

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA MINERA Y METALÚRGICA



**“DESCRIPCION GEOMECANICA DE LA RAMPA 626 – 1
MINA SOCORRO – OYON - LIMA”**

INFORME DE SUFICIENCIA

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO GEÓLOGO**

**ELABORADO POR:
ADOLFO SANTOS, TARAZONA RAMIREZ**

**ASESOR
MSc. Ing. DAVID ROLANDO ROJAS CABALLERO**

**LIMA - PERU
2014**

DEDICATORIA.

A Mery Natividad y Rufino Santos por ser padres ejemplares

RESUMEN

El objetivo principal del presente informe de suficiencia es comprender el campo de esfuerzos, identificar sus orígenes y las condiciones que generen la probabilidad de ocurrencia estallido de rocas y/o la forma como puede fallar el macizo rocoso.

Como enfrentarlos y que método de sostenimiento sería recomendable utilizar; para prevenir accidentes por caída de rocas, así como no perturbar el ciclo de minado.

Todo esto viene acompañado de un plan de acción para el manejo de los problemas de altos esfuerzos. El entendimiento conceptual del problema fue apoyado interpretando en primer lugar los aspectos de la geología regional y el efecto de la tectónica andina, así mismo interpretando el aspecto estructural y la geología local del yacimiento.

Se indica el comportamiento del macizo rocoso de la forma de rotura que pueda sufrir a medida que profundiza la rampa por el método de grafico múltiple y del sostenimiento recomendado por el método Noruego. Indicar de la importancia de la experiencia del geomecánico en momento de valorar al macizo rocoso para los posteriores cálculos que se indican en el grafico de Russo.

ABSTRACT

The main objective of this report is to understand the adequacy stress field, identify their origins and the conditions that create the likelihood of occurrence of rock burst and / or how it may fail the rock mass.

As confront and method of support would be advisable to use, to prevent accidents caused by falling rocks and not disturb the mining cycle.

All this is accompanied by an action plan to manage high stress problems. The conceptual understanding of the problem was first supported interpreting aspects of the regional geology and the effect of Andean tectonics, also interpreting the structural and local geology of the site.

It indicates the behavior of the rock mass in the form of failure that may occur as deepens the ramp by the graphic method of sustaining multiple recommended by the Norwegian method. Indicate the importance of the experience of geomechanics in time to assess the rock mass for subsequent calculations shown in the graph of Russo.

INDICE

CAPITULO 1.- GENERALIDADES

1.1.	Introducción.....	12
1.2.	Planteamiento del Problema	13
1.3.	Objetivos del Estudio	13
1.4.	Importancia de la Investigación.....	14
1.5.	Metodología del Trabajo	14

CAPITULO 2.- CARACTERIZACION GEOLOGICA

2.1.-	Ubicación y accesos	17
2.2.-	Geología Regional	19
2.3.-	Geomorfología	27
2.4.-	Geología estructural.....	27
2.5.-	Geología económica.....	32
2.6.-	Hidrología	33
2.7.-	Caracterización de las estructuras principales	34

CAPITULO 3.- MARCO TEORICO

3.1.-	Descripción del Grafico Múltiple para la estimación preliminar del comportamiento del macizo rocoso en una excavación subterránea.....	37
-------	--	----

3.2.- Caracterización de la masa rocosa	49
3.3.- Aplicación de la información básica	52
3.4.- Control de calidad del sostenimiento	53
3.5.- Resistencia de la roca	55
a.- Resistencia de la roca intacta	55
a.1.- Con martillo de Schmidt	56
b.- En laboratorio de mecánica de rocas de la Universidad Nacional de Ingeniería.....	59
c.- Calculo de la Resistencia Compresiva Uniaxial a partir del martillo de Schmidt Rampa 626–1 - Mina Socorro.....	60
3.6.- Condiciones del agua subterránea.	67
3.7.- Estado tensional en el Yacimiento Uchucchacua	67
3.8.- Método de minado	73
a.- Sostenimiento	73
a.1.- Labores permanentes.....	73
a.2.- Labores temporales	74
3.9.- Evaluación y control de riesgo sísmico	75
a.- Eventos Históricos	75
b.- Acontecimientos sísmicos asociados a tajos en producción	77
b.1.- Estallido de Tensión..	78
b.2.- Estallido de Pilar	78
b.3.- Estallido de un Frente..	79
c.- Acontecimientos sísmicos asociados a discontinuidades geológicas.....	79
c.1.- Resbalón de Falla	79

c.2.- Rotura de corte	80
d.- Medidas de Control Implementadas	80

CAPITULO 4.- CONSIDERACIONES GEOMECANICAS

4.1.- Direcciones preferenciales de avance de las excavaciones.....	82
4.2.- Aberturas máximas y tiempos de auto sostenimiento.....	83
4.3.- Estabilidad estructuralmente controlada.....	86
4.4.- Estabilidad controlada por esfuerzos	88
4.5.- Mapeo Geomecánico	88
4.6.- Resistencia de las discontinuidades	89
4.7.- Resistencia de la masa rocosa.....	90

CAPITULO 5.- INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1.- Consideraciones Geomecánicas de la Rampa 626 - 1	92
5.2.- Mapa Geomecánico - Geotécnico	104
5.3.- Tipo de Sostenimiento Propuesto Según Método Noruego de Excavación	106

CONCLUSIONES	112
--------------------	-----

RECOMENDACIONES	114
-----------------------	-----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	115
----------------------------------	-----

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Ubicación y acceso al yacimiento de Uchucchacua	18
Figura 2.2	Formación de las calizas Jumasha	21
Figura 2.3	Geología Regional del Yacimiento Uchucchacua	24
Figura 2.4	Secciones Geológicas Transversales	25
Figura 2.5	Columna Estratigráfica	26
Figura 2.6	Geología Estructural del Yacimiento.....	31
Figura 2.7	Orientación de las principales familias con el dips.....	34
Figura 2.8	Orientación de las fallas Mina Carmen usando el dips.....	35
Figura 2.9	Orientación de falla de la Mina Huantajalla y Casualidad usando el dips.....	35
Figura 2.10	Orientación de falla de la Mina Socorro usando el dips.....	36
Figura 3.1	El grafico múltiple (Russo, 2007).....	39
Figura 3.2	Sector I: Estimación de las características del macizo rocoso.....	40
Figura 3.3	Sector II: Estimación de la resistencia del macizo rocoso.....	44
Figura 3.4	Rotura del macizo rocoso por lajamiento	45
Figura 3.5	Rotura del macizo rocoso por estallido de roca	46
Figura 3.6	Sector III: Estimación de la Competencia del macizo rocoso	46
Figura 3.7	Sector IV: Estimación del comportamiento del macizo rocoso en la excavación.....	48
Figura 3.8	Cartilla Geomecanica (V-8); cara A	51
Figura 3.9	Cartilla Geomecanica (V-8); cara B	52
Figura 3.10	Crucero 290 – Resistencia del Split set de 5 pies	55
Figura 3.11	Abaco para determinar la resistencia del macizo rocoso.....	58
Figura 3.12	Equipo y muestras para pruebas de resistencia compresiva	59
Figura 3.13	Ploteando el valor obtenido de Rebote Medio al Abaco de correlaciones empíricas para la ESTACION 1.....	62

Figura 3.14 Ploteando el valor obtenido de Rebote Medio al Abaco de correlaciones empíricas para la ESTACION 2.....	64
Figura 3.15 Ploteando el valor obtenido de Rebote Medio al Abaco de correlaciones empíricas para la ESTACION 3.....	66
Figura 3.16 Efecto de la topografía.....	69
Figura 3.17 Mediciones de esfuerzos (Hoek & Brown, 1980).....	71
Figura 3.18 Relación del esfuerzo horizontal al vertical para diferentes módulos basados en la ecuación de Sheorey (1994).	72
Figura 3.19 El primer estallido de rocas ocurrió el 12 de diciembre de 2003	75
Figura 3.20 El segundo estallido de rocas ocurrió el 27 de setiembre de 2004	76
Figura 3.21 El 28 de marzo de 2005 ocurrió otro estallido.....	76
Figura 3.22 El 31 de agosto de 2005 ocurrió un estallido en el tajo 150	77
Figura 3.23.El 30 de diciembre de 2005 ocurrió un estallido en el tajo 225.....	77
Figura 4.1 Relaciones entre el tiempo de auto sostenimiento y el ancho o abierto máximo (span) de una excavación para los diferentes tipos de roca de acuerdo al RMR	85
Figura 4.2 Análisis del macizo rocoso por medio del programa ROCLAB	91
Figura 5.1 Calculando el RQD se obtiene un valor de 22%	92
Figura 5.2 Calculando el RQD se obtiene un valor de 12%	93
Figura 5.3 Ploteando los valores en el Grafico Múltiple en la ESTACION 1	95
Figura 5.4 Calculando el RQD se obtiene un valor de 87.7%	96
Figura 5.5 Calculando el RQD se obtiene un valor de 90.8%	96
Figura 5.6 Ploteando los valores en el Grafico Múltiple en la ESTACION 2.....	99
Figura 5.7 Calculando el RQD se obtiene un valor de 98.2%	100
Figura 5.8 Calculando el RQD se obtiene un valor de 100%	100
Figura 5.9 Calculando el RQD se obtiene un valor de 94.4%	101
Figura 5.10 Ploteando los valores en el Grafico Múltiple en la ESTACION 3.....	103
Figura 5.11 Plano de proyecto realizado cabina de sondaje	104
Figura 5.12 Plano Geomecánico – Geotécnico del estudio	105
Figura 5.13 Recomendando sostenimiento Método Noruego - ESTACION 1	107
Figura 5.14 Recomendando sostenimiento Método Noruego - ESTACION 2	109
Figura 5.15 Recomendando sostenimiento Método Noruego - ESTACION 3	111

INDICE DE TABLAS

Tablas 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4	Caracterización de las estructuras principales ...	34, 35,35,36
Tabla 3.1	Valoración del Índice j_L	41
Tabla 3.2	Valoración del Índice j_R	41
Tabla 3.3	Valoración del Índice j_A	42
Tabla 3.4	Volumen de Bloque (V_b).....	43
Tabla 3.5	Criterio para la clasificación de la masa rocosa	50
Tabla 3.6	Resultados de la resistencia al arranque	54
Tabla 3.7	Análisis de datos para el mineral	57
Tabla 3.8	Análisis de datos para mineral	57
Tabla 3.9	Ensayos de compresión uniaxial laboratorio de mecánica de rocas	59
Tabla 3.10	Ensayo de compresión triaxial	60
Tabla 3.11	Registro Ensayos en Campo Martillo Schmidt - ESTACION 1.....	61
Tabla 3.12	Registro Ensayos en Campo Martillo Schmidt - ESTACION 2.....	63
Tabla 3.13.-	Registro Ensayos en Campo Martillo Schmidt - ESTACION 3.....	65
Tabla 4.1	Aberturas y tiempos de autosostenimiento	85
Tabla 4.2	Resultados de los ensayos de tablero inclinable	90
Tabla 4.3	Propiedades de la resistencia de la masa rocosa	90
Tabla 5.1	Continuidad diaclasas de la ESTACION 1	93
Tabla 5.2	Ondulación de los planos en la ESTACION 1	93
Tabla 5.3	Contacto entre las discontinuidades en la ESTACION 1.....	94
Tabla 5.4	Cálculo del Volumen de Bloque a partir RQD en la ESTACION 1.....	94
Tabla 5.5	Se obtiene como valoraciones lo siguiente en la ESTACION 1.....	95
Tabla 5.6	Continuidad diaclasas de la ESTACION 2.....	97
Tabla 5.7	Ondulación de los planos en la ESTACION 2.....	97
Tabla 5.8	Contacto entre las discontinuidades en la ESTACION 2.....	97
Tabla 5.9	Cálculo del Volumen de Bloque a partir RQD en la ESTACION 2.....	98

Tabla 5.10	Se obtiene como valoraciones lo siguiente en la ESTACION 2.....	99
Tabla 5.11	Continuidad diaclasas de la ESTACION 3	101
Tabla 5.12	Ondulación de los planos en la ESTACION 3.....	101
Tabla 5.13	Contacto entre las discontinuidades en la ESTACION 3.....	102
Tabla 5.14	Cálculo del Volumen de Bloque a partir del RQD en ESTACION 3..	102
Tabla 5.15	Se obtiene como valoraciones lo siguiente en la ESTACION 3.....	103
Tabla 5.16	Determinando el valor del índice Q Barton ESTACION 1.....	106
Tabla 5.17	Determinando el valor del índice Q Barton ESTACION2.....	108
Tabla 5.18	Determinando el valor del índice Q Barton ESTACION 3.....	110

NOMENCLATURA

DMC: Diamec

ESR: Relación de Sostenimiento de Excavación

GSI: Índice Geológico de Resistencia

Ja: Condición de alteración de fracturas

Jl: Condición de discontinuidades

Jr: Condición de Rugosidad de las fracturas

MNT: Método Noruego de Sostenimiento de Tunelería

MPa: Megapascales

Nv.: Nivel

Q: Sistema Q de Barton

Rockburts: Estallido de rocas

ROCLAB: Laboratorio de Rocas

RMi: Rock Mass Index

RMR: Rock Mass Rating

RQD: Rock Quality Designation

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1. Introducción

En este estudio geomecánico se describe los trabajos realizados en la toma de datos de campo, toma de muestras. Los ensayos fueron realizados en nuestros equipos de laboratorio interno de la unidad y externos en laboratorios de universidades. Posteriormente se hizo un análisis geotécnico para la obtención de parámetros y características geotécnicas de los componentes que caracterizan al macizo rocoso de esta mina para los posteriores cálculos que me permitan inferir el comportamiento del macizo rocoso a medida que profundiza esta rampa.

Además, aplicar este método de Russo para las posteriores unidades de producción como son las minas Socorro, Carmen y Huantajalla a medida que profundiza la mina.

Al final de este informe se recomienda el tipo de sostenimiento de acuerdo al método noruego de excavación subterráneo.

1.2.- Planteamiento del Estudio

Para evaluar los diferentes aspectos geotécnicos del yacimiento se desarrollaron las siguientes etapas:

En una primera etapa, los trabajos fueron orientados a la ejecución de investigaciones básicas, con el fin de obtener la información necesaria, que permitió evaluar los factores principales de control de la estabilidad y estimar así los parámetros geotécnicos básicos que se obtuvieron por pruebas de laboratorio o en otros casos prácticos fueron inferidos por la experiencia.

En una segunda etapa, se integró la información obtenida durante las investigaciones básicas, con el fin de evaluar las condiciones de estabilidad tanto local como global del yacimiento.

Según los resultados que se obtuvieron en las dos etapas precedentes, se definió los cálculos para determinar el comportamiento geomecánico preliminar del método de rotura o falla que pueda presentar la profundización de la rampa y determinar el método de sostenimiento a realizarse a futuro por el método de Gráficos Múltiples y sostenimiento por el método noruego de excavación de túneles respectivamente, dando las recomendaciones del caso.

1.3.- Objetivos del Estudio

Los alcances relacionados con el objetivo de este informe planteado son:

Evaluación de las condiciones naturales del yacimiento o ambiente geotécnico

Caracterización y clasificación geomecánica de la masa rocosa

Establecimiento de los parámetros geomecánicos del minado

Utilización del método del Grafico Múltiple para estimar el comportamiento del macizo rocoso en la profundización de la rampa

Dar la selección de sostenimiento requerido, determinado por el método noruego de excavación de túneles por el sistema Q.

1.4.- Importancia de la Investigación

La importancia de esta investigación es la evaluación a priori de los esfuerzos actuantes en los contornos de la excavación y al relacionarlo con propiedades físico mecánicas de la roca o en caso de no obtenerlo de forma directa inferir su comportamiento según la experiencia ganada por el geomecánico, ya que estos sondajes de perforación diamantina salen lavados y no se evidencian las propiedades de la juntas como se determino en los puntos 5.1 y 5.3 más adelante para después mediante tablas propuestos por el método de Russo obtener el tipo de rotura del macizo rocoso y por el método Noruego determinar el tipo de sostenimiento necesario para cada caso.

1.5.- Metodología de Trabajo

El estudio combinó observaciones y acopio de información de campo, pruebas de laboratorio y trabajos de gabinete, utilizando técnicas adecuadas, seleccionadas entre las alternativas disponibles.

Actividades de campo:

Reconocimiento geológico-geomorfológico de la zona de evaluación.

Mapeo geomecánico y geotécnico de las labores subterráneas y de los testigos de las perforaciones diamantinas respectivamente, realizadas a lo largo del proyecto de esta rampa.

Ejecución de ensayos in-situ y toma de muestras para determinación de las propiedades físico-mecánicas de la roca en laboratorio.

Recopilación de información adicional (planos, informes, etc.), de interés para el estudio.

Pruebas de laboratorio

Se realizaron ensayos en el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica de la Universidad Nacional de Ingeniería, para la determinación de las propiedades físico-mecánicas y conocer la susceptibilidad a estallidos de la roca asociada al minado subterráneo.

Actividades de gabinete:

Elaboración de un cronograma de trabajo, referentes a los detalles prácticos de la ejecución del estudio.

Revisión y análisis de toda la información disponible relacionada a la evaluación realizada.

Procesamiento y análisis de la información registrada en el campo.

Evaluación de las propiedades físico-mecánicas de la roca, de las discontinuidades y de la masa rocosa.

Clasificación geomecánica de la masa rocosa.

Establecimiento de los parámetros geomecánicos del minado.

Elaboración del informe, incluyendo la elaboración de planos, gráficos, cuadros, figuras, etc.

Investigaciones básicas realizadas:

Se caracterizó a la masa rocosa del yacimiento, en base a la revisión y análisis de la información disponible y al mapeo geotécnico de 318.00m de un proyecto de 350.00m que se realizó con la cámara diamantina DMC 262 – 01 – 2012 – 004 (Se presenta el plano geomecánico del sondaje de acuerdo al proyecto ejecutado – Fig. 5.12) en la mina Socorro que se realizó el 14 de abril del 2012 - Para esto, se utilizaron las normas del ISRM (International Society for Rock Mechanics).

Se evaluaron las principales propiedades de resistencia de la roca intacta, de las discontinuidades y de la masa rocosa, utilizando para ello procedimientos alternativos, según normas del ISRM.

Se determinó la calidad de la masa rocosa involucrada en el área de evaluación, mediante la aplicación de criterios de clasificación geomecánica, como el de Bieniawski (1989), Barton (1974) y Hoek & Marinos (2000).

Se evaluaron los factores adicionales, propios del yacimiento, que influyen en las condiciones de estabilidad a medida que profundiza la mina (presencia de agua y esfuerzos).

CAPITULO 2

CARACTERIZACION GEOLOGICA

2.1.- Ubicación y Accesos

La mina se sitúa en la vertiente occidental de los andes, corresponde al Distrito y Provincia de Oyón del Departamento de Lima siendo sus coordenadas:

10° 36' 34" Latitud Sur. - 76° 59' 56" Longitud Oeste.

La mina está entre los 4300 á 5000 m.s.n.m. Se encuentra aproximadamente a 180 km en línea recta al NE de la ciudad de Lima. Hay dos vías de acceso, la principal lo constituye en primer término el tramo asfaltado Lima-Huacho, de 152 km y de Huacho-Sayán de 45 km, posteriormente un tramo afirmado de Sayan-Churin de 62 km y Churin-Uchucchacua de 63 km; totalizando 322 km. Otro acceso es el que une Lima-La Oroya-Cerro de Pasco de 320 km asfaltado y Cerro de Pasco-Uchucchacua de 70 km afirmado, totalizando 390 km. En la fig. 2.1, se observa el acceso a la mina desde Lima.

