment. *Rock Mech.* 2, 223-228. Berlin: Springer-Verlag.

FERRER, M., & GONZALEZ DE V., L. (2007). Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos (2ed.). Madrid, España: Instituto Geológico y Minero de España.

FERRER, M. Y GONZALES DE VALLEJO, L. (1999) Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos en afloramientos. IGME, Madrid, 107 p.

GONZALEZ DE VALLEJO, L. (2002). Ingeniería Geológica, 1ra Edición. Prentice Hall. Madrid. 715 p.

HAWKINS, A.B. (1998). Aspects of rock strength. Bull. Eng. Geol. Env. 57:p 17-30.

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition. Disponible en internet via: <https://www.rocscience.com/documents/pdfs/uploads/7713.pdf>

HOEK, E.; KAISER, P.K.; BAWDEN, W.F. (1993). Support of underground Excavations in Hard Rock. Funding by Mining Research Directores and Universities Research Incentive Fund. 225 pp.

HOEK, E., BROWN, E.T. (1980). Excavaciones Subterráneas en rocas, Institution of mining and metallurgy, London, 1986, versión español por Graw Hill, Mexico. p634.

HOEK, E., BROWN, E.T. (1980). Underground Excavation in Rock. London, Institution of mining and metallurgy. p634.

HOEK, E. AND BROWN, E.T. (1988) The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. In Rock engineering for underground excavations, proc. 15th Canadian rock mech. symp., (ed. J.C. Curran), 31-38. Toronto: Dept. Civ. Engineering, University of Toronto.

HOEK, E. (1993). Practical Rock Engineering. North Vancouver, B.C. Canada, p 237.

HOEK, E. (1995). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Springer Verlag.

HERGET, G. (1988). Stresses in rock. Rotterdam: Balkema.

RITTER, W. (1879). Die Statik der Tunnelgewölbe. Berlin Sringer.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. (1997). Engineering Rock Mechanics. London. Published by Elsevier Science Ltd.p 441.

HUDSON, J. A. (1989). Rock Mechanics Principles in Engineering Practice. Butterworths. Ciria. London.

HOUGHTON, D.A.; STACEY, T.R. (1980). Application of Probability Techniques to underground Excavation. Proc. 7th Regional Conf. for Africa on Soil Mec. And Found. Eng., A. A. Balkema, Acra, vol.2, pp 879-883.

ISRM (1981) International Society of Rock Mechanics. Suggested methods for characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. Ed E.T.Brown. Oxford: Pergamon.

ISRM (2007). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring – Quantitative description of discontinuities in rock masses. Oxford: Pergamon.

INGEMMET. (1996). Geología del Cuadrángulo de Macusani Hoja 29 - V. Lima: Ingemmet.

INGEMMET. (2003). Compendio de yacimientos minerales del Perú. Lima: Ingemmet.

LOPEZ J. C. (1997). Manual de Túneles y Obras Subterráneas. Madrid-España, editorial Entorno Gráfico S.L., segunda edición, 1082 pp.

MATHEWS, K. H. (1980). Prediction of stable excavation spans for mining at depths below 1,000 meters in hard rock. Canada Centre for Mineral and Energy Technology.

MORALES, B. A. (2008). Investigaciones para la reducción de la fusión de Lengua Glaciar de Chaupijanca. Lima-Perú.

MARINOS P, HOEK E (2000). GSI a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, pp 1422–1446.

NICKSON, S. (1992). Cable support guidelines for underground hard rock mine operations. University of British Columbia.

OSINERGMIN. (2017). Guia de Criterios Geomecánicos Para Diseño, Construcción, Supervisión y Cierre de Labores Subterráneas, Lima-Peru, INVERSIONES IAKOB S.A.C.

PALMSTRÖM, A. (1982). The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock jointing. Proceedings of the 4th Congress of the International Association of Engineering Geology, Delhi 5, 221-228.

PRIEST, S.D.; HUDSON. J.A., (1976), Discontinuity Spacings in Rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 13:135-148.

PALMSTROM, A. (1995) RMI: A Rock Mass Characterization System for Rock Engineering. Purpose Ph. D. Thesis, Oslo University. Disponible en internet via: <https://www.rockmass.net>.

PULGAR-VIDAL, J. (1938). *Las ocho regiones naturales del Perú*. Lima-Perú.

PAKALNIS, L. C. (2008). An empirical design approach for estimating unplanned dilution from openstopehangingwalls and footwalls. 99th Annual AGM–CIM conference. Vancouver.

POTVIN, Y. (1988). Empirical open stope design in Canada. The University of British Columbia.

ROCSCIENCE, INC. (2004). RocData Version 3.0 – Strength analysis of rock and soil masses using the Generalized Hoek-Brown, Mohr Coulomb, Barton-Bandis and Power Curve failure criteria. Ontario, Canada. Disponible en internet via: www.rocscience.com.

ROCSCIENCE, INC. (2005). Dips Version 6.0 – Plotting, Analysis and Presentation of Structural data using Spherical Projection Techniques. Toronto, Ontario, Canada. Disponible en internet via: www.rocscience.com.

SHEOREY, P.R. (1994). A teory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & geomech. Abstr.* 31(1), 23-34.

SONMEZ H, ULUSAY R (1999). Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to the stability of slopes. *Int J Rock Mech Min Sci* 36:743–760.

TERZAGHI, K.; RICHART, F.E. (1952). Stresses in rock about cavities. *Geotechnique* 3. 7-90.

GAVILANES, J. H.; ANDRADE, H. B. (2004). INTRODUCCION A LA INGENIERIA DE TUNELES “caracterización, clasificación y análisis geomecánico de macizos rocosos”. Quito-Ecuador. Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador (AIME), p266.

ANEXOS

Anexo 01-Mapeo de Estaciones Geomecánicas.

Anexo 02-Logueo de Perforaciones Diamantinas.

Anexo 03-Análisis Estructural de las Discontinuidades y Fallas.

Anexo 04-Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Rocas.

Anexo 05-Modelo 3D de Tajeos.

Anexo 06-Análisis Numérico de Esfuerzos 3D.

Anexo 07-Back Análisis de Tajeos Actuales.

Anexo 08-Diseño de Tajeos con Método Gráfico de Estabilidad.

Anexo 09-Planos:

1. Ubicación del Proyecto.
2. Geología Local.
3. Investigaciones Geotécnicas.
4. Isovalores de Potencia de Veta.
5. Curvas de Isovalores Ancho de minado.
6. Curvas de Isovalores Buzamiento.
7. Curvas de Isovalores RMR Caja Piso.
8. Curvas de Isovalores RMR Veta.
9. Curvas de Isovalores RMR Caja Techo.