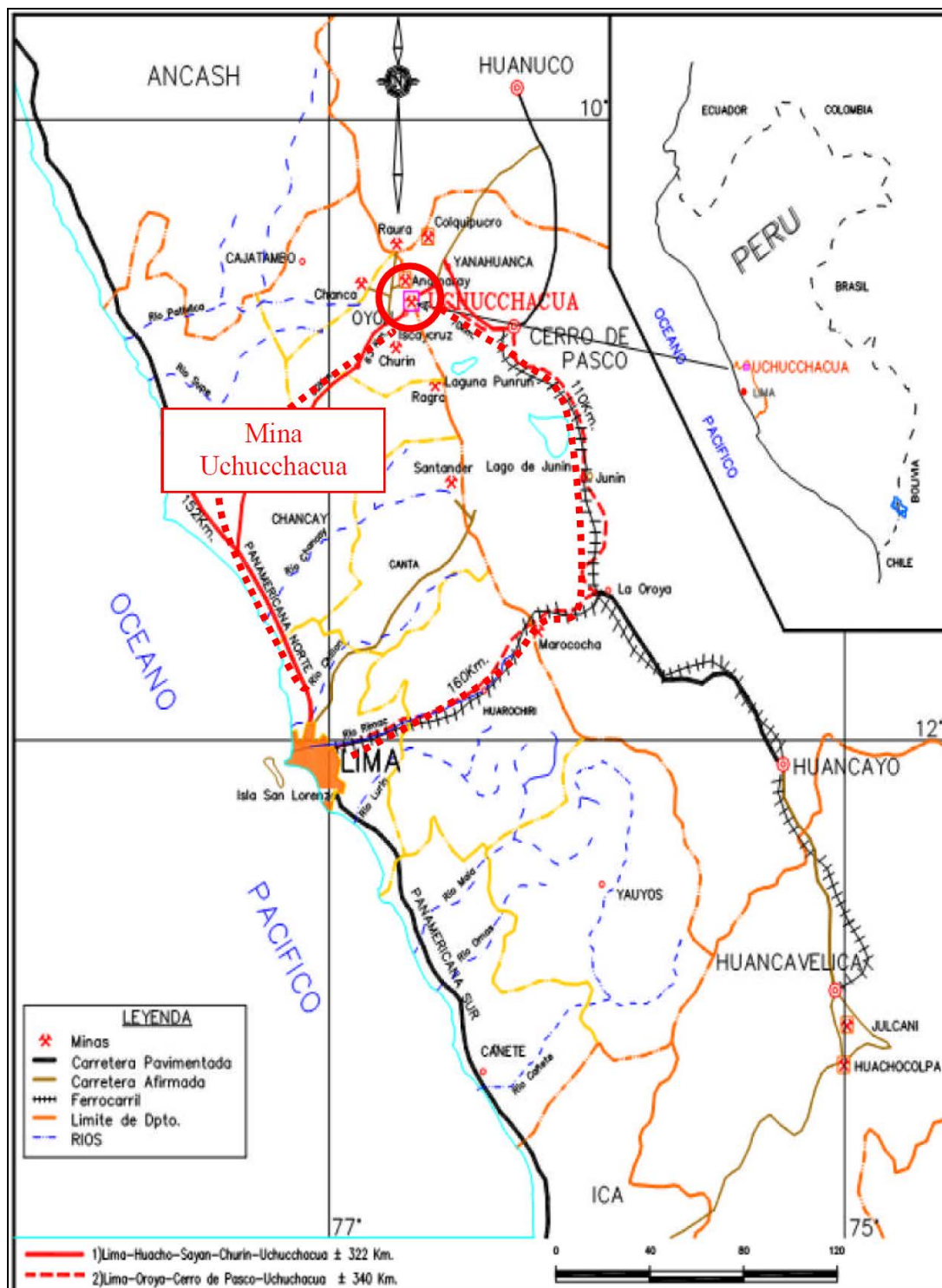


Figura 2.1.- Ubicación y acceso al yacimiento de Uchucchacua

2.2.- Geología Regional

Las rocas predominantes en la columna estratigráfica corresponden a las sedimentarias del cretáceo, sobre ellas se tiene a los volcánicos terciarios, e intruyendo a las anteriores se observan dos tipos de intrusivos. Coronando la secuencia figuran depósitos aluviales y morrenicos (Ver figuras 2.2, 2.3, 2.4, 2.5).

a. Estratigrafía

a.1.- Grupo Goyllarisquizga. Aflora entre la laguna Patón y Uchucchacua, al NW y SE de este centro minero y ocupando algo más del 50 % del área observada; en el se ha diferenciado cinco unidades asignadas al cretáceo inferior.

a.1.1.-Formación Oyón. (Ki-o). Conformado por una intercalación de lutitas gris oscuras, areniscas y capas carbonosas antracíticas muy disturbadas. Se reconoce una potencia de 400 mts. aflorando al NW Oyón. Se le asigna al valanginiano.

a.1.2.-Formación Chimú. (Ki-Chim) Constituido por cuarcitas blancas con una porción superior de calizas con capas arcillosas y lechos carbonosos. Tiene una potencia de 400 á 600 mts., se le observa a lo largo del eje del anticlinal de Patón. Se le ubica en el valanginiano.

a.1.3.- Formación Santa. (Ki-sa) Está representado por una serie de 120 mts. de calizas, lutitas azul grisáceas, y ocasionales nódulos de chert. Aflora al Oeste y Norte de la laguna Patón; se le considera del valanginiano.

a.1.4.- Formación Carhuaz. (Ki-ca) Es una alternancia de areniscas finas y lutitas marrón amarillento y una capa superior de arenisca de grano fino y color rojo

brillante. Su potencia es de 600 mts. de edad valanginiano superior a barremiano.

Aflora en el flanco oeste del anticlinal de Patón.

a.1.5.- Formación Farrat. (Ki-f) Representado por areniscas blancas con estratificaciones cruzadas, 20 á 50 mts. de espesor; aflora al Nor-oeste de la laguna Patón. Pertenece al aptiano.

a.2.- Grupo Machay.

a.2.1.-Formación Pariahuanca. (Ki-Ph) Formado por un paquete de 50 mts. de espesor consistente en calizas grises; afloran al Nor-oeste de la laguna Patón. Se le asigna al aptiano superior.

a.2.2.- Formación Chulec. (Ki-Ch) Consta de 200 mts. de margas, lutitas y calizas en característica estratificación delgada, que en superficie intemperizada tiene una coloración marrón amarillento. Aflora al Nor-oeste de Patón; se le ubica en el albiano inferior.

a.2.3.- Formación Pariatambo. (Ki-pt) Constituido por lutitas negras carbonosas y caliza bituminosas plegadas, se sospecha con contenido de vanadio (J.J. Wilson). Tiene una potencia de 50 mts. y hacia el techo existe una alternancia con bancos delgados de silex. Están expuestas al Oeste y Nor-oeste de Patón; su edad es del albiano medio.

a.3.-Formación Jumasha. (Ki-j) Potente secuencia de calizas gris claro en superficie intemperizada y gris oscuro en fractura fresca. Constituye la mayor

unidad calcárea del Perú Central; se le subdivide en tres miembros limitados por bancos finos de calizas margosas beige.

a.3.1.- Jumasha Inferior. (J-i) Alternancia de calizas nodulosas con sílex y calizas margosas que alcanzan los 570 mts. de potencia. Se le ubica en el albiano superior-turoniano.

a.3.2.- Jumasha Medio. (J-m) Calizas grises alternadas con calizas nodulosas y algunos horizontes margosos. Se le estima 485 mts. de grosor y se le asigna al turoniano.

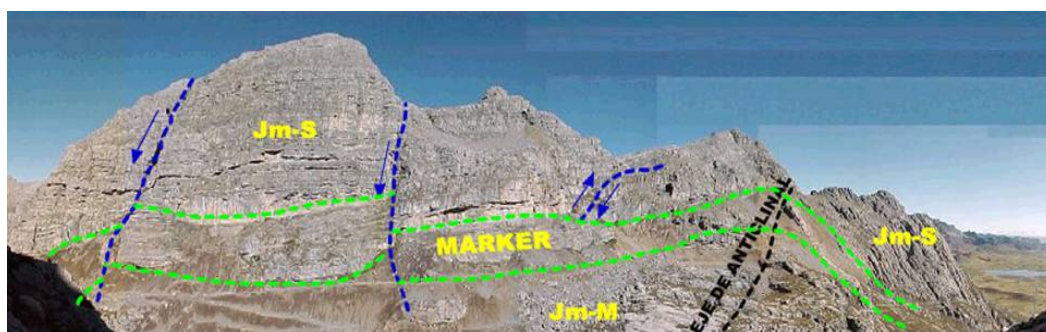


Figura 2.2.- Formación de las calizas Jumasha

a.3.3.- Jumasha Superior. (J-m)

Calizas de grano fino con una base de esquistos carbonosos, coronados por calizas margosas beige. Se le estima una potencia de 405 mts. y se le ubica en el turoniano superior. Es el techo del Jumasha.

Los afloramientos del Jumasha son los más extendidos en el área, y ha sido posible diferenciarlos dada la ubicación de muchos horizontes fosilíferos guías.

a.4.- Formación Celendin. (Ks-c) Es una alternancia de calizas margosas, margas blancas y lutitas calcáreas nodulares marrón, que sobreyacen concordantemente al Jumasha. Se ha diferenciado dos miembros ubicados entre el coniaciano y santoniano.

a.4.1.- Celendin Inferior. (C-i) Conformado por calizas margosas amarillentas en alternancia con lutitas calcáreas de un grosor de 100 mts. que en la base se muestran finamente estratificadas.

a.4.2.- Celendin Superior. (C-s) Está formado por lutitas y margas marrón grisáceo de 120 mts. de potencia. Ambos miembros afloran flanqueando al anticlinal de Cachipampa, al oeste y Este de Uchucchacua.

a.5.- Formación Casapalca. (Kti-ca)

Sobreyace ligeramente discordante sobre el Celendin y está constituido por lutitas, areniscas y conglomerados rojizos, con ocasionales horizontes lenticulares de calizas grises. Su suavidad y fácil erosión ha permitido la formación de superficies llanas tal como se observa en Cachipampa. Se le estima una potencia de 1,000 mts. y su edad probable es post-santoniano.

b.- Volcanicos

b.1.- Volcánicos Calipuy. (Ti-Vca)

Se encuentran discordantemente sobre la Formación Casapalca y es un conjunto de derrames andesíticos y piroclásticos de edad terciaria. Su espesor es estimado en 500 mts. y aflora al Norte de la zona de Uchucchacua.

c.- Intrusivos.

Pórfidos de dacita forman pequeños stocks de hasta 30 metros de diámetro, también se tiene diques y apófisis de dacita distribuidos irregularmente en el flanco occidental del valle, afectando a las calizas Jumasha-Celendin principalmente en las áreas de Carmen, Socorro, Casualidad y Plomopampa; los intrusivos forman aureolas irregulares de metamorfismo de contacto en las calizas. A. Bussell hace mención de diques riolíticos al Norte de Chacua intruyendo a los volcánicos Calipuy.

d.- Cuaternario.**d.1.- Depósitos Morrénicos. (Q-mo)**

A cotas mayores de 3,800 m.s.n.m. el área sufrió los efectos de la glaciación pleistocénica, formando valles en “U” en cuyo fondo y laderas se depositaron morrenas que en varios casos represaron el hielo fundido, tal como la laguna Patón. Por otro lado, en Cachipampa las morrenas muy extendidas cubren a las capas rojas; estos depósitos están conformados por un conjunto pobremente clasificado de cantos grandes en matriz de grano grueso a fino generalmente anguloso y estriado.

d.2.- Depósitos Aluviales. (Q-al) Se encuentran ampliamente extendidos y son de varios tipos como: escombros de ladera, flujos de barro, aluviales de río. La naturaleza de estos elementos es la misma de las unidades de roca circundante.

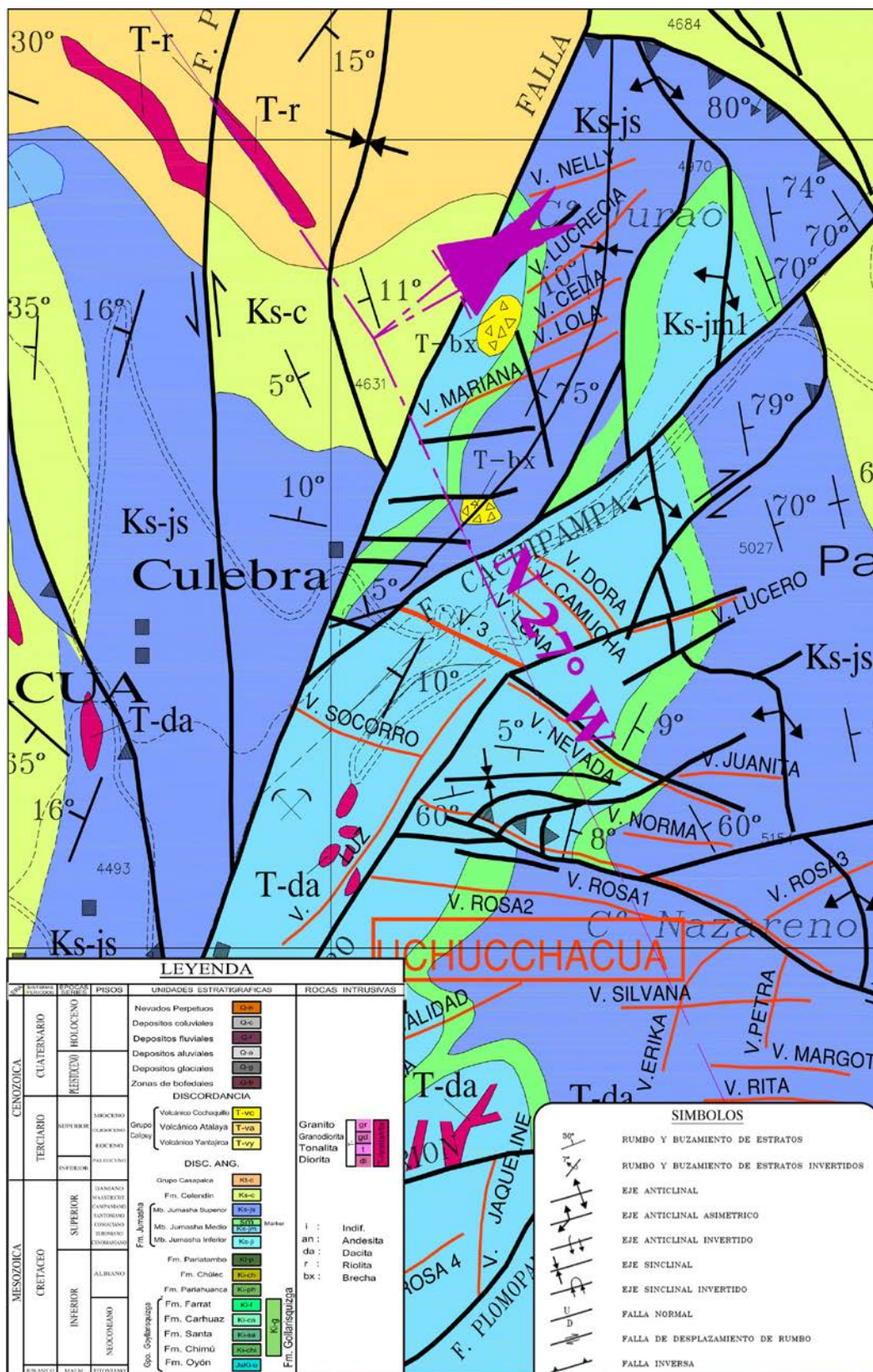


Figura 2.3.- Geología Regional del Yacimiento Uchucchacua

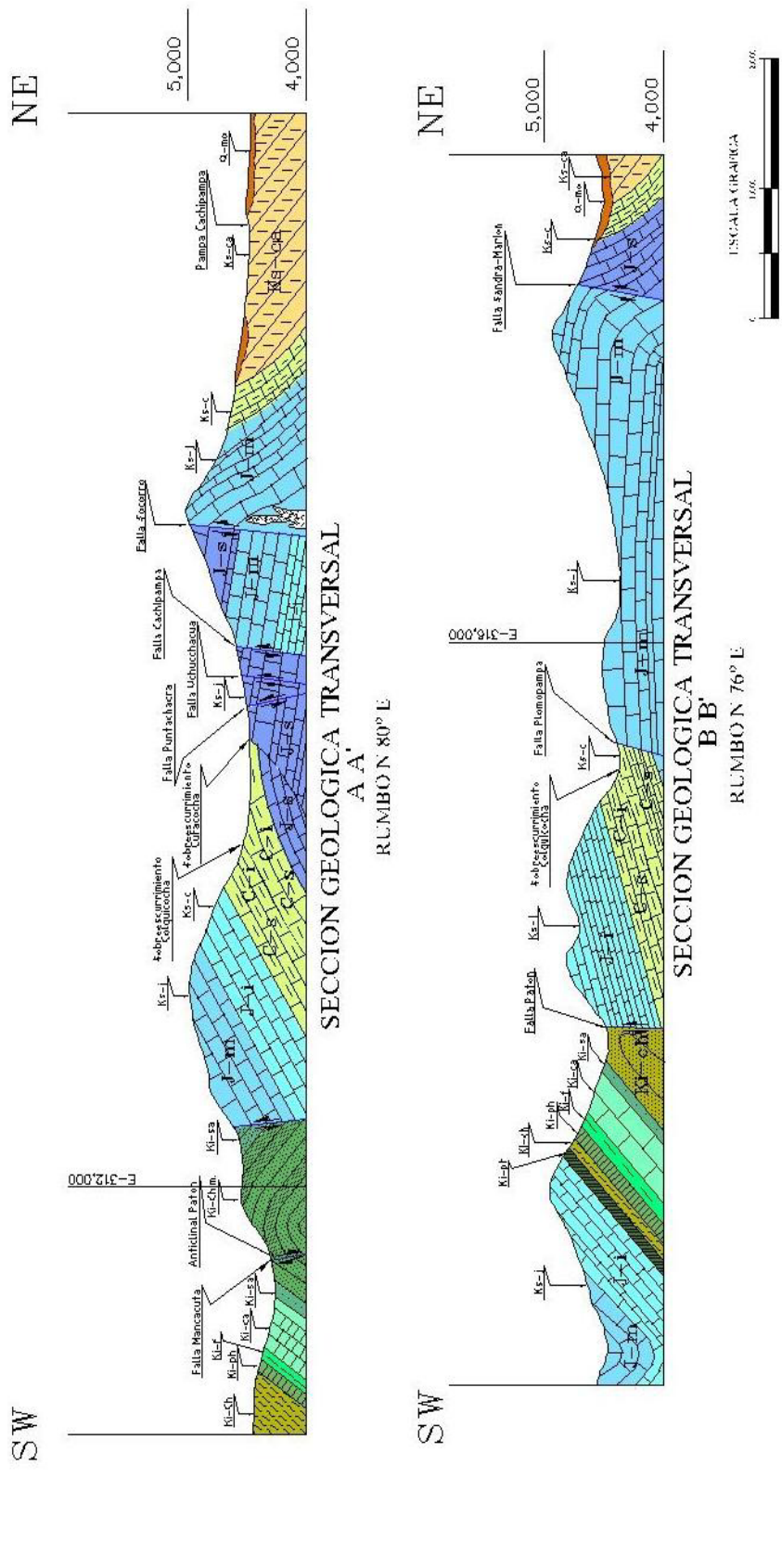


Figura 2.4.- Secciones Geológicas Transversales

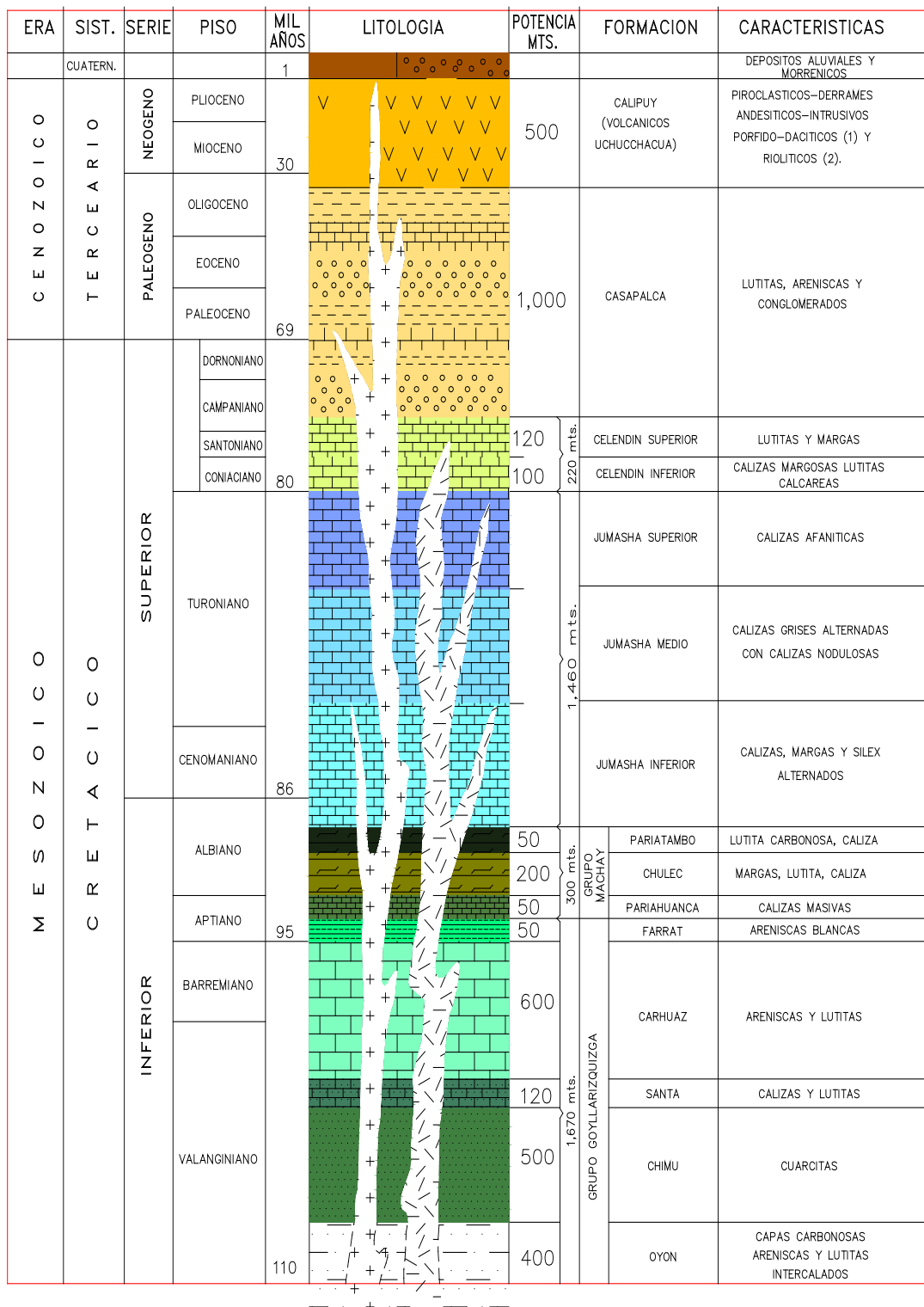


Figura 2.5.- Columna Estratigráfica

2.3.- Geomorfología

La mina Uchucchacua se sitúa en un circo glaciar en la vertiente occidental de los Andes, muy cerca a la divisoria continental. La zona es muy abrupta, la misma que llega a coronar alturas de hasta 5,200 msnm. El distrito minero está flanqueado por quebradas en “U” y “V”. Hacia el este, en la vertiente oriental, se observa una porción de la planicie altiplánica, la que también está disectada por numerosas quebradas. Los valles en “U” fueron el resultado de los efectos de la glaciación pleistocénica. En el fondo de estos valles y en las laderas se depositaron morrenas frontales y laterales que, en varios casos, represaron las aguas de deshielo formando gran cantidad de lagunas en el lugar, siendo una de las más importantes la laguna Patón.

2.4.- Geología estructural

El aspecto estructural es de suma importancia en Uchucchacua y así lo refiere el siguiente extracto: “La génesis del yacimiento de Uchucchacua está relacionado a una estructura geológica principal de nuestros Andes, evidenciada por los cuerpos intrusivos de Raura, Uchucchacua, Chungar, Morococha y otros. Es también evidente que esta actividad magmática ha traído consigo la formación de yacimientos minerales importantes. Al respecto, conviene anotar que la composición de las rocas intrusivas encontradas en Uchucchacua son de acidez intermedia, similar a la de tantos otros intrusivos relacionados con yacimientos minerales en el Perú”. (Ing. A. Benavides- Abril, 1974).

Las principales estructuras son del sistema NE – SW y las tensionales son del sistema EW y NW- SE. Ver figura 2.6.

A.- Pliegues.

Las fases comprensivas han plegado los sedimentos cretácicos formando los anticlinales de Cachipampa, Pacush y Patón, en una orientación NW-SE e inclinados hacia su flanco occidental. En menor magnitud se tiene zonas disturbadas locales siempre asociadas a los plegamientos mayores.

B.- Sobreescurrecimientos.

En el área de Uchucchacua la secuencia cretácica presenta una base “lubricante” constituida por las lutitas Oyón, que permitió la configuración de pliegues invertidos y sobreescurrecimientos por esfuerzos compresivos. Producto de este fenómeno se tiene el sobreescurrecimiento de Colquicocha que pone a “cabalgar” a la Formación Jumasha sobre la Formación Celendín. Hacia el Nor-oeste el sobreescurrecimiento Mancacuta pone a la Formación Chimú plegada sobre las margas Celendín.

C.- Fallas y Fracturamientos.

El área ha sido afectada por numerosas fallas en diversas etapas, a nivel regional se observa que las de mayor magnitud son transversales al plegamiento desplazando en ese sentido, aunque también los movimientos verticales son importantes.

C.1.- Falla Mancacuta.

Pasa por el lago del mismo nombre tiene un movimiento principal dextral, es aproximadamente de rumbo N 45° E y de alto ángulo de buzamiento. Corta y

desplaza a los anticlinales de Patón y Cachipampa conformados por sus respectivas unidades litológicas.

C.2.- Falla Socorro

Del mismo sistema que la anterior, también dextral, se le estima un desplazamiento horizontal de 550 mts; está muy relacionada por esta última en su extremo Sur-oeste. Esta falla y sus estructuras asociadas son importantes ya que están íntimamente ligadas a los procesos de fracturamiento secundario y actividad hidrotermal de Uchucchacua.

C.3.- Falla Uchucchacua.

Tiene un rumbo casi Norte-Sur y buzamiento de alto ángulo, con movimiento dextral y desplazamiento vertical de casi 500 mts. convergiendo hacia el norte con la falla Mancacuta.

C.4.- Falla Cachipampa.

Surge entre la intersección de las fallas Uchucchacua y Socorro, con un rumbo promedio de N 45° E y alto ángulo de buzamiento. Tiene un movimiento dextral controlando al sistema de vetas del área de Socorro, y desplazando el eje del Anticlinal de Cachipampa.

C.5.- Falla Patón. Tiene un rumbo promedio de N 65° E, con un desplazamiento de gran magnitud tanto en vertical como en horizontal, en este último en sentido dextral. Se muestra vertical a la altura de Otuto e inclinado progresivamente hasta los 40-NW en su extremo NE.

C.6.- Falla Rosa. Tiene un rumbo promedio de S 80° E y alto ángulo de buzamiento, tiene un comportamiento sinextral – normal. En el rumbo EW se presenta como una zona favorable, emplazándose los principales cuerpos conocidos.

C.7.- Veta Sandra. Tiene un rumbo EW y alto grado de buzamiento, de comportamiento sinextral – normal.

C.8.- Fracturamiento de Uchucchacua. Un fracturamiento secundario en el aspecto estructural regional, pero de suma importancia económica, es el que se muestra alrededor de las fallas Uchucchacua y Socorro a las cuales tiene importante relación genética; muchas son fallas con evidente desplazamiento horizontal y vertical, otras son fisuras tensionales de limitada longitud y producto del movimiento de las anteriores.

Localmente, se ha determinado tres sistemas, el primero de sentido NE-SW predominante en las zonas de Socorro y Casualidad; en Carmen predominan fracturas de rumbo E-W; e indistintamente en las tres zonas existen fracturas NW-SE. Todas ellas en diversa magnitud, han sido afectadas por actividad hidrotermal. La mineralización está asociada a la intersección de Vetas, craquelamiento y venilleo intenso de calcita.

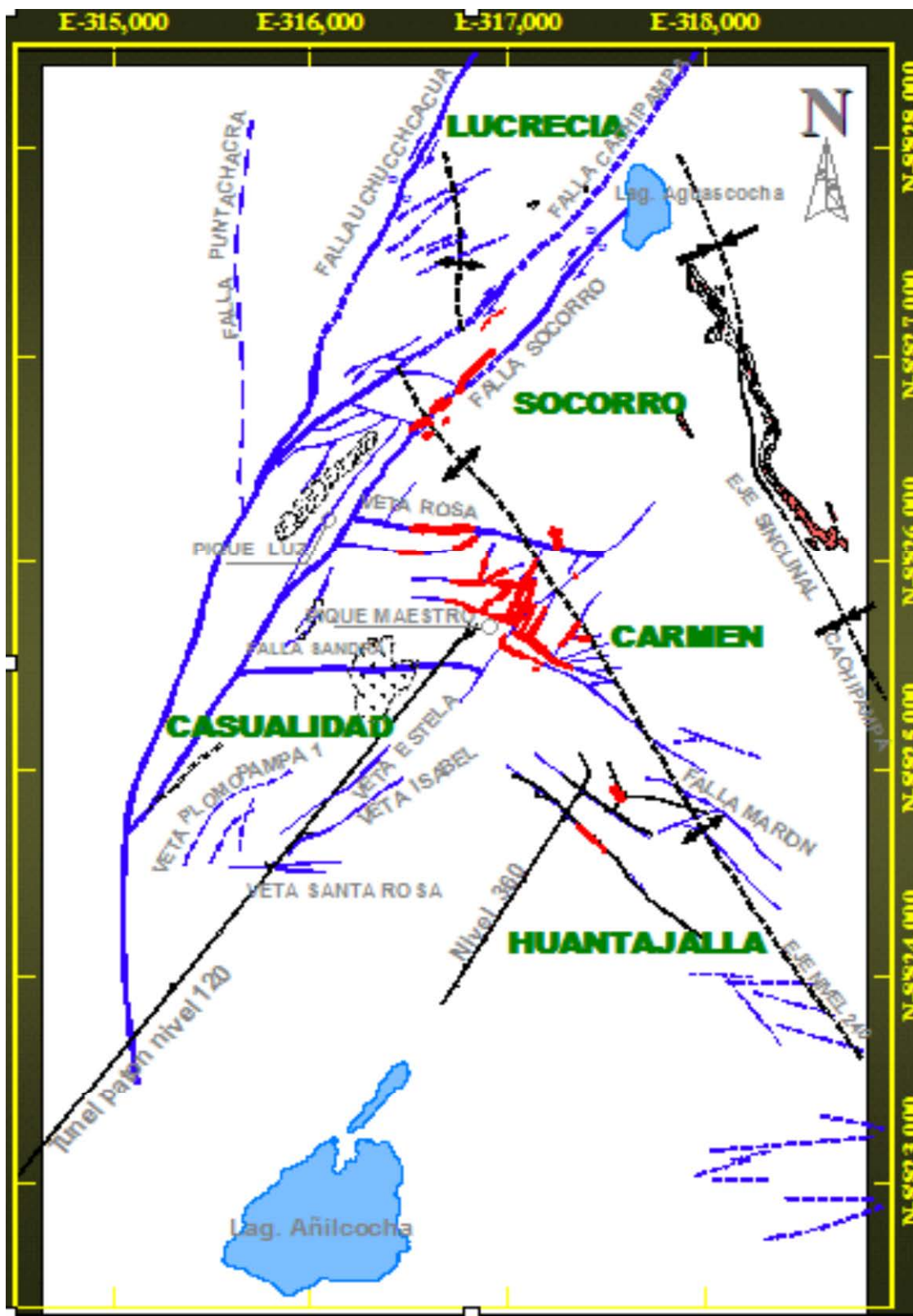


Figura 2.6.- Geología Estructural del Yacimiento

2.5.- Geología económica

Uchucchacua es un depósito hidrotermal epigenético del tipo de relleno de fracturas (vetas), las cuales también fueron canales de circulación y reemplazamiento metasomático de soluciones mineralizantes que finalmente formaron cuerpos de mineral. La presencia de intrusivos ácidos como pequeños stocks y diques, sugieren la posible existencia de concentraciones u ore bodies de mineral del tipo de metasomatismo de contacto especialmente de zinc. La mineralización económica comercial es básicamente de plata, como subproducto se extrae zinc, se observa además una amplia gama de minerales de ganga muchos de rara naturaleza. Las estructuras se emplazan en rocas calcáreas del cretácico superior y son de diversa magnitud, asociadas a ellas se encuentran cuerpos de reemplazamiento irregulares y discontinuos. En la zona de Casualidad y Socorro SW hay evidencia de skarn mineralizado. El área mineralizada se encuentra en un perímetro de 4Km x 1.5 Km. y para efectos de operación se le ha dividido en cuatro zonas Socorro, Carmen, Huantajalla y Casualidad.

Sistema de Vetas

Entre las fallas Uchucchacua, Cachipampa y Socorro es posible definir tres sistemas:

a. Sistema NW-SE, predomina mayormente en el área de Socorro, a esta pertenece las vetas Camucha, Lucero, Dora, V-3, Doris, Socorro 1 y se encuentran limitados entre las fallas Uchucchacua y Cachipampa.

b. Sistema E-W, el cual parece estar controlando el fracturamiento NW-SE y EN-SW; estas vetas tienen rumbos entre N 80 E a E-W y buzamientos que tienden a ser verticales, sus zonas de oxidación profundizan considerablemente, pasando a veces los 300 m; las vetas de este sistema son: Rosa, Sandra, Rosa 2, Consuelo, Karla, Silvana, etc.

c. Sistema NE-SW, es al parecer el sistema dominante sobre todo al Sur de la zona de producción, las exploraciones al Sur de veta Rosa toman el rumbo de las vetas de este sistema, las cuales se disponen alrededor de los intrusivos observados en superficie en el área de Casualidad, son de relativa larga longitud ya que se las observa desde el campamento Plomopampa, son sinuosos con ramales secundarios, zonas de angostamiento y ensanchamiento; a este sistema pertenecen las vetas Luz, Casualidad 1, 2, Victoria, Claudias, Plomopampa 1, 2 y sistema Huantajalla.

2.6.- Hidrología

Cuencas Hidrográficas

Las labores mineras de Uchucchacua se ubican en la cuenca de la laguna Patón, perteneciente a la vertiente del océano Pacífico. La cuenca tiene una superficie de 3,860 ha. Nace en la zona alta de la Laguna Cabalococha, sobre los 5,000 msnm y alberga a varias lagunas pequeñas en su parte intermedia. La laguna Patón descarga en el río Patón, afluente del río Huaura. Las lagunas de la parte intermedia son la laguna Cutacocha, que abastece de agua a las instalaciones de la mina, la laguna Colquicocha, que abastece de agua a la planta concentradora y la laguna Añilcocha.

2.7.- Caracterización de las estructuras principales

Esta labor es realizada por el área de geología - geomecánica que trata de mantener actualizada esta información por lo menos para todas las labores permanentes y temporales. Esta información es valiosa, en el sentido de que se dispondrá de elementos de juicio que apoyen a la toma de decisiones sobre las diferentes variables geomecánicas asociadas al minado. Ver tablas 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4, así como las figuras 2.7, 2.8, 2.9 y 2.10.

Tabla 2.1.- Características estructurales de las principales fallas

FALLAS PRINCIPALES YACIMIENTO UCHUCCHACUA					
	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP-DIRECCION	DIP	TIPO
FALLA PUNTACHACRA	NS	78E	90	78	DEXTRAL
FALLA UCHUCCHACUA	N30E	80NW	300	80	DEXTRAL
FALLA CACHIPAMPA	N55E	85NW	325	85	DEXTRAL
FALLA SOCORRO	N40E	82NW	310	82	DEXTRAL
FALLA MANCACUTA	N45E	85NW	315	85	DEXTRAL
FALLA ROSA	S80E	80SW	190	80	SINEXTRAL
FALLA SOCORRO 1	N85W	60NE	175	60	DEXTRAL
FALLA ANDREA	EW	83S	180	83	DEXTRAL
FALLA SANDRA	EW	80N	360	80	DEXTRAL

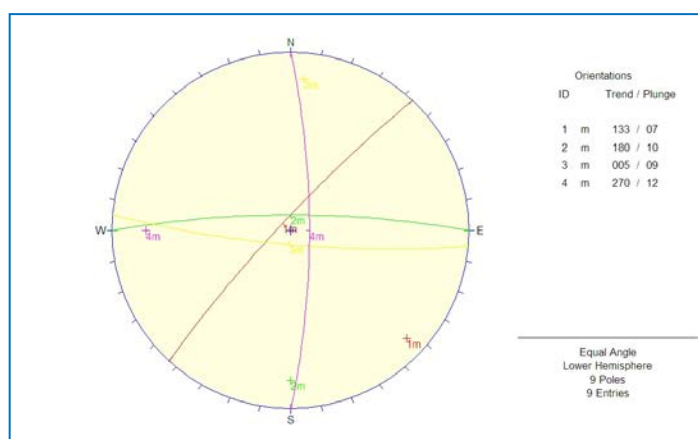


Figura 2.7.- Orientación de las principales con el Dips

Tabla 2.2.- Características estructurales de fallas Mina Carmen

FALLAS PRINCIPALES MINA CARMEN					
	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP-DIRECCION	DIP	TIPO
VETA PETRA	N30E	85NW	300	85	DEXTRAL
VETA PETRA-PATRICIA	N60E	80NW	330	80	DEXTRAL
VETA ROSALIA	N50E	75SW	140	75	DEXTRAL
CUERPO VICTORIA 1	N30E	85NW	300	85	DEXTRAL

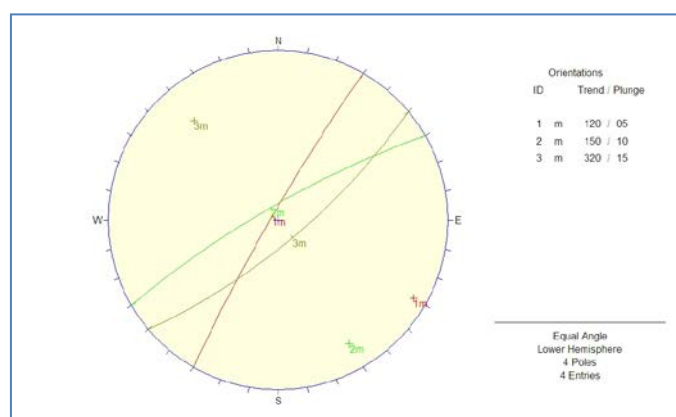


Figura 2.8.- Orientación de la fallas en Mina Carmen usando el DIPS

Tabla 2.3.- Características estructurales de fallas Mina Huantajalla y Casualidad

FALLAS PRINCIPALES MINA HUANTAJALLA -CASUALIDAD					
	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP-DIRECCION	DIP	TIPO
CASUALIDAD	N37W	85NE	53	85	
VETA RAMAL 3 A	N60W	60SW	210	60	
VETA MARIANA	N80E	70SE	170	70	
VETA SARITA	N73W	75SW	190	75	
VETA SARITA TENSIONAL	S63W	75NW	333	75	

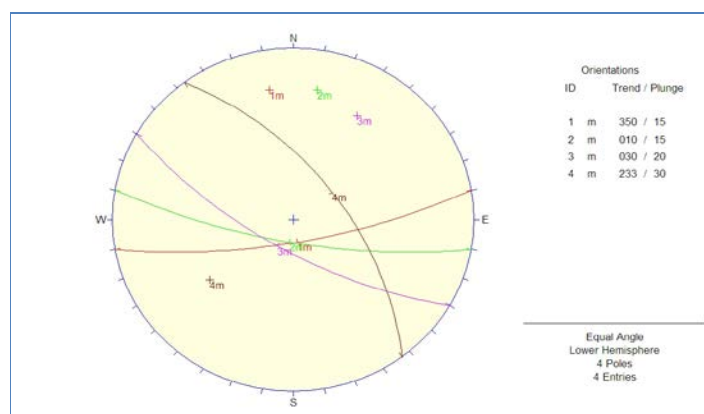


Figura 2.9.- Orientación de fallas de la Mina Huantajalla y Casualidad usando el DIPS

Tabla 2.4.- Características estructurales de fallas Mina Socorro

FALLAS PRINCIPALES MINA SOCORRO					
	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP-DIRECCION	DIP	TIPO
GINA -SOCORRO	N74W	16NE	316	16	
ELIANA NORTE	N40W	16SE	130	16	
REGINA	N64E	20NW	64	20	
VETA DEISSY	N80W	75NE	310	75	
GIOVANA -NORTE	N40E	85NW	310	85	

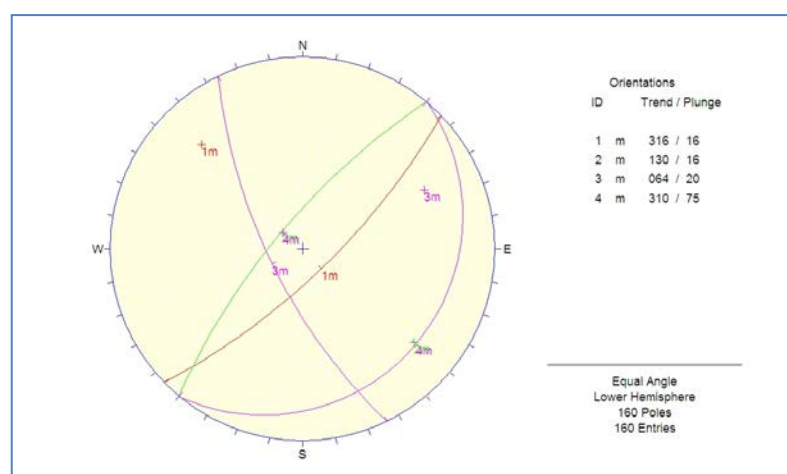


Figura 2.10.- Orientación de fallas de la Mina Socorro usando el DIPS

CAPITULO 3

MARCO TEORICO

3.1.- Descripción del Grafico Múltiple para la estimación preliminar del comportamiento del macizo rocoso en una excavación subterránea

La principal incertidumbre en túneles está relacionada con la identificación de los riesgos que se puedan presentar durante su excavación, debido a los diferentes tipos de rotura que presenta el macizo rocoso, por lo que, la predicción del comportamiento de una excavación es un punto clave en los diseños de túneles, habiéndole dedicado los especialistas en mecánica de rocas muchos esfuerzos con el objetivo de aumentar la fiabilidad de las evaluaciones.

Uno de los trabajos más recientes, relacionado con la predicción de riesgos, es el propuesto por el Dr. G. Russo, 2007 (Geodata SpA, Turin, Italy) titulado “Un enfoque racional simplificado para la evaluación preliminar del comportamiento de las excavaciones de túneles en roca”. Este enfoque de evaluación correlaciona las diferentes clasificaciones geomecánicas (RMi, GSI y RMR) con el objeto de obtener un índice de competencia (IC), que al relacionarlo con las tensiones verticales, nos permita identificar en forma preliminar, los diferentes tipos de rotura del macizo rocoso que puedan presentarse durante la excavación.

Descripción del Grafico Múltiple:

El grafico múltiple (Russo, 2007) está compuesto por cuatro sectores como se indica en la figura 3.1, habiéndose elaborado en cada uno ellos un uso sencillo de la cuantificación de las propiedades del macizo rocoso. Estos sectores son los siguientes:

Sector I: Caracterización del macizo rocoso (Volumen de bloque + condición de discontinuidades). Ver figura 3.2.

Sector II: Resistencia del macizo rocoso (Resistencia de la roca intacta + Caracterización del macizo rocoso). Ver figura 3.3.

Sector III: Índice de Competencia (Resistencia del macizo rocoso + Condición tensional in-situ). Ver figura 3.4.

Sector IV: Comportamiento de la excavación (Índice de competencia + Condición de auto-soporte). Ver figura 3.5.

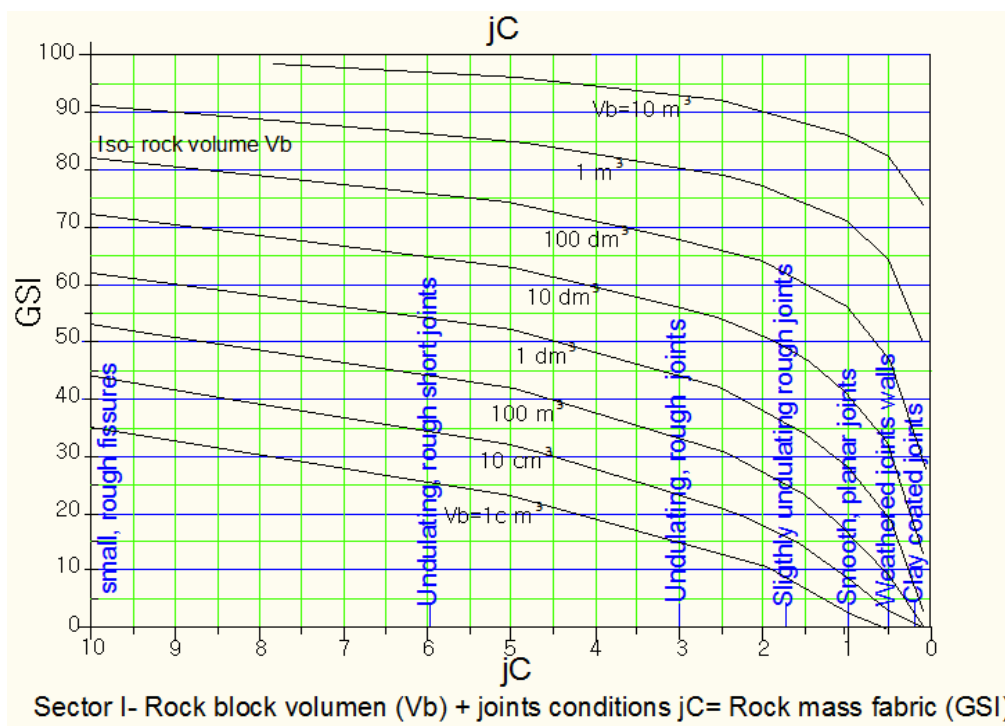


Figura 3.2 - Sector I: Estimación de las características del macizo rocoso - Fuente -
Dr. G. Russo, 2007 (Geodata SpA, Turin, Italy)

La relación básica es la siguiente: Volumen de Bloque (Vb) + Condición de discontinuidades (jC) = Caracterización del macizo rocoso (GSI, E. Hoek, 95)

En el sector I, el índice de caracterización es el GSI y su estimación se deriva del método propuesto recientemente por el autor, donde se tiene en cuenta el marco conceptual de equivalencia entre GSI y JP (parámetro de discontinuidades).

De acuerdo a la correlación de los dos sistemas, se tiene:

$$\text{RMi: } \sigma_{cm} = \sigma_c \cdot \text{JP}$$

Donde: σ_c = Resistencia de la roca intacta y $\text{JP} = \text{Vb} \cdot \text{jC}$

El volumen de bloque (V_b) se determina mediante la siguiente relación: $V_b = s_1 * s_2 * s_3$, donde s_1 , s_2 y s_3 son los espaciamientos mínimos y máximos de los principales sistemas de fracturas, por lo que se asume bloques formados por tres sistemas de fracturas principales ortogonales a sub-ortogonales entre sí – ver tabla 3.4.

La condición de discontinuidades (j_C) se determina mediante la siguiente relación: $j_C = j_L * (j_R / j_A)$, donde j_L es el factor de longitud y continuidad de las discontinuidades – ver tabla 3.1, j_R es el factor de rugosidad – ver tabla 3.2 y j_A es el factor de alteración de las discontinuidades – ver tabla 3.3.

Tabla 3.1.- Valoración del Índice j_L :

Longitud de las diaclasas (m)	Termino	Tipo	j_L	
			Diaclasas continuas	Diaclasas discontinuas
< 0.5	Muy corta	Foliación / Estratificación	3	6
0.1 – 1	Corta /Pequeña	Diaclasa	2	4
1 – 10	Media	Diaclasa	1	2
10 – 30	Larga / Media	Diaclasa	0.75	1.5
>30	Muy larga / Grande	Diaclasas rellenas, diques	1	1

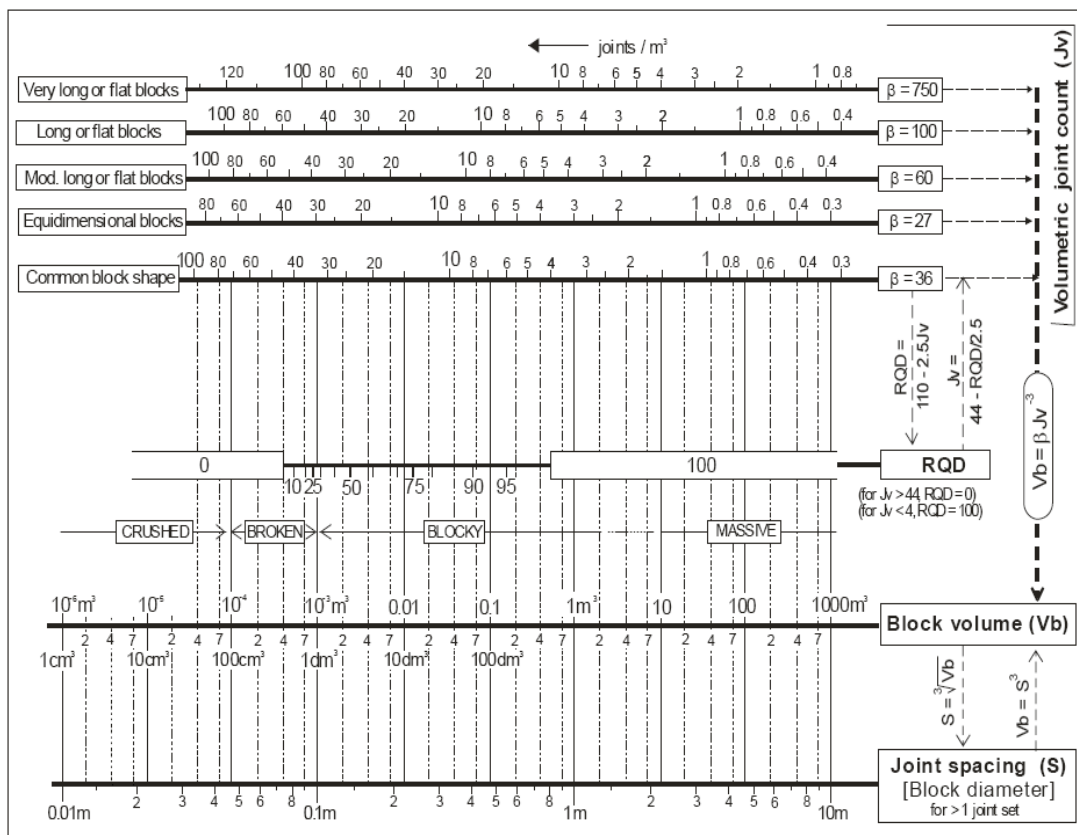
Tabla 3.2.- Valoración del Índice j_R :

Rugosidad del plano de la diaclasa a pequeña escala	Ondulación del plano de diaclasado a gran escala				
	Planar	Ligeramente ondulado	Altamente ondulado	Escalonado	Entrelazado (a gran escala)
Muy Rugoso	3	4	6	7.5	9
Rugoso	2	3	4	5	6
Ligeramente rugoso	1.5	2	3	4	4.5
Uniforme	1	1.5	2	2.5	3
Pulido	0.75	1	1.5	2	2.5
Espejo de falla	0.6 - 1.5	1 - 2	1.5 - 3	2 - 4	2.5 - 5
Para diaclasas rellenas, $j_R=1$. Para diaclasas irregulares, se sugiere $j_R=5$					

Tabla 3.3.- Valoración del Índice jA:

A. Contacto entre las dos superficies de las paredes de la diaclasa			
Termino	Descripción	jA	
Diaclasas limpias			
<ul style="list-style-type: none"> • Diaclasas "soldadas" o "pegadas" • Paredes de roca inalterada 	Relleno blando e impermeable (cuarzo, epidota) Superficies sin recubrimiento o relleno	0.75	1
<ul style="list-style-type: none"> • Alteración de la pared de la diaclasa 	La superficie de la diaclasa presenta una categoría mas de alteración que la roca		2
<ul style="list-style-type: none"> * 1 grado mas alterada 	La superficie de la diaclasa presenta dos categorías mas de alteración que la roca		4
<ul style="list-style-type: none"> * 2 grados mas alterada 			
Diaclasas con recubrimiento o relleno fino			
<ul style="list-style-type: none"> • Arenas, limos, calcita, etc 	Recubrimiento de material friccional sin arcilla		3
<ul style="list-style-type: none"> • Arcillas, cloritas, talco 	Recubrimiento de material blando y cohesivo		4
B. Diaclasas rellenas, con parcial o ningún contacto entre las superficies de las paredes			
Tipo de material de relleno	Descripción	Contacto parcial entre las Paredes Relleno fino (< 5mm) (jA)	Sin contacto entre las Paredes Relleno fino o milonita (jA)
<ul style="list-style-type: none"> • Arena, limos, calcita, etc. 	Relleno con material friccional sin arcilla	4	8
<ul style="list-style-type: none"> • Materiales arcillosos compactados 	Relleno duro proveniente de materiales blandos y cohesivos	6	10
<ul style="list-style-type: none"> • Materiales arcillosos blandos 	Sobreconsolidación media a baja del relleno	8	12
<ul style="list-style-type: none"> • Materiales arcillosos expansivos 	Material de relleno que exhibe claras propiedades expansivas	8 - 12	12 - 20

Tabla 3.4.- Volumen de Bloque (Vb):



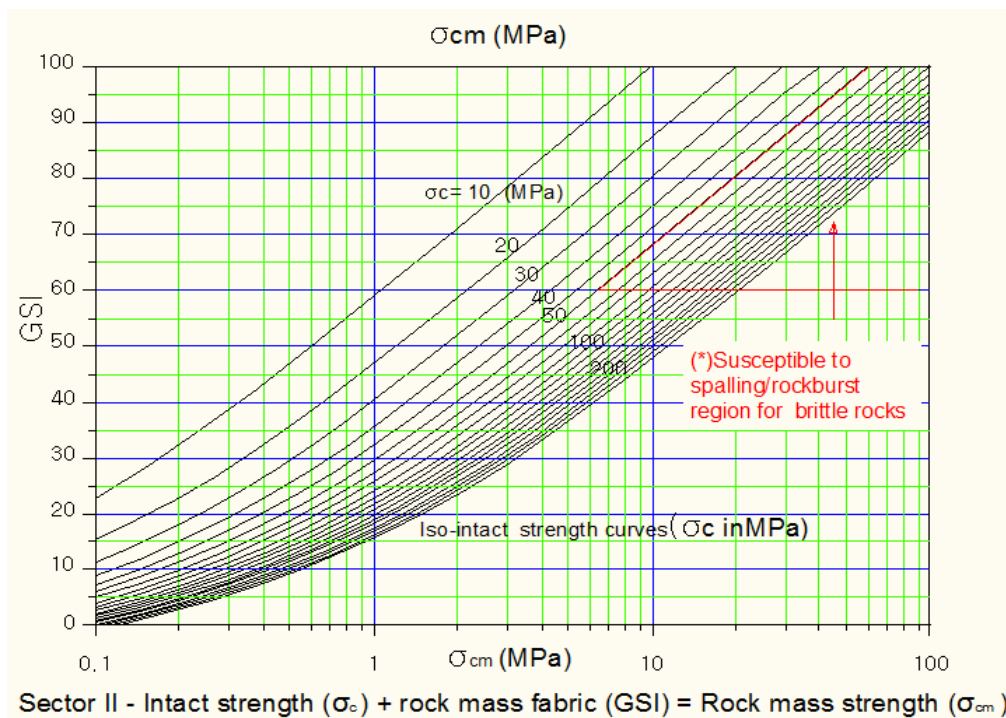


Figura 3.3.- Sector II: Estimación de la resistencia del macizo rocoso - Fuente - Dr.

G. Russo, 2007 (Geodata SpA, Turin, Italy)

La relación básica es la siguiente: Caracterización del macizo rocoso (GSI) + Resistencia de la roca intacta (σ_c) = Resistencia del macizo rocoso (σ_{cm})

La estimación de la resistencia del macizo rocoso se basa en la ecuaciones de Hoek, et. al. (2002). En particular, este valor es gráficamente obtenido por la intersección de las curvas de estimación del GSI y resistencia de roca intacta. La fiabilidad de la estimación de la resistencia del macizo rocoso esta principalmente relacionado a ambos.

El autor (G. Russo) selecciona un área susceptible al lajamiento o estallido de rocas que está comprendido entre los intervalos de un GSI entre 60 a 100 y una resistencia de la roca intacta (σ_c) entre 80 a 400 MPa. Sin embargo, Diederichs (2004, 2005) propone que estos intervalos de ocurrencia de lajamiento o

estallido de roca corresponden a un GSI de 80 a 100 y una resistencia de la roca intacta (σ_c) entre 100 a 400 MPa.

En el caso de una falla por lajamiento (spalling), que implica moderada a alta resistencia de la roca intacta, puede producirse por sobretensiones en macizos rocosos de buena calidad, resistente y frágil. En tal caso, de acuerdo al "criterio de $m=0$ " (véase, por ejemplo, Kaiser (1994) y Diederichs (2004, 2005)), la resistencia movilizada por rotura puede resultar superior o inferior que la resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}), derivado de las ecuaciones basadas de GSI (Hoek et al), dependiendo básicamente del valor obtenido del GSI y la tensión para la iniciación de grietas.

Para una estimación preliminar de la posibilidad de inestabilidad por tensiones de rocas frágiles [índice de fragilidad $IF = (\sigma_c/\sigma_t) > 8$], en el sector II, la región susceptible a spalling/rockburst, está asociada únicamente con la condición de altas tensiones. Véase las Figuras 3.4 y Fig. 3.5.

Rotura del macizo rocoso por lajamiento (spalling) del hastial derecho de un túnel en andesitas levemente fracturadas ($3 < \sigma_c / \sigma_1 < 5$).



Figura 3.4.- Rotura del macizo rocoso por lajamiento (spalling)

Rotura del macizo rocoso masivo por estallido de rocas (rock burst) del hastial izquierdo de un túnel ($\sigma_v/\sigma_1 < 3$).



Figura 3.5.- Rotura del macizo rocoso por estallido de rocas (rock burst)

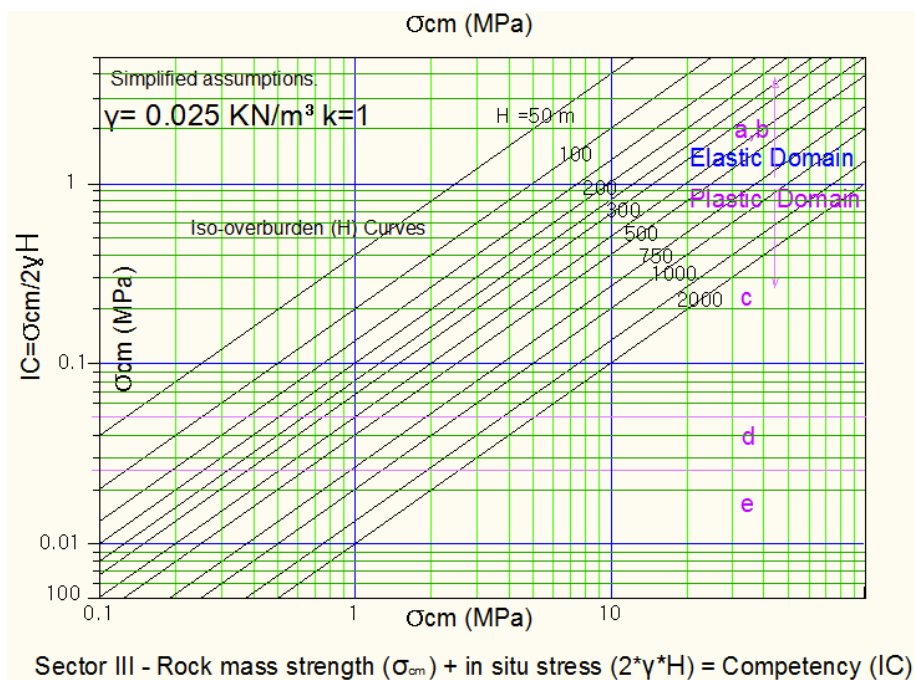


Figura 3.6.- Sector III: Estimación de la Competencia del macizo rocoso - Fuente -

Dr. G. Russo, 2007 (Geodata SpA, Turin, Italy)

La relación básica es la siguiente: Resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}) + Tensiones In-situ (σ_{θ}) = Competencia del macizo rocoso (IC)

En el sector III, el índice de competencia (IC) es simplemente definido como la relación entre la resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}) y la tensión tangencial (σ_{θ}) en el contorno de la excavación.

Es importante señalar que en este sector se adopta una suposición simplificada acerca de la tensión original in-situ, considerando un valor de $k=1$, donde k es la relación entre las tensiones principales in-situ (horizontal y vertical). En consecuencia, para un túnel circular se tiene $\sigma_{\theta}=2\gamma H$, donde γ = densidad del macizo rocoso (valor asumido = 0.025kN/m^3) y H =sobrecarga (m). En el caso de $k\neq 1$, una aproximación razonable puede consistir en calcular la tensión máxima tangencial $\sigma_{\theta \text{ máx.}}=3\sigma_1-\sigma_3$ y, a continuación, dividirla por 2γ , a fin de derivar la sobrecarga ficticia, eso origina el mismo $\sigma_{\theta}=\sigma_{\theta \text{ máx.}}$ para $k=1$.

En este sector, el valor de $IC=1$ separa la respuesta de deformación de la excavación en los dominios elástico (arriba) y plástico (abajo). También, una clasificación de cuatro clases en función de la deformación que pueda presentarse (a/b, c, d, e/f). La clase a/b pertenecen al dominio elástico y las clases c, d, e/f pertenecen al dominio plástico.

Así mismo, se consideraron dos distinciones adicionales: 1) en el caso de respuesta elástica (es decir, clase a/b) la clase "b" indicó un macizo rocoso discontinuo propenso a inestabilidad por cuñas; 2) clase "f" fue asociada a las condiciones del colapso inmediato de la cara de túnel.

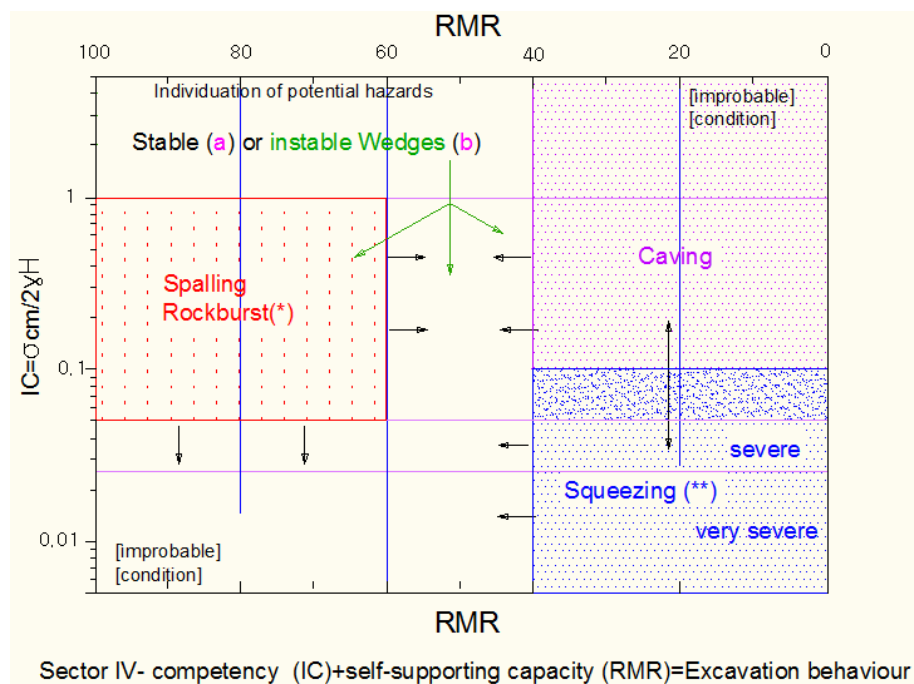


Figura 3.7.- Sector IV: Estimación del comportamiento del macizo rocoso en la excavación - Fuente - Dr. G. Russo, 2007 (Geodata SpA, Turin, Italy)

La relación básica es la siguiente: Competencia del macizo rocoso (IC) + Capacidad de auto-soporte (RMR)=Comportamiento del macizo rocoso en la excavación (GD)

En este último sector del gráfico múltiple, la determinación del comportamiento integral del macizo rocoso se estima en forma aproximada, mediante el uso de las correlaciones anteriores con el índice de competencia (IC).

Siguiendo el esquema conceptual presentado, las clases de roca propuestas según el grado de deformación en el sector III (a/b, dominio elástico y c, d, e/f, dominio plástico) se correlacionan con los tipos de roca según el RMR (Bieniawski, 1984), teniendo en cuenta también su conocida relación empírica con la capacidad de auto-soporte de los macizos rocosos.

La rotura por lajamiento (spalling) o estallido de rocas (rockburst) está asociado a macizos rocosos muy buenos (masivos a levemente fracturados y muy resistentes) sometidos a altas tensiones (gravitacionales, tectónicas o inducidas). Según el RMR, corresponde a clases de roca Tipo I (Muy Buena).

La rotura por cuñas inestables está principalmente asociado a macizos rocosos buenos a regulares sometidos a condiciones relativas de baja tensión, es decir, cuando predomina como respuesta de la excavación, la resistencia de cizalla de discontinuidades, por lo que ocurre una falla estructuralmente controlada (Bandis, 1997). Según el RMR, corresponde a clases de roca Tipo I y II (Muy Buena a Buena).

3.2.- Caracterización de la masa rocosa

La caracterización de la masa rocosa de las labores quedará definida por los planos litológicos estructurales que elaboren el Departamento de Geología-geomecánica y la calidad de la masa rocosa determinada en el mapeo geomecánico. Se tiene establecido un código de colores para designar rangos de calidad de masa rocosa, utilizando el criterio de clasificación de Bieniawski (1989), el cual contempla 5 clases de rocas según los valores de RMR (Rock Mass Rating): Clases I, II, III, IV y V, respectivamente correspondientes a rocas de calidad Muy Buena, Buena, Regular, Mala y Muy Mala, ver tabla geomecánica versión 8 que es vigente a partir del mes de julio del 2013 ver figuras 3.8 y 3.9.

Para clasificar geotécnicamente a la masa rocosa se utilizó la información desarrollada precedentemente, aplicando los criterios de clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR – Valoración del Macizo Rocosos – 1989), Barton y Colaboradores (Sistema Q – 1974) y Marinos & Hoek (GSI – Geological Strength Index – 2002).


Los valores de resistencia compresiva de la roca intacta, fueron obtenidos conforme a los procedimientos señalados más adelante en el punto 3.5 del índice c. Los valores del índice de calidad de la roca (RQD) fueron medidos y calculadas en el terreno donde además se tomó fotografías las cuales se muestran en el punto 5.1 que se detallan más adelante de acuerdo a las 3 estaciones realizadas.

El criterio adoptado para clasificar a la masa rocosa se presenta en la tabla 3.5

Criterio para la clasificación de la masa rocosa

Tabla 3.5.- Tabla de clasificación del macizo rocoso

Tipo de roca	Rango RMR	Rango Q	Calidad según RMR
II	> 60	> 5.92	Buena
III A	51 – 60	2.18 – 5.92	Regular A
III B	41 – 50	0.72 – 1.95	Regular B
IV A	31 – 40	0.24 – 0.64	Mala A
IV B	21 – 30	0.08 – 0.21	Mala B
V	< 20	<0.07	Muy Mala

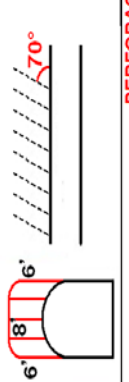


Compañía de Minas Buena Ventura

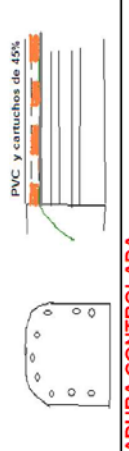
TABLA GEOMECANICA (V-8) 2013

TIPO DE ROCA	CALIDAD DE LA ROCA	TIEMPO DE AUTOSOPORTE MÁXIMO	ANCHO MÁXIMO EN TAJEOS	DESATADO DE ROCA	ALTURA MÁXIMA EN TAJEOS
2	Roca Buena	1 Año	15 m.	1. Cuando se trabaja con Jumbo en secciones (3.5x3.5m ó mas) se desata con Jumbo-scaler ó empernador. 2. Cuando se trabaja con maquina chica en secciones (menores a 3x3m) el desatado manual es con juego de barretillas 4, 6, 8, 10 pies con punta y pico loro. 3. En cada procedimiento de desatado este debe eliminar toda las rocas sueltas	6 m. con Jumbo 5 m. con Maquina Chica
3	Roca Regular	2 Días	10 m.	Las veces que sea necesario -durante el proceso de desatado en la perforación y antes del cargulo de explosivos.	6 m. con Jumbo 5 m. con Maquina Chica
4	Roca Mala	4 Hras.	5 m.		5 m. con Jumbo 3 m. con Maquina Chica si es necesario shotcrete preventivo antes de ingresar.
5	Roca Muy Mala	0 Hra.	0 m.		4 m. con Jumbo shotcrete preventivo antes de ingresar


PERFORACION Y VOLADURA EN REALCE



PERFORACION Y VOLADURA CONTROLADA EN FRENTES



GATAS Y SOPORTES DE MALLA



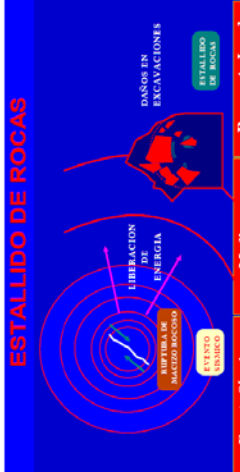
PERFORACION Y VOLADURA CONTROLADA COLOCACION DE WOOD PACK

- > Panel : 5' X 5' X 4 Pies de EUCALIPTO; Resist. 18 Kg/cm2
- > BASE : 4 X 4 Pies (1.2 m x 1.2 m)
- > ALTURA : 3 VECES LA BASE.

OTROS ESTANDARES COMPLEMENTARIOS

- * Traslape de mallas electrosoldadas a 30 cm (3 cocadas) con split set de 2' solo en labores permanentes.
- * En tajos y frentes cuando el disparo es con jumbo - percutado con jumbo o scaler - sostenimiento con jumbo o con empernador mecanizado.
- * Para maquina chica, se tendra que limpiar la carga, hacer piso de perforación y luego desatar y sostener

ESTALLIDO DE ROCAS



EMERGENCIAS 4377

SEGURIDAD 4231

GEOMECANICA 4280

CONTROL DE OPERACIONES 4201

Respuesta Local

Figura 3.8.- Cartilla Geomecánica (V-8) 2013; cara A


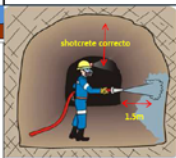
TIPOS DE ROCA Y SOSTENIMIENTO A APLICARSE									
		IDENTIFICACION DE CALIDAD Y TIPO DE ROCA		ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO					
		CÓDIGO	TIPO DE ROCA	DESCRIPCION	LABORES PERMANENTES (RAMPAS, GALERIAS Y CRUCEROS)		LABORES TEMPORALES (RAMPAS, VENTANAS, SIN ACCESOS y/o TAJOS DE EXPLOTACION)		
		TIPO DE SOSTENIMIENTO PARA EXCAVACIONES							
		CON MAQUINA CHICA	CON JUMBO	CON MAQUINA CHICA	CON JUMBO				
1	81 - 100	Roca Muy Buena	D Roca Muy dura a dura E Pocas fracturas (2 a 5 por metro) A Techo y paredes seco-humedo	No aplica sostenimiento	No aplica sostenimiento	No aplica sostenimiento	No aplica sostenimiento	Elementos * Split Set -Super split set * Pernos Helicoidales * Wood Pack * Gatas Mecánicas * Shotcrete	
2	61 - 80	Roca Buena	D Roca dura a semi dura E Regular cantidad de fracturas y fallas menores (8 a 12 fracturas por metro) A Techo y paredes húmedo o mojado	Sostenimiento cuando lo requiera	Sostenimiento cuando lo requiera	Sostenimiento cuando lo requiera	Sostenimiento cuando lo requiera	Capacidad de Carga mínima Resistencia de 1.2 a 2.5 Ton/pie Resistencia de 1.5 Ton/pie Soporta 90 Ton. Soporta 5 a 15 Ton. 210 Kg/cm ² (350 joules EA)	
3	41 - 60	Roca Regular	D Roca dura a semi dura E Regular cantidad de fracturas y fallas menores (8 a 12 fracturas por metro) A Techo y paredes húmedo o mojado	Sostenimiento con pernos/split set de 5 o 7 pies espaciados a 1.20m en cocada o rombo. Malla en techo y paredes a la altura de 1.5m del piso de la labor. Uso de split set de 2 pies en traslapes. La secuencia de pernos/split set por fila es 4 x 3 Shotcrete de 2" cuando lo requiera	Sostenimiento con super split set de 7 pies espaciados a 1.20m en cocada o rombo. Malla en techo y paredes a la altura de 1.50m del piso de la labor. La secuencia de Super split set por fila es 6 x 5 Shotcrete de 2" de espesor si es necesario.	Sostenimiento con split set de 5 o 7 pies espaciados a 1.20m en cocada o rombo. Malla en techo y paredes a la altura de 1.50m del piso de la labor. Uso de gatas mecánicas o puntales de línea (cachacos) Shotcrete de 2" cuando lo requiera	Sostenimiento con super split set de 7 u 8 pies espaciados a 1.20m en cocada o rombo. Malla en techo y paredes a la altura de 1.50m del piso de la labor. Shotcrete de 2" cuando lo requiera		
4	21 - 40	Roca Mala	D Roca suave y deleznable E Muy fracturada, con fallas panizadas (13 a 20 fracturas por metro) A Con goteo o flujos de agua en techo y paredes	Sostenimiento con pernos/split set de 5 o 7 pies espaciados cada 1.00m en cocada o rombo. Malla en techo y paredes a la altura de 1.00m del piso de la labor. Uso de split set de 2 pies en traslapes. La secuencia de pernos/split set por fila es 5 x 4 Se aplicara una capa de shotcrete de 2" a 3" uso de arcos estructurales si es necesario.	Sostenimiento con super split set de 7 pies espaciados a 1.00m en cocada o rombo. Malla en techo y paredes a la altura de 1.00m del piso de la labor. La secuencia de pernos/split set por fila es 7 x 6 Se aplicara una capa de shotcrete de 2" a 3" uso de arcos estructurales si es necesario.	Sostenimiento con split set de 5 o 7 pies espaciados a 1.00m en cocada o rombo. Malla en techo y paredes a la altura de 1.00m del piso de la labor. Se aplicara una capa de shotcrete de 2" a 3" si es necesario. Uso de gatas mecánicas o puntales de línea (cachacos)	Sostenimiento con super split set de 7 u 8 pies espaciados a 1.00m en cocada o rombo. Malla en techo y paredes a la altura de 1.00m del piso de la labor. Se aplicara una capa de shotcrete de 2" a 3" si es necesario.		
5	0 - 20	Roca Muy Mala	D Roca muy suave tipo suelo E Muy fallada, panizada (más de 20 fracturas por metro) tipo suelo A Flujo de agua	Sostenimiento preventivo con shotcrete de 2" de espesor luego con pernos o split set espaciados cada 1.00m con malla electrosoldada. Luego se completara shotcrete con una capa de 2" de espesor shotcrete. Luego se concluye con: Cerchas 4x13 o equivalente -arcos estructurales, espaciados cada 1.00m por ser terrenos sumamente pesados.	Sostenimiento preventivo con shotcrete de 2" de espesor luego se completa shotcrete. Luego se concluye con: Cerchas 4x13 o equivalente -arcos estructurales, espaciados cada 1.00m por ser terrenos sumamente pesados.	Sostenimiento preventivo con shotcrete de 2" de espesor luego con pernos o split set espaciados cada 1.00m con malla electrosoldada. Uso de Wood Packs, gatas mecánicas, puntales de línea y shotcrete de 2" de espesor completando para pasar al proceso de perforación y voladura.	Sostenimiento preventivo con shotcrete de 2" de espesor luego con pernos o split set espaciados cada 1.00m con malla electrosoldada. Uso de Wood Packs, gatas mecánicas, puntales de línea y shotcrete de 2" de espesor completando para pasar al proceso de perforación y voladura.		
TIPO DE SOSTENIMIENTO PARA CHIMENEAS									
ROCA BUENA	ROCA REGULAR	ROCA MALA	ROCA MUY MALA					SHOTCRETE: VIA HUMEDA: *MIX DE AGREGADO (SERRA) *40KG DE FIBRA PPM-1000 *10 BOLSAS DE CEMENTO *0.5L DE ADITIVO *0.5L DE PLASTIFICANTE RESISTENCIA MINUTUA 210 KG/CM ² (150 JOULES) CONSIDERA REBOTE APROXIMADO DE 20% SHOTCRETE: VIA SECA DIFICULTACION: SIMILAR A LA VIA HUMEDA MENOS PLASTIFICANTE CONSIDERA REBOTE APROXIMADO 10%	
MOVER LA SOGA EN DIFERENTES SENTIDOS, ANTES DE SUBIR AL TOPE PARA HACER CASER TROCOS SUSPENDIDOS EN LAS TABLAS DESATAR CON BARRETILLA DE 4 Y 6 PIES TECHO Y PAREDES DESDE UNA POSICION SEGURA. COLOCAR LOS PUNTALES DE AVANCE CADA 1.0M COMO AVANCE Y SOSTENIMIENTO.	MOVER LA SOGA EN DIFERENTES SENTIDOS, ANTES DE SUBIR AL TOPE PARA HACER CASER TROCOS SUSPENDIDOS EN LAS TABLAS DESATAR CON BARRETILLA DE 4 Y 6 PIES TECHO Y PAREDES DESDE UNA POSICION SEGURA. COLOCAR LOS PUNTALES DE AVANCE CADA 1.0m COMO AVANCE Y SOSTENIMIENTO MANTENER LA TOLVA CAMBIO 4.5 m DEL TECHO- USAR SPLIT SET DE 2 O 3 PIES EN LAS PAREDES Y TECHO - USO DE MALLA CUANDO EXISTE PRESENCIA DE ESPURJOS (SAAMIENTO-HATELAMIENTO-REVENTAZONES)	LOS MISMOS PASOS A SEGUIR QUE EN ROCA REGULAR Y BUENO COLOCAR DOS PUNTALES CERCA AL TOPE CON DOS TABLAS MOVIBLES DE GUARDAR CUBIERTA DEBAJO DE ESTO PERFORARA EL TECHO MANTENER LA TOLVA CAMBIO 4.5 m DEL TECHO COLOCAR SPLIT SET DE 2 O 3 PIES EN LAS PAREDES Y/O TECHO SI ES NECESARIO CON MALLA O SHOTCRETE SI LO PERMITE.	LOS MISMOS PASOS A SEGUIR QUE EN ROCA MALA Y BUENO COLOCAR DOS PUNTALES CERCA AL TOPE CON DOS TABLAS MOVIBLES DE GUARDAR CUBIERTA DEBAJO DE ESTO PERFORARA EL TECHO SI BONDAS CONDICIONES CON SHOTCRETE O ABBAR CRIMINS -LA TOLVA CAMBIO 5m CERCA AL TECHO, COLOCAR MALLA Y SPLIT SET EN EL TOPE.						

Figura 3.9.- Cartilla Geomecánica (V-8) 2013; cara B

3.3.- Aplicación de la información básica

Todas estas aplicaciones pueden ser realizadas en una determinada mina, dependiendo de las características del minado. En Mina Uchucchacua, por el momento el problema de los altos esfuerzos existentes y el riesgo a caída de rocas que conlleva, con ello inferir el tipo de rotura que pueda sufrir el macizo rocoso de acuerdo a las estaciones tomadas que se mencionan en la figura 5.12 y la recomendación del sostenimiento de acuerdo al método Noruego. A continuación tenemos algunos puntos muy importantes a considerar:

- a.- Establecer las secuencias de avance de la explotación más convenientes desde el punto de vista de la estabilidad de las excavaciones, tanto a nivel local como a nivel global.
- b.- Determinar los requerimientos de sostenimiento de las labores mineras (tajeos y labores de avance), que llevarán a establecer estándares de sostenimiento en calidad y cantidad por calidades de roca.
- c.- Implementar mediciones instrumentales para monitoreos diversos del comportamiento de la roca involucrada con las labores mineras.
- d.- Definir las aberturas máximas y tiempos de autosostenimiento de las excavaciones, que llevarán a establecer estándares de dimensiones de tajeos por calidades de roca.
- e.- En general, solucionar problemas geomecánicos.

3.4.- Control de calidad del sostenimiento

El control de calidad es una actividad importante en la minería moderna. En el campo geomecánico, será importante implementar el control de calidad del sostenimiento. Desde que actualmente los pernos de roca se están convirtiendo en los elementos de mayor utilización, es necesario controlar su calidad el cual con un cronograma de control por mina se viene ejecutando como parte de una de las actividades del área de geomecánica de la unidad.

Se adjunta informe realizado prueba de arranque a Split set de 5 pies realizado el 10 de marzo del 2013. Ver resultados en la tabla 3.6

Tabla 3.6.- Resultados de la resistencia al arranque

Long. Split set Pies	Tipo de Roca	Diámetro en mm.	Resistencia Tn	Resistencia Tn/Pie	Observaciones
5	Regular 3A	38	6.10	1.22	No se deforma la argolla
5	Regular 3A	38	6.60	1.32	No se deforma la argolla
5	Regular 3A	38	7.10	1.42	No se deforma la argolla
			Promedio Tn/Pie	1.32	

Con el informe doy a conocer los resultados de la prueba de arranque de los Split set de 5 pies de longitud; de manera que se tendrá conocimiento de la capacidad portante de este elemento de sostenimiento mencionado.

Las pruebas se realizaron en el nivel 4450 crucero 290 (Labor permanente) Mina Carmen ver figura 3.10.

Acotaciones:

Los resultados de la resistencia al arranque del Split set están en el cuadro de arriba.

Al realizar la prueba con el equipo las argollas no se deforman.

Se tomaron 3 datos en total siendo la superficie de la roca con cavidades y la orientación de los Split set no son de 90° exactamente a los hastiales; así como los pernos que se anclan están un poco doblados. Por lo tanto los datos que se obtienen no son tan exactos tienen cierto error.

En general está en lo óptimo de su trabajo de estos split set de 5' en un promedio de 1.32 Tn/Pie. que están sobre mínimo solicitado que es de 1.0 ton /pie.



Figura 3.10.- Crucero 290: Resistencia del Split set de 5 pies (Hastial derecho)

3.5.- Resistencia de la roca

a.- Resistencia de la roca intacta

Uno de los parámetros más importantes del comportamiento mecánico de la masa rocosa, es la resistencia compresiva no confinada de la roca intacta (σ_c). Para estimar este parámetro, durante los trabajos de campo, como parte del mapeo geotécnico de las labores mineras y de los testigos rocosos de las perforaciones diamantinas, se llevaron a cabo ensayos del golpe con el martillo

de geólogo y con el esclerómetro de Schmidt, siguiendo las normas sugeridas por la ISRM. Las resistencias así estimadas se presentan en el ejemplo siguiente y de los cálculos realizados de las 3 estaciones de los testigos elegidos de forma estratégica de acuerdo a la calidad del RQD del macizo rocoso para determinar la resistencia que se aprecia en el índice R_c de este punto 3.5.

a.1.- Con Martillo Schmidt

Se menciona un informe técnico aplicando este método realizado en el tajo 072 Nivel 4180 - Mina Carmen.

1.- Objetivo

Calcular la Resistencia Uniaxial a Compresión en MPa, a partir de los valores de Resistencia del Martillo Schmidt. El martillo se ha aplicado perpendicularmente a una pared vertical durante el ensayo.

2.- Condición Actual del Sector

- El Tajo 072 - Nivel 4180 en la Mina Carmen presenta un tipo de Roca regular

3. En la inspección realizada, se constató el predominio de Mineral emplazado en las inmediaciones del paso de la Veta Rosa y la Traza Irma Viviana. Esta condición afecta el macizo rocoso en algunos tramos, en los que se considera el tipo de roca Mala 4A, por la presencia de fallas panizadas, goteo y flujo de agua en techo y paredes mayoritariamente en la caja techo con potencia de 40cm en promedio.

- Las condiciones descritas anteriormente nos permiten diferenciar los límites entre ambos tipos de roca y realizar el Ensayo Insitu con el Martillo Schmidt, previa auscultación de planos de roca en posición vertical, limpios y no disturbados.

3.- Análisis de Datos

Se obtuvieron 12 valores de los cuales se eliminaron 6 y con estos valores se calculó la media para el mineral y la caliza. Se ha obtenido el resumen de datos en la siguiente tabla, para el mineral. Ver Tabla 3.7.

Tabla 3.7.-Calculo de la resistencia del mineral con el martillo de schmit

ENSAYO CON EL MARTILLO SCHMIT						
ROCA :	MINERAL					
Valores de rebote de martillo						
Nº	1º	2º	3º	4º	5º	6º
Valores	53	46	44	42	43	40
Valor de Rebote Medio : 44.67						

Se ha obtenido el resumen de datos en la siguiente tabla, para la caliza. Ver tabla 3.8.

Tabla 3.8.- Calculo de la resistencia de la caliza con el martillo de schmit

ENSAYO CON EL MARTILLO SCHMIT						
ROCA :	CALIZA					
Valores de rebote de martillo						
Nº	1º	2º	3º	4º	5º	6º
Valores	50	46	42	42	40	40
Valor de Rebote Medio 43.33						

Densidad de Mineral: 3.2 kN/m³. Densidad de la Caliza: 2.7 kN/m³

Ploteando los Valores de Rebote Medio obtenidos en el Abaco que se observa en la figura 3.11. Mineral: 160 Mpa, Caliza: 104 Mpa

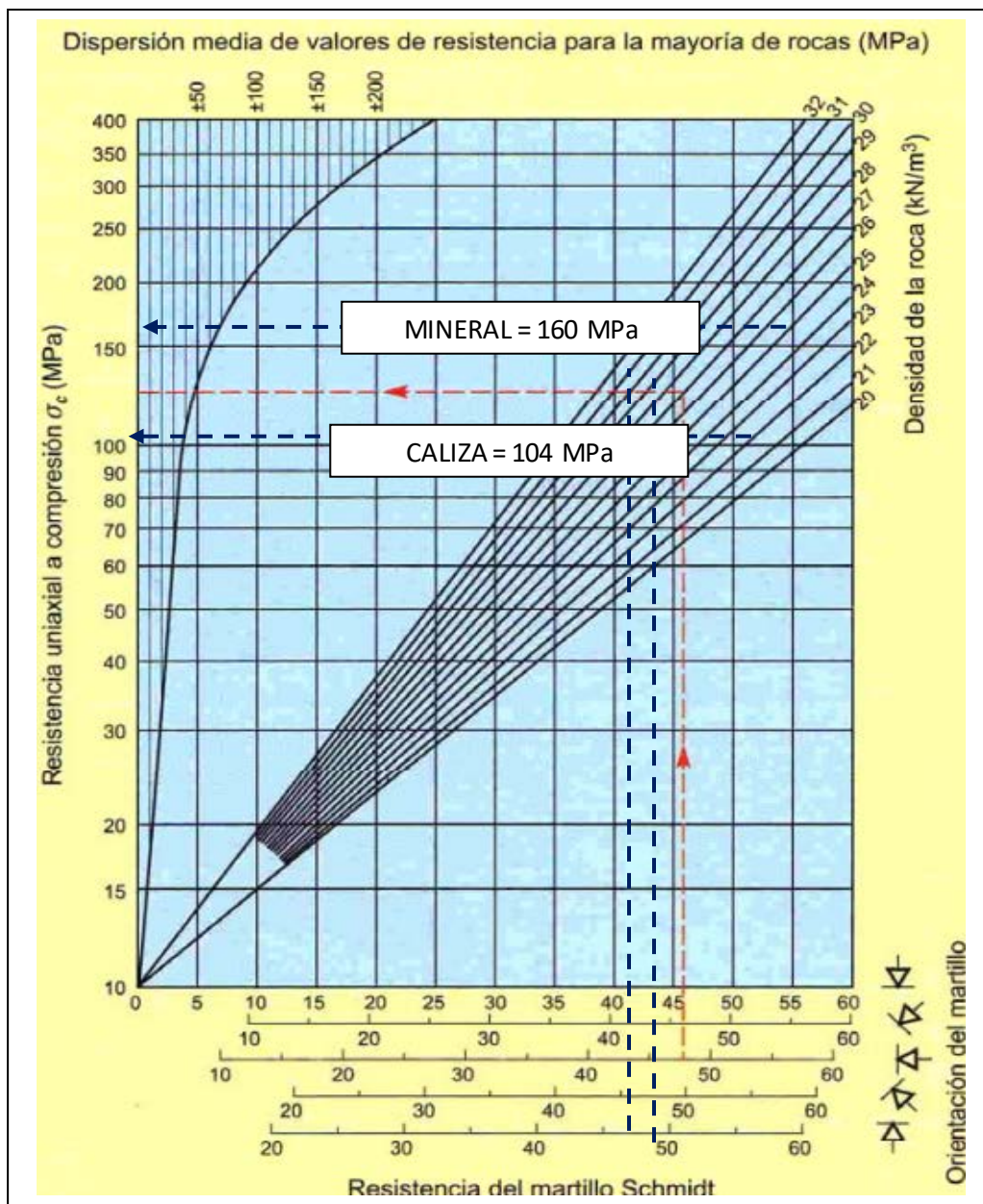


Figura 3.11.- Abaco para determinar la resistencia del macizo rocoso

b.- En Laboratorio de mecánica de rocas Universidad Nacional de Ingeniería

A fin de verificar resultados de campo, se llevaron a cabo ensayos de compresión uniaxial en laboratorio de mecánica de rocas sobre muestras rocosas representativas de las diferentes litologías. Los resultados de estos ensayos se encuentran en los archivos originales aquí solo un resumen en las tablas 3.9 y 3.10.

Tabla 3.9.- Ensayos de compresión uniaxial de muestras de roca

Muestra	Litología	σ_c^* (MPa)
Tajo 238	Mineral	126
	Caliza de cajas	58
Tajo 261	Mineral	136
	Caliza de cajas	65
Tajo 255	Mineral	73
Tajo 150	Mineral	183
	Caliza de cajas	93
Tajo 907	Caliza de cajas	126

(*) Resistencia compresiva estandarizada con $L/D=2$, según Protodyakonov.
 σ_c = Resistencia a la Compresión Uniaxial.

Equipo y muestras para pruebas de resistencia compresiva. Ver figura 3.12.



Figura 3.12.- Equipos de ensayos de laboratorio

Tabla 3.10.- Ensayos de compresión triaxial de muestras de roca

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.
Normas sugeridas por ISRM (International Society for Rock Mechanics)

Muestra	Litología	m_i	Cohesión (MPa)	Angulo de fricción (Φ°)
Tajo 238	Mineral	10.7	27.9	45.0
Tajo 261	Mineral	17.6	29.5	53.2
Tajo 150	Mineral	18.7	27.1	52.8
	Caliza de cajas	18.3	19.4	51.7
Tajo 907	Caliza de cajas	17.1	20.1	50.8

c.- Calculo de la Resistencia Compresiva Uniaxial a partir del martillo de Schmidt Rampa 626-1 - Mina Socorro

Como parte de los cálculos realizados en los 3 estaciones de determinación del sondaje realizado de 318m final y determinar el comportamiento futuro del macizo rocoso al momento de realizar las excavaciones se muestran en los siguientes cuadros.

Este método recomienda el uso del martillo de impacto Schmidt para la determinación de la Resistencia Compresiva Uniaxial (Dureza) en Mpa de las rocas.

El martillo se ha aplicado perpendicularmente a la pared vertical durante el ensayo.

ESTACION 1

Análisis de Datos

Se realizaron 24 mediciones en los testigos se sondaje. Obteniéndose la siguiente data – ver tabla 3.11.

Tabla 3.11.- Registro Lineal Ensayos en Campo Martillo Schmidt para ESTACION 1

N° - MUESTRA	REBOTE
1	38
2	30
3	35
4	36
5	34
6	36
7	34
8	25
9	31
10	34
11	37
12	32
VALOR MEDIO	36

Para determinar la resistencia de la roca a la compresión Uniaxial se han Ploteado el valor obtenido de Rebote Medio al Abaco de correlaciones empíricas propuestas por Katz, Reches y Roegiers obteniéndose el valor de 70 Mpa. Ver figura 3.13.

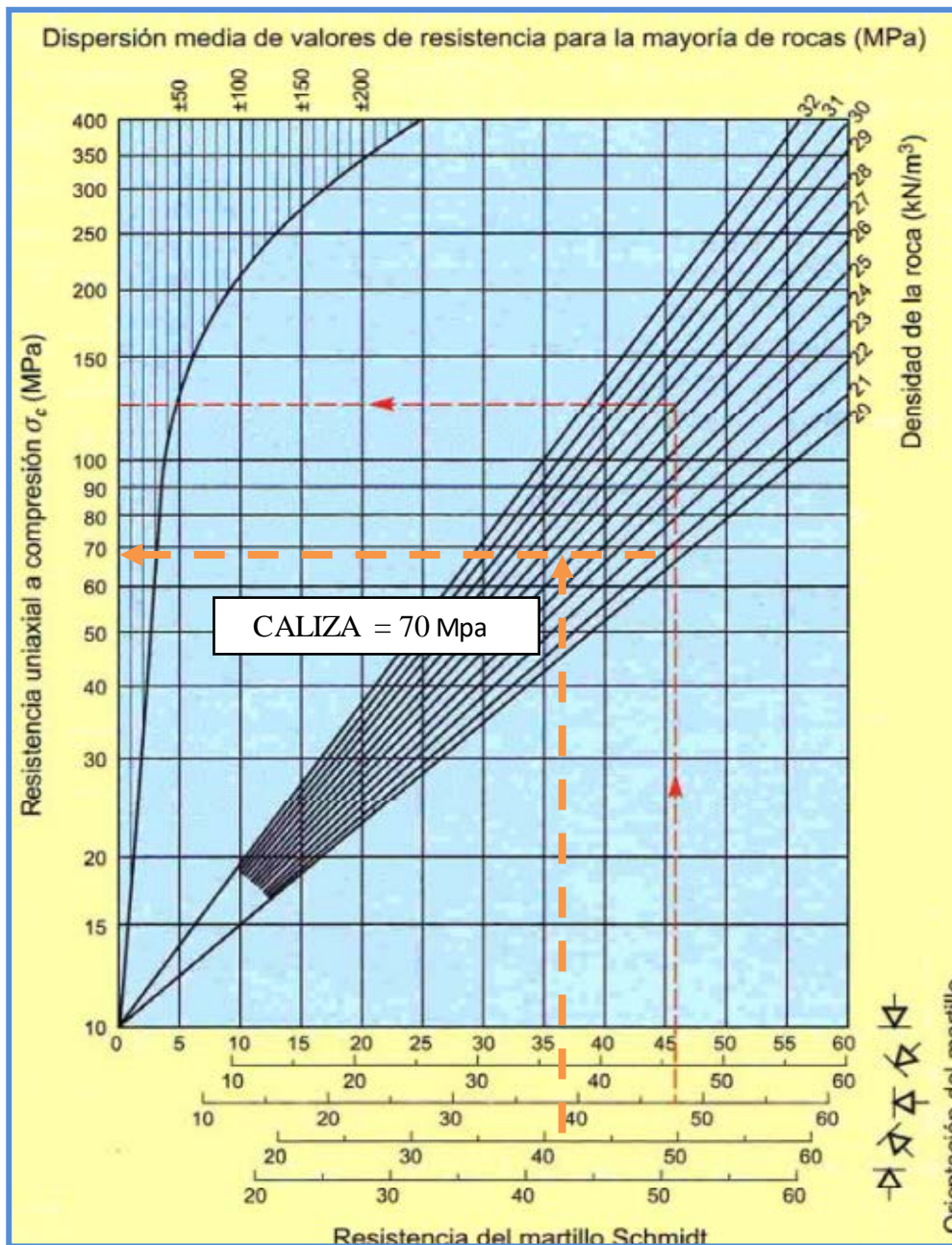


Figura 3.13.- Ploteando valores para obtener el valor de resistencia uniaxial de la caliza ensayada en la ESTACION 1

ESTACION 2

Análisis de Datos

Se realizaron 24 mediciones en los testigos se sondaje. Obteniéndose la siguiente data – ver tabla 3.12

Tabla 3.12.- Registro Lineal Ensayos en Campo Martillo Schmidt para ESTACION 2

N° - MUESTRA	REBOTE
1	40
2	45
3	34
4	38
5	20
6	35
7	40
8	45
9	39
10	47
11	36
12	45
VALOR MEDIO	44

Para determinar la resistencia de la roca a la compresión Uniaxial se han Ploteado el valor obtenido de Rebote Medio al Abaco de correlaciones empíricas propuestas por Katz, Reches y Roegiers obteniéndose el valor de 110 Mpa. Ver figura 3.14.

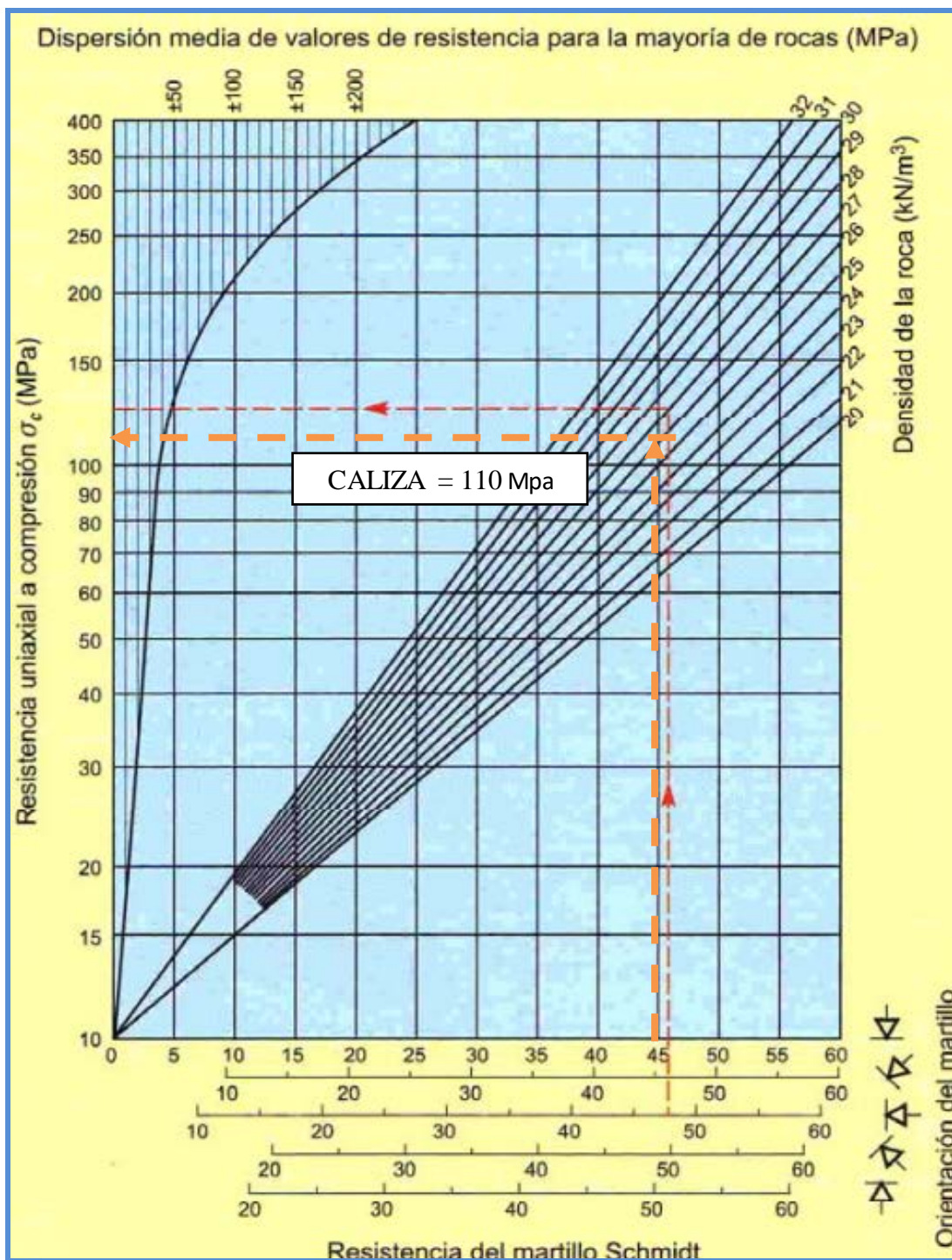


Figura 3.14.- Ploteando valores para obtener el valor de resistencia uniaxial de la caliza ensayada en la ESTACION 2

ESTACION 3

Análisis de Datos

Se realizaron 24 mediciones en los testigos se sondaje. Obteniéndose la siguiente data. Ver tabla 3.13.

Tabla 3.13.- Registro Lineal Ensayos en Campo Martillo Schmidt para ESTACION 3

N° - MUESTRA	REBOTE
1	46
2	45
3	34
4	43
5	28
6	48
7	38
8	40
9	46
10	40
11	45
12	41
VALOR MEDIO	45

Para determinar la resistencia de la roca a la compresión Uniaxial se han Ploteado el valor obtenido de Rebote Medio al Abaco de correlaciones empíricas propuestas por Katz, Reches y Roegiers obteniéndose el valor de 120 Mpa. Ver figura 3.15.

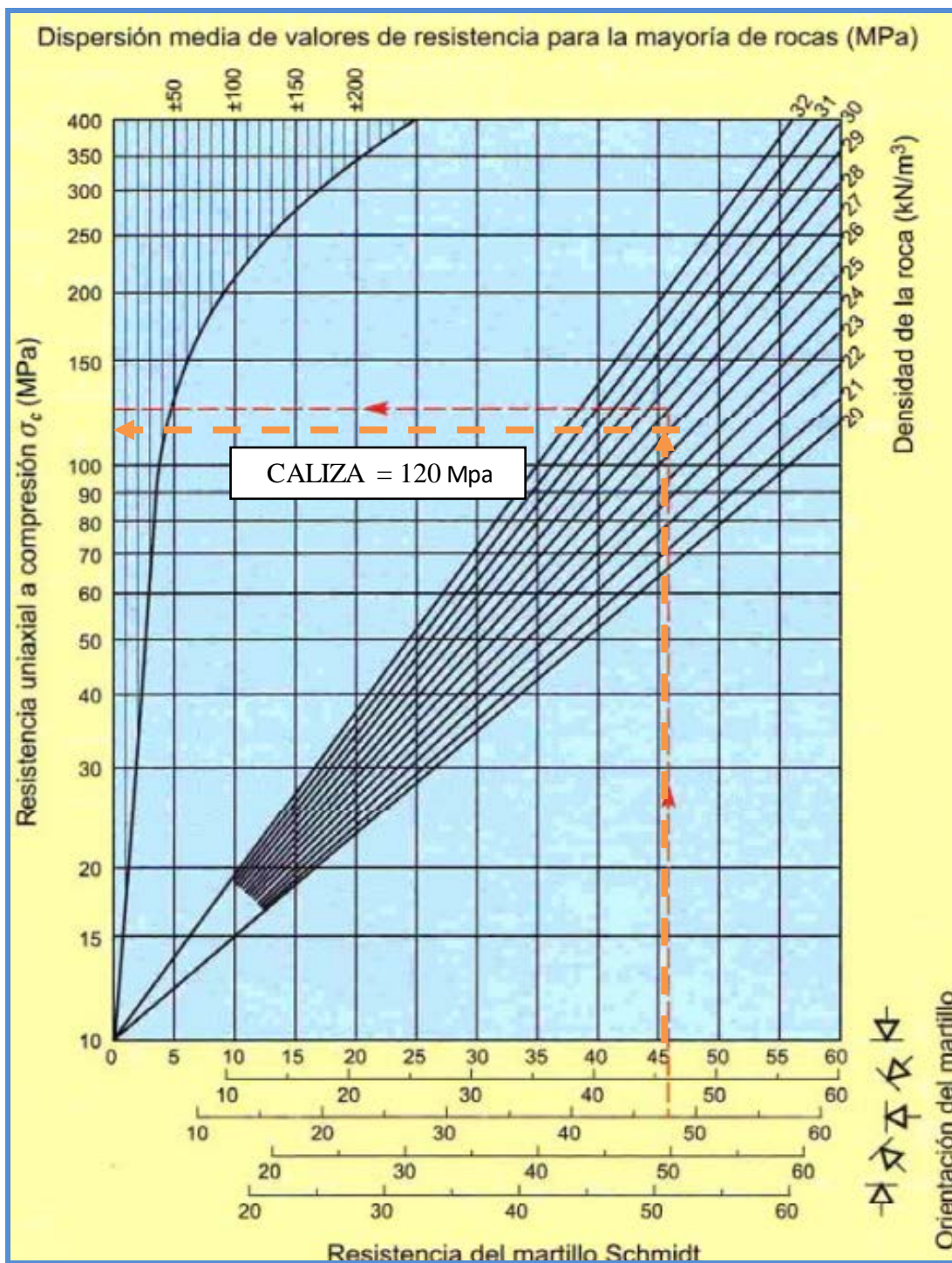


Figura 3.15.- Ploteando valores para obtener el valor de resistencia uniaxial de la caliza ensayada en la ESTACION 3

3.6.- Condiciones del agua subterránea

La presencia del agua tiene efectos negativos en las condiciones de estabilidad de la masa rocosa de las excavaciones subterráneas. De los varios efectos, el principal es la presión que ejerce en las discontinuidades estructurales, disminuyendo la resistencia al corte de las mismas y favoreciendo la inestabilidad de las labores mineras. Las labores mineras de Uchucchacua se ubican en la cuenca de la laguna Patón, perteneciente a la vertiente del océano Pacífico. La cuenca tiene una superficie de 3,860 ha. Nace en la zona alta de la Laguna Cabalcocha, sobre los 5,000 msnm y alberga a varias lagunas pequeñas en su parte intermedia. La laguna Patón descarga en el río Patón, afluente del río Huaura. Las lagunas de la parte intermedia son la laguna Cutacocha, la laguna Colquicocha, que abastece de agua a la planta concentradora y la laguna Añilcocha.

3.7.- Estado tensional en el yacimiento Uchucchacua

Tensiones gravitacionales

Las tensiones gravitacionales resultan del peso de la sobrecarga por área de unidad en un punto específico en la masa de la roca. El componente vertical de la tensión, σ_v , se asume normalmente por ser una función de la profundidad y se puede definir como Eq.1.

$$\sigma_v = \rho g z \quad \text{Eq.1}$$

donde ρ es la densidad de la masa de la roca (kg/m^3), g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2), y z es la superficie subterránea de la profundidad.

El componente horizontal debido a las cargas gravitacionales depende de las características de la masa de la roca. El material nuestro se puede considerar elástico lineal e isotrópico y un estado unidimensional, la tensión horizontal media es definida, por ejemplo (Herget 1988) como Eq. 2

$$\sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v$$

Eq. 2

Donde ν está el cociente de Poisson, que puede variar entre 0.15 y 0.35 para el caso nuestro está entre 0.25 en promedio.

La distribución y la magnitud de tensiones horizontales son afectadas por variaciones de la geología total y la existencia de estructuras geológicas y de otros cuerpos de mineral heterogéneos. Esto significa en la práctica que las heterogeneidades pueden causar disturbios (concentraciones de tensión) con un campo de tensión bastante grande y causar los rockbursts o problemas de inestabilidad durante la excavación caso Uchucchacua. Una asunción muy común en mecánica de rocas es que las tensiones principales son verticales y horizontales. Esto no es siempre verdad, especialmente en las profundidades bajas cuando la superficie de tierra no es horizontal. Si miramos un área muy rocosa que consiste en altos picos y los valles profundos caso Uchucchacua se encontrará que las tensiones principales son paralelas y normales a la superficie de tierra, véase la fig.3.16. Cuando la profundidad aumenta, el efecto de la topografía rugosa se reduce y las tensiones principales reasumen las mismas orientaciones que habrían tenido si la superficie de terreno fuese horizontal.

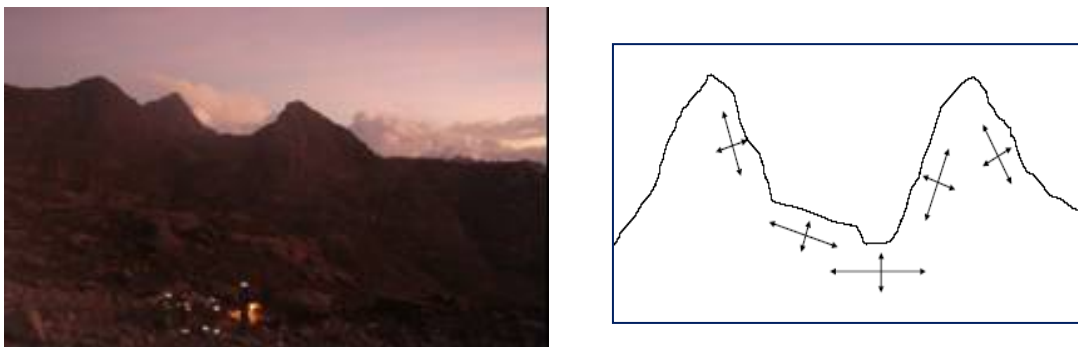


Figura 3.16.- Efecto de la topografía

Tensiones tectónicas

Las tensiones tectónicas se pueden dividir en dos grupos, tensiones tectónicas activas y esfuerzos remanentes tectónicos (Amadei y Stephansson, 1997). Distinguir entre ellos puede ser difícil y no puede siempre estar de interés de un punto de vista de la ingeniería. En el yacimiento de chacua, el estado actual de la tensión no se puede relacionar con las estructuras geológicas. Las tensiones han cambiado muy probablemente por efecto de las tres etapas de fracturamiento sucedidos en nuestro yacimiento ya sea cerca ó más allá de acontecimientos tectónicos.

Las tensiones residuales

La tensión residual se define como “el estado de tensión que aún permanece en la masa rocosa después de originado el mecanismo de excavación” (Hyett et al., 1986). Si una masa rocosa ha sido sujeto a cargas altas o a condiciones diferentes en el pasado, las tensiones pueden volverse a su equilibrio inicial caso Uchucchacua.

Tensiones secundarias o tensiones inducidas

Las tensiones secundarias (o las tensiones inducidas) son el resultado de la redistribución de las tensiones primarias debido a un disturbio. El disturbio puede ser causado por las acciones humanas (excavaciones caso Uchucchacua) (Herget, 1988).

Tensiones inducidas en la explotación minera

En la mina de Uchucchacua tenemos diversas clases de excavaciones en un área grande; por lo tanto el campo de tensión local puede ser extenso. La disposición compleja y el tiempo la secuencia de minado dependiente puede hacerlo difícil de determinar las tensiones secundarias alrededor de las aberturas y en la masa de la roca que rodea la mina. Cuando una mina crece como la nuestra, la zona alrededor de ella en cuál se disturba el campo de tensión también crece. Las tensiones del minado inducido son los resultados del sistema de explotación su interacción con los techos a excavar, la consistencia de la roca cambia, rendimiento de pilares, las reacciones al relleno, los efectos de flujo de la mena, etc. (Jeremic, 1987).

Esfuerzos in-situ

La zona de la presente evaluación está relativamente a poca profundidad, por lo que se espera que los esfuerzos in-situ serán de magnitud relativamente pequeños. Para propósitos de analizar los esfuerzos y las deformaciones alrededor de las excavaciones subterráneas de nuestro yacimiento, se ha estimado el esfuerzo vertical a partir del criterio de carga litostática (Hoek & Brown, 1980), ver figura 3.17, considerando una sobrecarga rocosa de 1000 m.

Según este criterio, el esfuerzo vertical in-situ resulta aproximadamente 25.0 MPa. La constante “k” (relación de los esfuerzos horizontal a vertical) para determinar el esfuerzo in-situ horizontal (10 MPa), fue estimada utilizando el criterio de Sheorey (1994) – ver figura 3.18; según esto k es aproximadamente = 0.40.

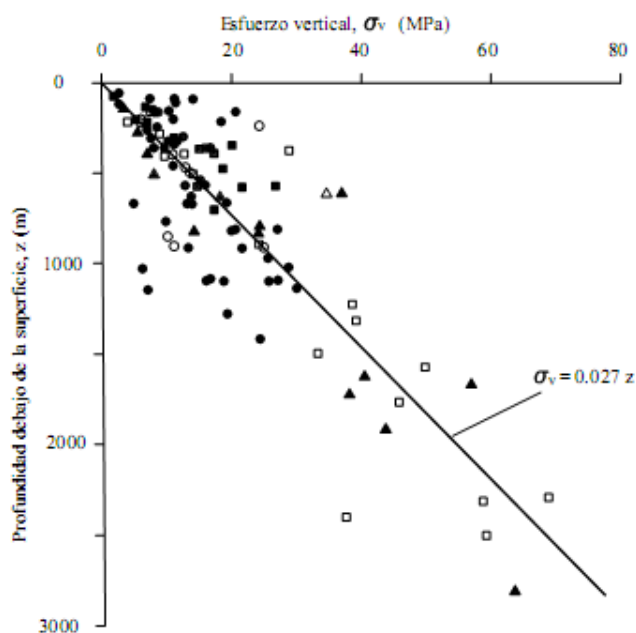


Figura 3.17- Mediciones de esfuerzos verticales en proyectos de ingeniería civil y minera alrededor del mundo (Hoek & Brown, 1980).

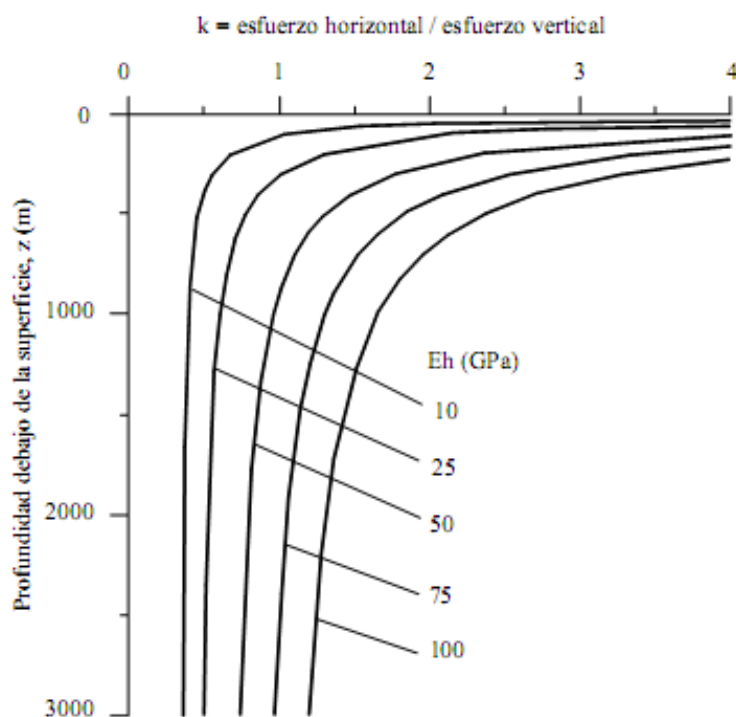


Figura 3.18.- Relación del esfuerzo horizontal al vertical para diferentes módulos basados en la ecuación de Sheorey (1994).

Para todos los tipos de masas rocosas presentes en los diferentes dominios estructurales de la Zona Prioridad 1, el “Factor de competencia = Resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta/ Esfuerzo vertical” esta ≥ 3 y < 10 , lo cual indica que las condiciones de estabilidad de las excavaciones asociadas al minado, dependerán tanto de las discontinuidades o arreglo estructural de la masa rocosa y de los esfuerzos. Por otro lado, el factor de competencia indica también la necesidad de utilizar sostenimiento, lo cual se cumple en la práctica.

3.8.- Método de minado

a) Sostenimiento

a.1.- Labores permanentes

Sostenimiento en (Galerías, cruceros, ventanas, rampas principales), en las diferentes minas que se encuentran en los niveles superiores con secciones que van desde 2.70mx2.70m hasta 3.50mx3.50m y 4.00mX4.00m en niveles inferiores como 3990, 3920, 3850 y 3780 donde se trabaja de forma mecanizada.

Del nivel 4300 al nivel 4500 Mina Socorro, Carmen y Huantajalla el sostenimiento es en Roca de calidad Regular 3 el sostenimiento es en forma sistemática aplicando Split set y malla espaciados de perno a perno 1.20m , en roca de calidad Mala 4 el sostenimiento es de perno a perno espaciados a 1.0 m todos sistemáticamente colocados en forma de cocada , con malla desde 1.50m a la altura de piso y a 1.00 a la altura de piso respectivamente para evitar la caída de trozos que pasen los 10cm del techo y caídas de las paredes de dichas labores

De la misma forma desde los niveles 4240 hasta los niveles 4060 el mismo sistema de sostenimiento y en algunos casos en roca de mala calidad 4 se sostiene además de pernos más malla y una capa de shotcrete de 5 cm de espesor.

En los niveles 3990 hacia profundización el sostenimiento se hace cada vez más riguroso en calidad con un refuerzo combinado de shotcrete (lanzado de concreto con fibra especial, además del sostenimiento con super Split set de 47mm de diámetro x 2.10 m de longitud espaciados a 1.20 m de perno a perno y

una capa shotcrete de 5cm de espesor, en algunos casos reforzado con malla intermedio.

a.2.- Labores temporales

Sostenimiento (Tajos de producción, ventanas y labores de acceso), en las diferentes minas que se encuentran en los niveles superiores con secciones que van desde 2.70x2.70m hasta 3.50mx3.50 de sección llegando a 4.00mx4.00m en la profundización de la rampa principal en mina Socorro.

Del nivel 4300 al nivel 4500 Mina Socorro, Carmen y Huantajalla el sostenimiento es en Roca de calidad Regular 3 el sostenimiento es en forma sistemática aplicando Split set y malla espaciados de perno a perno 1.20m , en roca de calidad Mala 4 el sostenimiento es de perno a perno espaciados a 1.0 m todos sistemáticamente colocados en forma de cocada , con malla desde 1.50m a la altura de piso y a 1.00m a la altura de piso respectivamente para evitar la caída de trozos que pasen los 10cm del techo y caídas de las paredes de dichas labores.

En los niveles 3990 hacia profundización el sostenimiento se hace cada vez más riguroso en calidad el sostenimiento con super Split set de 47mm de diámetro x 2.10 m de longitud espaciados a 1.20 m de perno a perno en rocas de calidad Regular 3 y una capa shotcrete de 5cm de espesor si este fuere necesario con malla intermedio.

Todo esto con más detalle podemos observar en nuestra cartilla geomecánica V-8 que opera desde el mes de julio del 2013 ver figuras 3.8 y 3.9 del punto 3.2 correspondiente a la caracterización de la masa rocosa.

3.9.- Evaluación y Control de Riesgo Sísmico

a.- Eventos Históricos

El primer estallido de rocas ocurrió el 12 de diciembre de 2003 en la Ventana 1 de la Rampa 261, que se estaba construyendo como acceso al Tajeo 261 del Cuerpo Rosario en el nivel 4180 de Mina Carmen a una profundidad de 720m. Ver figura 3.19.



Figura 3.19.- Primer estallido de rocas Cuerpo Rosario

El segundo estallido de rocas ocurrió el 27 de setiembre de 2004 en el Tajo 150 en la confluencia de los Cuerpos Rubí y Allison, en el Nivel 4120 de Mina Carmen a 180 metros de profundidad. Figura 3.20.



Figura 3.20.- Segundo estallido de rocas Cuerpo Rubi y Allison

El día 28 de Marzo de 2005; ocurrió otro estallido; en el Tajeo 238 del Cuerpo Rosario en el Nivel 4180 de Mina Carmen a una profundidad de 720 metros. Figura 3.21.



Figura 3.21.- Estallido de roca Cuerpo Rosario

El día 31 de agosto de 2005, ocurrió un estallido en el Tajo 150 en el Cuerpo Rubí III del Nivel 4120 de Mina Carmen a una profundidad de 780 metros. Ver figura 3.22.



Figura 3.22.- Estallido de roca Cuerpo Rubi III

El día 30 de diciembre de 2005, ocurrió un estallido en el Tajo 225 en la Falla Rita del Nivel 4300 de Mina Carmen, a una profundidad de 600 metros. Ver figura 3.23.



Figura 3.23.- Estallido de roca Cuerpo Rita

b.- Acontecimientos sísmicos asociados a Tajos en producción en Uchucchacua

Estos tipos de acontecimientos ocurren en las cercanías de las excavaciones y son un resultado directo de la redistribución de la tensión alrededor de la excavación. Son más probables a ocurrir donde está la tensión lo más alta posible. La característica de este tipo de acontecimiento es que el daño y la falla coinciden.

Es decir, la localización del daño y la localización del lanzamiento de la energía son uno e iguales. Varios tipos de fallas pertenecen a esta categoría, los tres más comunes son descritos aquí; explosión de la tensión, explosión del pilar y explosión de la cara (frente). Estos tipos de acontecimientos no pueden ocurrir si no hay abertura (Ortlepp, 1997).

b.1.- Estallido de tensión

El término se utiliza para describir un acontecimiento de falla violenta donde los pedazos relativamente pequeños de la roca son expulsados del contorno de una excavación. Las explosiones de tensión puede ser una forma de fallamiento local de la masa rocosa. Los trozos de roca que se proyectan son generalmente finos con los bordes agudos. Si la roca es cercana a la excavación en conexión a la falla no pasa a través de la roca intacta, sino por el contrario causa finas láminas de roca próxima a la superficie. Una tensión estallada causa generalmente daño relativamente limitado, desde entonces la cantidad de energía que lance es bastante pequeña.

b.2.- Estallido de pilar

La explosión del pilar es un término usado para las fallas violentas del pilar, y es también un resultado de la tensión local de redistribución. El daño que resulta de una explosión del pilar puede ser severo dependiendo de localizaciones del pilar fallado y el estado de rodear pilares y la roca. La cantidad de la energía lanzada por una explosión del pilar es mucho más grande que de un estallido de tensión de tal forma que la irradiación de la onda sísmica puede causar daño en otras

áreas por ejemplo sacudida a lo largo de roca floja. La repentina pérdida de apoyo a partir de un pilar hace que las tensiones sean redistribuidas a los pilares próximos, en los cuales puede fallar violentamente dependiendo de cómo están tan cercanos a la falla. Pueden resultar un efecto dominó de las fallas del pilar que pueden conducir al derrumbamiento de esa área que se mina.

b.3.- Estallido de un frente

La explosión de un frente es una forma de explosión de la tensión que es causada por la acumulación de la energía de tensión en masa de la roca fracturada delante del frente. Las explosiones del frente son acompañadas por la eyección violenta de material del frente en el área excavada.

c.- Acontecimientos sísmicos asociados a discontinuidades geológicas

Estos acontecimientos sísmicos que se están dando en nuestra mina Uchucchacua son también un resultado de la redistribución de la tensión de minado, pero en más grande escala. Mientras que la mina crece, un área más grande alrededor de ella es afectada por la redistribución de la tensión. Esto nos está conduciendo a la reactivación de fallas en el área o a la formación violenta de fracturas nuevas en la roca intacta. El tipo más común de acontecimiento sísmico grande es el deslizamiento de una falla.

c.1.- Resbalón de Falla

El resbalón de falla es el término usado para describir el deslizamiento de una estructura geológica. Las actividades que minan pueden influenciar en las fallas de dos maneras. El primer es que al minar en el área reduce la fuerza que afianza

la unión a través de la falla, que conduce a la resistencia del esfuerzo de corte reducida a lo largo de la falla. El otro es con el minado aumenta la fuerza de corte a lo largo de la falla, de modo que ocurra el resbalón. El daño a las excavaciones son causadas por la energía que se lanza cuando ocurre el resbalón. La energía lanzada se irradia como onda sísmica, y cuando la onda golpea una abertura en la roca causa proyección de los bloques definidos por los empalmes existentes.

c.2.- Rotura de Corte

La ruptura de corte es una falla de corte a través de la roca intacta, que ocurre repentinamente y causa radiación de ondas sísmicas y daño a las excavaciones próximas. Requiere un estado tensional triaxial y ocurre cuando las tensiones compresivas delante de un frente que se mina exceden a la fuerza de corte de la roca. Otro requisito es que la masa de la roca tiene que estar libre de empalmes.

El tipo de daño causado por la ruptura de corte es igual que un acontecimiento del tipo resbalón de falla.

d.- Medidas de control implementadas

En el año 2006 se empezó a gestionar la implementación de un sistema de monitoreo sísmico de manera permanente y en tiempo real. Para enero del año 2007 ya se puso en funcionamiento el sistema de monitoreo de la Empresa canadiense ESG.

Esta adquisición se instaló en la Mina Carmen donde se presentaban problemas de estallidos de roca en esos momentos, entre el Nv 4180 y Nv 4060. La

instalación se realizó con personal de la compañía Buenaventura, como también se tuvo la visita de los especialistas de la empresa ESG.

Una segunda etapa de adquisición sería a fines del año 2008, para comenzar a monitorear el comportamiento de la Falla regional Socorro. Esta segunda etapa monitoreaba las minas Socorro y Casualidad, entre el Nv 4240 al Nv 3990. Para esta etapa se tendieron más de 4000 metros de cable y 2000 metros de fibra óptica.

Por el dinamismo de la minería se tuvo que reestructurar la ubicación de los equipos sísmicos siendo su concentración en la Mina Socorro entre el Nv 4180 al Nv 3990. Ya que la mina Casualidad paralizó sus trabajos de laboreo minero y en un periodo de seis meses no se registraron eventos sísmicos alguno.

Luego de varios percances y buscando la mejor ruta para el tendido de cables y fibra óptica el sistema de monitoreo en la Mina Socorro empieza a funcionar al 100% a inicios del año 2011

CAPITULO 4

CONSIDERACIONES GEOMECHANICAS

4.1.- Direcciones preferenciales de avance de las excavaciones

Existen direcciones preferenciales en las cuales debe ser alineado el avance de las excavaciones, para lograr mejores condiciones de estabilidad de las mismas. Las condiciones más favorables para la estabilidad, ocurren cuando se avanzan las excavaciones en forma perpendicular a las estructuras principales; de manera contraria, las condiciones más desfavorables para la estabilidad, ocurren cuando se avanzan las excavaciones en forma paralela a las estructuras principales. Para determinar las direcciones preferenciales de avance de las excavaciones se han utilizado los resultados del análisis de la caracterización de las estructuras principales presentado en el punto 3.7 de acuerdo al índice presentado. Según esta información:

El sistema de estratos, que constituye una de las principales estructuras mayores del área del proyecto, no tendrá influencia en el establecimiento de una determinada dirección preferencial de avance de las excavaciones, dado el bajo buzamiento que presenta. En general, para estructuras de bajo buzamiento las condiciones de estabilidad son moderadas, independientes de la dirección de avance de las excavaciones.

Los otros sistemas de discontinuidades importantes presentes en el área de estudio, conforman un arreglo estructural, en el cual la dirección preferencial de avance es de NW-SE ha SE-NW o viceversa. Podemos considerar una dirección preferencial promedio de SSE a NNW, Para los casos de las minas:

Mina Carmen: Los sistemas de discontinuidades conforman un arreglo estructural, en el cual la dirección preferencial de avance sería de SE-NW perpendicular a las estructuras principales SW –NE.

Mina Huantajalla – Casualidad: Los sistemas de discontinuidades conforman un arreglo estructural, en el cual la dirección preferencial de avance sería de SW-NE perpendicular a las estructuras principales SE –NW.

Mina Socorro: Los sistemas de discontinuidades conforman un arreglo estructural, en el cual la dirección preferencial de avance sería de W- E ó viceversa y perpendicular a las estructuras principales N-NE y S-SW.

4.2.- Aberturas máximas y tiempos de auto sostenimiento

Las aberturas máximas y su tiempo de autosostenimiento, han sido estimados en base a la aplicación de los criterios de clasificación geomecánica de Bieniawski (1989) y de Barton (Q – 1974) para propósitos de obras de ingeniería, en este caso para el planeamiento y diseño de la mina, sin considerar las condiciones especiales que pudieran estar presentes en la zona de evaluación, por lo que su aplicación no solo debe ceñirse a los resultados obtenidos, sino que es necesario usar el juicio ingenieril, tomando en cuenta otros aspectos como velocidad de explotación, el ritmo de producción, el equipo y el personal disponible. Hay

aspectos importantes a tomarse en cuenta, en relación a la aplicación de las aberturas máximas y tiempo de autosostenimiento, para el establecimiento de las dimensiones de los tajos y los procedimientos operativos. Estos aspectos son:

Determinación de los valores de Q y RMR según las siguientes relaciones:

$$\text{Máxima abertura sin sostenimiento} = 2 (\text{ESR}) Q^{0.4}$$

$$\text{RMR sin sostenimiento} = 22 \ln DE + 25$$

$$\text{Máxima abertura sin sostenimiento} = \text{ESR} * \exp ((\text{RMR} - 25)/22)$$

ESR es la Relación de Sostenimiento de la Excavación:

Para labores mineras temporales ESR = 3 a 5

Para labores mineras permanentes ESR = 1.6

DE es la dimensión equivalente, definida como:

Ancho o altura de la excavación

$$DE = \frac{\text{Ancho o altura de la excavación}}{\text{ESR}}$$

ESR

En el diagrama mostrado en la tabla 4.1, pueden distinguirse las labores temporales y permanentes de una mina subterránea.

Tiempos de autosostenimiento

A partir de la siguiente figura (Figura 4.1), podemos estimar el tiempo de auto sostenimiento de una excavación.

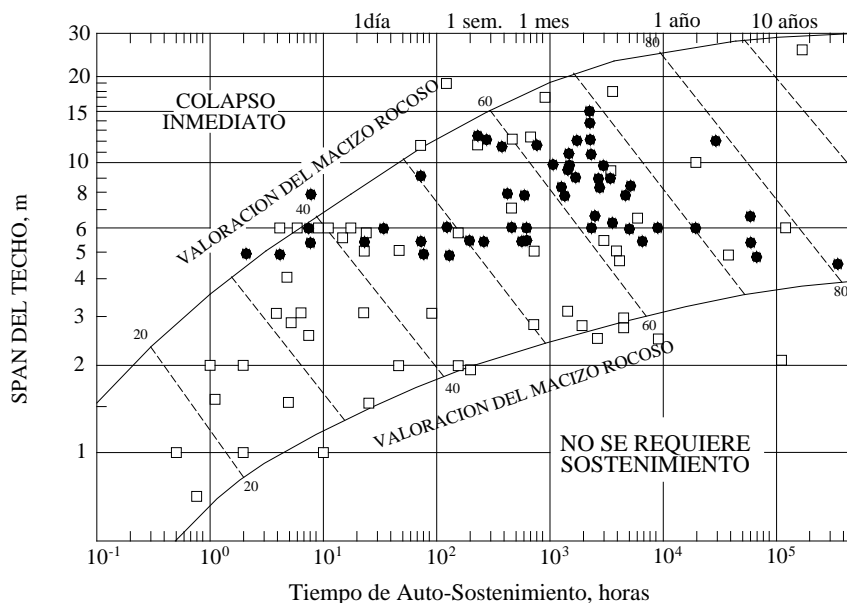


Figura 4.1- Relaciones entre el tiempo de auto sostenimiento y el ancho o abierto máximo (span) de una excavación para los diferentes tipos de roca de acuerdo al RMR.

Es necesario indicar que en la figura 4.1, es un tanto conservador y aplicable mayormente a excavaciones permanentes. Mediante observaciones in-situ del terreno se podrán tener mejores estimados del tiempo de auto sostenimiento, ver Tabla 4.1.

Tabla 4.1.- Aberturas y tiempos de autosostenimiento

Calidad de la Roca	Tipo	RMR	Labor Temporal sin sostenimiento	Labores	Tiempo de Autosostenimiento	Tiempo de Autosostenimiento
			Abertura mínima y máxima (m)	Permanentes Abierto Máximo (m)	Temporales	Permanentes
MUY BUENA	R I	81- 100	38 --90	3.5 x 3.5	45 --a 15 años	40 - 100 años
BUENA	R II	61- 80	15 --36	3.5 x 3.5	21 días a 3 años	10 --15 años
REGULAR	R III A	51- 60	10-- 14	3.5 x 3.5	8 días a 1 mes	4 --8 meses
REGULAR	R III B	41- 50	7--9	3.5 x 3.5	1 día a 7 días	4días -a 1 semana
MALA	R IV A	31- 40	4--6	3.5 x 3.5	5 horas a 8 horas	8 horas -10 horas
MALA	R IV B	21 -30	3--4	3.5 x 3.5	1 hora a 4 horas	1 hora-5 horas
MUY MALA	R V	0- 20	1--2	3.5 x 3.5	menos de 1 hora	menor de 1 hora

4.3.- Estabilidad estructuralmente controlada

La geometría tridimensional de las excavaciones en relación a la distribución espacial de las discontinuidades (fallas, diaclasas, estratos, etc.), las cuales constituyen planos de debilidad, influyen sobre las condiciones de estabilidad. A este tipo de estabilidad se le denomina “estabilidad estructuralmente controlada”. Los planos de debilidad, al interceptarse, podrían formar cuñas o bloques rocosos en el techo y paredes de las excavaciones, presentando libertad para descolgarse, rotar o deslizar. Para evaluar esta influencia, se ha realizado análisis de estabilidad estructuralmente controlada, utilizando la información de los puntos 3.7 (Caracterización de las estructuras principales) y 4.6 (Resistencia de las discontinuidades), y el programa de cómputo UNWEDGE versión 3.0. Se han considerado en dichos análisis los cuatro siguientes casos:

Excavaciones de 3.5 m x 3.5 m de sección, en mineral, con dirección NWW.

Excavaciones de 3.5 m x 3.5 m de sección, en calizas caja piso, con dirección NWW.

Excavaciones de 3.5 m x 3.5 m de sección, en calizas caja piso, con dirección NNE.

Excavaciones de 3.5 m x 10.0 m de sección en mineral, con dirección NWW.

Excavaciones de 2.7 m x 2.7 m de sección, en mineral, con dirección NWW.

Excavaciones de 2.7 m x 2.7 m de sección, en calizas caja piso, con dirección NWW.

Excavaciones de 2.7 m x 2.7 m de sección, en calizas caja piso, con dirección NNE.

Excavaciones de 2.7 m x 6.0 m de sección en mineral, con dirección NWW.

El primer y segundo caso podría representar a las condiciones de estabilidad de las ventanas de acceso o crucero, respectivamente en mineral y en calizas. El tercer caso representaría a posibles galería principales, y el cuarto caso representa a las cámaras de perforación de los tajos. Los resultados han indicado lo siguiente: En las ventanas de acceso o cruceros en mineral, transversales a los cuerpos de mineral, hay formación de cuñas principalmente en el techo de las excavaciones. Estas cuñas generalmente son pequeñas y estables, sin embargo, cuando se trata de cuñas formadas por discontinuidades mayores (fallas), estas son potencialmente inestables; su estabilización puede lograrse mediante la instalación de pernos de roca (Split sets). En las ventanas de acceso o cruceros en calizas, transversales a los cuerpos-vetas hay formación de cuñas principalmente en el techo de las excavaciones. Estas cuñas son pequeñas y estables. En las galerías ubicadas en caliza longitudinales respecto a los cuerpos-vetas hay formación de cuñas en el techo de considerable tamaño pero estas se presentan estables. En las cámaras de perforación de los tajeos, hay formación de cuñas grandes en el techo, cuando se trata solo de discontinuidades mayores (fallas). Será necesario identificar estas estructuras durante la operación a fin de estabilizar las cuñas mediante la utilización de pernos de roca (Split sets) con mallas según tabla geomecánica.

4.4.- Estabilidad controlada por esfuerzos

Los esfuerzos in-situ en nuestro yacimiento se cumplen con magnitud baja-moderada -alta, del nivel 4600 - 4400 dada la relativa poca profundidad del yacimiento es baja del nivel 4300 - 4120 de magnitud mediana y del nivel 4060 hasta 3780 de alta magnitud de esfuerzos y esto se cumple para las tres minas (Socorro -Carmen - Huantajalla - Casualidad). Las magnitudes de los esfuerzos inducidos por el minado, dependerán del esquema de las excavaciones y de la secuencia de avance de las mismas.

4.5.- Mapeo Geomecánico

La fuente principal de datos para la caracterización de la masa rocosa, fueron los testigos rocosos de las perforaciones diamantinas realizadas a lo largo de la rampa de profundización que para fines de este año 2013 llegara a la cota 3710 en la mina Socorro, se llevó a cabo un registro o mapeo geotécnico sistemático en la figura 5.12.

El mapeo geotécnico de los testigos rocosos, donde se realizaron mediciones sistemáticas de las discontinuidades presentes en 3 estaciones en un tramo geotécnico, representadas por una extensión variable de la roca expuesta. Los parámetros de observación y medición, se plasmaron en el plano geomecánico - geotécnico que se especifica en la figura 5.12 para esta evaluación.

Ver data básica del mapeo geotécnico en la Figura 5.12 (Plano geomecánico - geotécnico) así como parámetros inferidos por la experiencia de conocimiento de la roca al momento de valorar a la roca como se menciona en los puntos 5.1 y

5.3 líneas más adelante. Estos parámetros fueron: tipo de roca, tipo de sistema de discontinuidad, orientación, espaciado, persistencia, apertura, rugosidad, tipo de relleno, espesor del relleno, intemperización y presencia de agua. Adicionalmente se registraron datos sobre la resistencia de la roca con soporte de uso de la instrumentación geomecánica como es el martillo Smith y equipo de carga puntual ver punto 2.5 índice c resistencias de la roca que se menciona anteriormente.

4.6.- Resistencia de las discontinuidades

Desde el punto de vista de la estabilidad estructuralmente controlada, es importante conocer las características de resistencia al corte de las discontinuidades, puesto que estas constituyen superficies de debilidad de la masa rocosa y por tanto planos potenciales de falla. La resistencia al corte en este caso está regida por los parámetros de fricción y cohesión de los criterios de falla Mohr-Coulomb. Dada la disponibilidad de testigos rocosos de la perforaciones diamantinas, se han realizado algunos ensayos del tablero inclinable (“tilt table test”), en los tramos de calizas de los sondajes diamantinos ejecutados desde el Nv. 4280 y ubicados en las estocadas de la brecha mineralizada.

Los resultados de estos ensayos indicaron los valores de ángulos de fricción básicos que se muestran en la siguiente tabla 4.2.

Tabla 4.2.- Resultados de los ensayos de tablero inclinable

Litología	Angulo de Fricción Básico	
	Rango	Promedio
Caliza (Lado Norte)	30 – 34	32
Caliza (Lado Sur)	30 – 33	31

4.7.- Resistencia de la masa rocosa

Para estimar los parámetros de resistencia de la masa rocosa, se utilizó el criterio de falla de Hoek & Brown (2002), con el programa ROCLAB, elaborado por Rocscience Geomechanics, Software & Research (Canadá, 2202) ver figura 4.2. Para ello se tomaron los valores más representativos de calidad de la masa rocosa involucrada con cada dominio estructural, asimismo de resistencia compresiva uniaxial y constante “mi” de la roca intacta, desarrollados en este estudio. En la tabla 4.3 se presentan los resultados obtenidos sobre las propiedades de resistencia de la masa rocosa por dominios estructurales.

Tabla 4.3.- Propiedades de la resistencia de la masa rocosa

PROPIEDADES DE LA RESISTENCIA DE LA MASA ROCOSA										
DOMINIO	CALIDAD DE ROCA	GSI	σ_c	m_i	σ_{cmr}	σ_{tmr}	Coh.	Phi	Emr	Poisson
			MPa		MPa	kPa	KPa	(°)	GPa	v
CALIZA TECHO	REGULAR III A	55	120	12	5.83	-211	5.63	29	10001	0.25
CALIZA PISO	REGULAR III A	51	110	12	5.05	-137	4.77	28	7944	0.25
CALIZA TECHO	REGULAR III B	48	90	10	2.68	-104	3.46	25	6341	0.25
CALIZA PISO	REGULAR III B	42	80	10	1.55	-55	2.71	23	4232	0.28
CALIZA TECHO	MALA IV A	38	60	9	0.86	-33	1.79	21	2911	0.30
CALIZA PISO	MALA IV B	32	40	9	0.36	-13	1.03	19	1683	0.30
MINERAL	REGULAR III A	54	115	14	5.22	-159	5.55	30	9441	0.25
MINERAL	REGULAR III B	46	95	12	4.3	-154	4.37	29	9202	0.25
MINERAL	MALA IV A	36	80	10	1.17	-39	2.82	21	3265	0.30

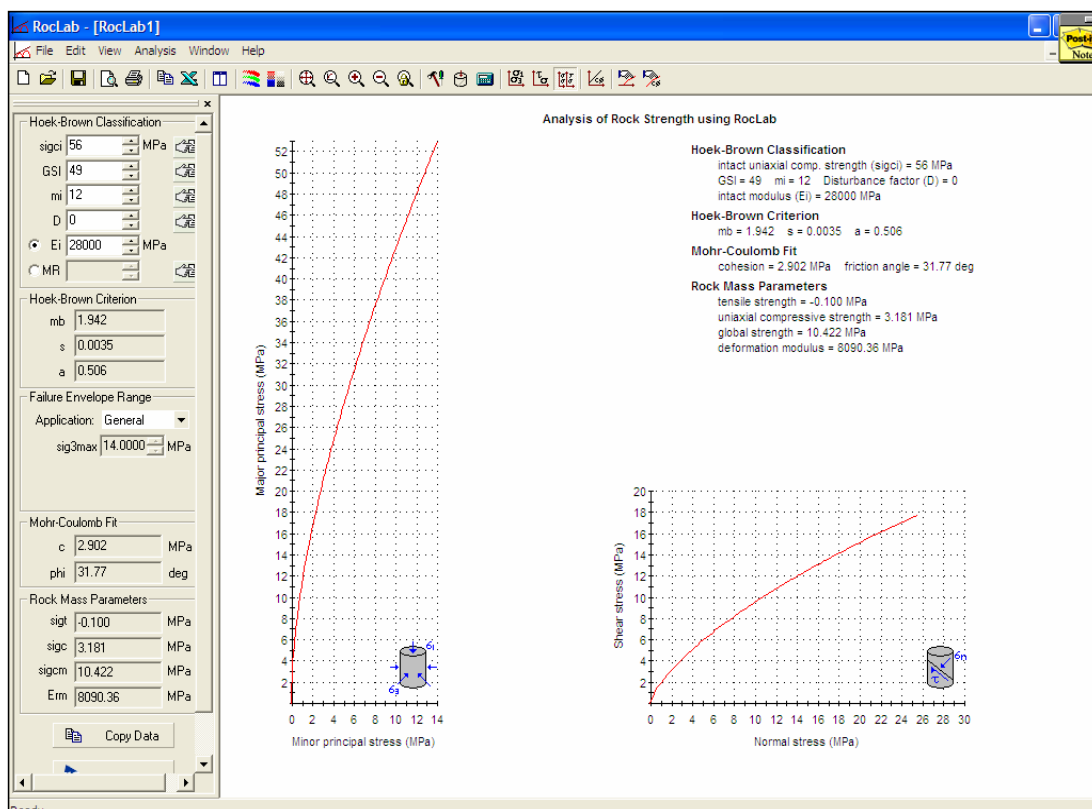


Figura 4.2- Análisis del macizo rocoso por medio del programa ROCLAB

CAPITULO 5

INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1.- Consideraciones Geomecánicas de la Rampa 626 – 1

Se considera para este estudio 3 estaciones con el nombre de ESTACION 1, ESTACION 2 y ESTACION 3 que se describen a continuación:

ESTACION 1

Se muestran fotos de sondajes realizados las cuales su ubicación se remarcan en el plano geotécnico - geomecánico que se muestra en la figura 5.12, en este punto se analiza su comportamiento y forma de falla de este tipo de terreno que se describen líneas más abajo. Ver figuras 5.1 y 5.2.



Figura 5.1.- Calculando el RQD se obtiene un valor de 22%



Figura 5.2.- Calculando el RQD se obtiene un valor de 12%

Para este tramo de longitud se obtiene un RQD promedio de 17%

Se toma el $JL = 0.75$. – ver tabla 5.1.

Tabla 5.1.- Determinando la valoración de la condición de las fracturas

Longitud de las diaclasas (m)	Termino	Tipo	jL	
			Diaclasas continuas	Diaclasas discontinuas
< 0.5	Muy corta	Foliación / Estratificación	3	6
0.1 – 1	Corta /Pequeña	Diaclasa	2	4
1 – 10	Media	Diaclasa	1	2
10 – 30	Larga / Media	Diaclasa	0.75	1.5
>30	Muy larga / Grande	Diaclasas rellenas, diques	1	1

Las discontinuidades son onduladas, rugosas: $JR = 4$ (se considera el caso más desfavorable “altamente ondulado”) – ver tabla 5.2.

Tabla 5.2.- Determinando la valoración de rugosidad de las fracturas

Rugosidad del plano de la diaclasa a pequeña escala	Ondulación del plano de diaclasado a gran escala				
	Planar	Ligeramente ondulado	Altamente ondulado	Escalonado	Entrelazado (a gran escala)
Muy Rugoso	3	4	6	7.5	9
Rugoso	2	3	4	5	6
Ligeramente rugoso	1.5	2	3	4	4.5
Uniforme	1	1.5	2	2.5	3
Pulido	0.75	1	1.5	2	2.5
Espejo de falla	0.6 - 1.5	1 - 2	1.5 - 3	2 - 4	2.5 - 5

Para diaclasas rellenas, $JR=1$. Para diaclasas irregulares, se sugiere $JR=5$

Las discontinuidades son ligeramente abiertas 1 - 5 mm con oxidación en las paredes entonces: JA = 12 – ver tabla 5.3.

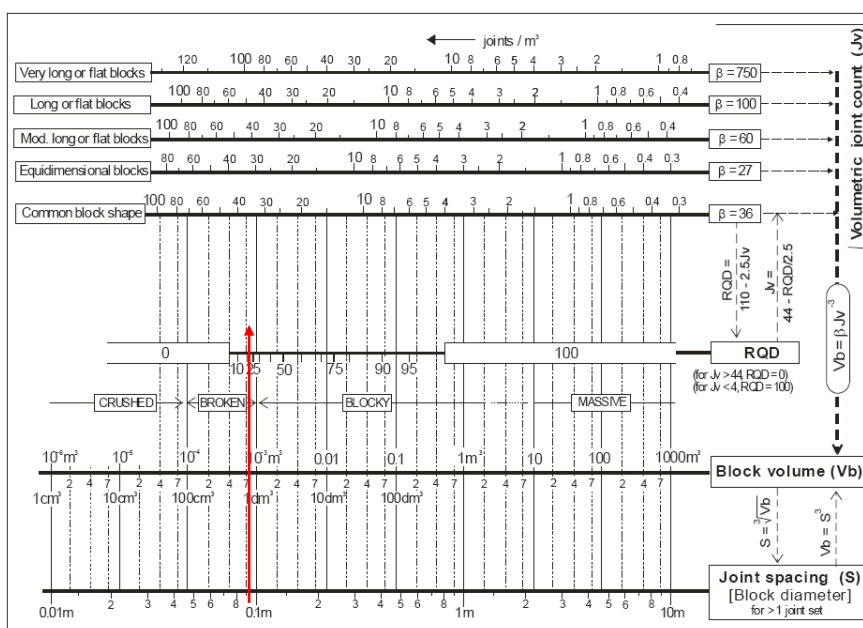
Tabla 5.3.- Determinando la valoración de alteración de las fracturas

B. Diaclasas rellenas, con parcial o ningún contacto entre las superficies de las paredes			
Tipo de material de relleno	Descripción	Contacto parcial entre las Paredes Relleno fino (< 5mm) (jA)	Sin contacto entre las Paredes Relleno fino o milonita (jA)
• Arena, limos, calcita, etc.	Relleno con material friccional sin arcilla	4	8
• Materiales arcillosos compactados	Relleno duro proveniente de materiales blandos y cohesivos	6	10
• Materiales arcillosos blandos	Sobreconsolidación media a baja del relleno	8	12
• Materiales arcillosos expansivos	Material de relleno que exhibe claras propiedades expansivas	8 - 12	12 - 20

Entonces el valor es $jC = 0.75(4/12) = 0.25$

Cálculo del Volumen de Bloque a partir del RQD calculado por el metodo grafico se obtiene un valor de 800 cm³. Con el martillo de smitch se obtuvo un valor aproximado de 70MPa. – ver tabla 5.4.

Tabla 5.4.- Determinando el volumen de bloque de acuerdo a las fracturas



Ploteando los valores en el Grafico Múltiple siguiente – ver figura 5.3.

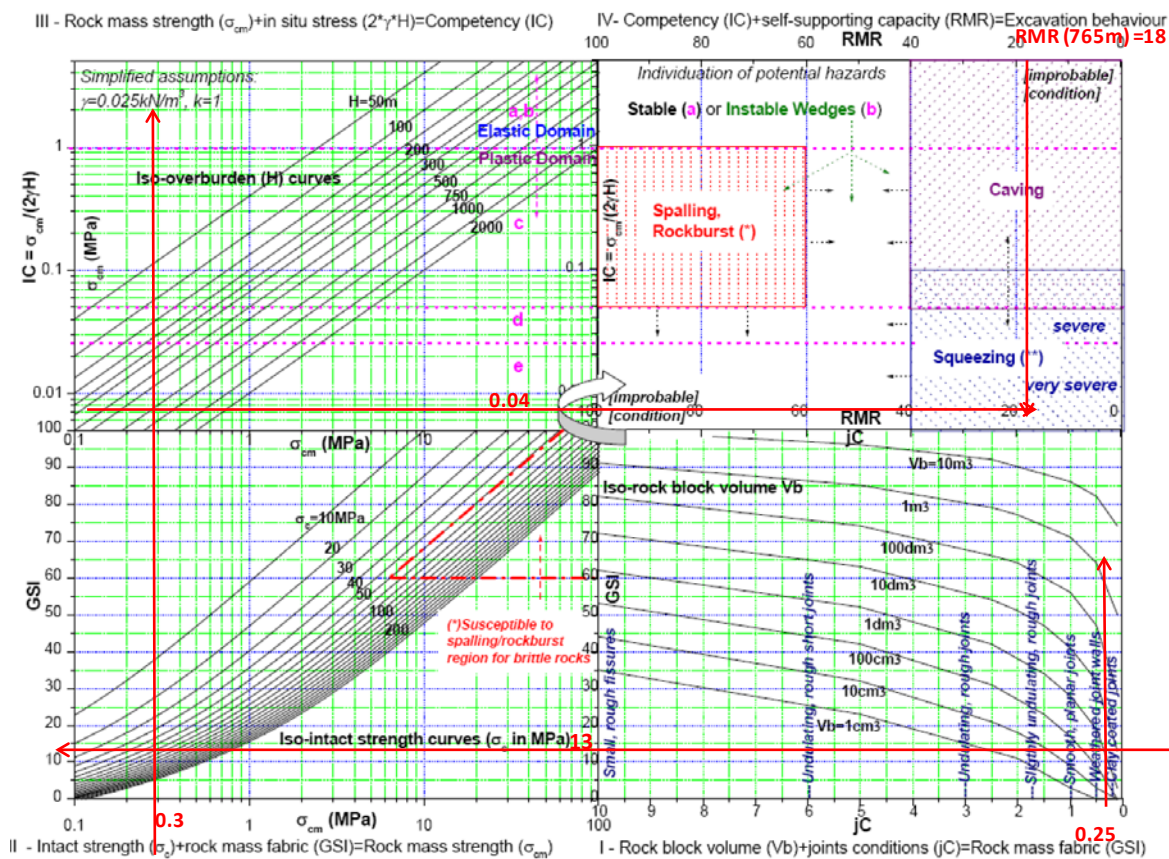


Figura 5.3.- Ploteando las valoraciones obtenidas en el Grafico Múltiple de Russo

Se obtiene como valoraciones lo siguiente – tabla 5.5.

Tabla 5.5.- Resumen de propiedades de la ESTACION 1

Valoraciones	H = 765m
GSI	13
σ_{cm}	0.3MPa
IC	0.04
RMR(corregido)	15
Tipo de rotura	Macizo Muy Inestable

ESTACION 2

Se muestran fotos (Figuras 5.4 y 5.5) de sondajes realizados las cuales su ubicación se remarcan en el plano geomecánico ver la figura 5.12 más adelante.



Figura 5.4.- Los círculos marcados en azul me indican que estos sufrieron rotura por el personal calculando el RQD se obtiene un valor de 87.1%



Figura 5.5.- Calculando el RQD se obtiene un valor de 90.8%

Para este tramo de longitud se obtiene un RQD promedio de promedio de 88.95%

Se toma el $JL = 0.75$ – ver tabla 5.6.

Tabla 5.6.- Determinando la valoración de condición de fracturas

Longitud de las diaclasas (m)	Termino	Tipo	jL	
			Diaclasas continuas	Diaclasas discontinuas
< 0.5	Muy corta	Foliación / Estratificación	3	6
0.1 – 1	Corta /Pequeña	Diaclasa	2	4
1 – 10	Media	Diaclasa	1	2
10 – 30	Larga / Media	Diaclasa	0.75	1.5
>30	Muy larga / Grande	Diaclasas rellenas, diques	1	1

Las discontinuidades son onduladas, rugosas: $JR = 4$ (se considera el caso más desfavorable “altamente ondulado”) – ver tabla 5.7

Tabla 5.7.- Determinando la valoración de condición de rugosidad de las fracturas

Rugosidad del plano de la diaclasa a pequeña escala	Ondulación del plano de diaclasado a gran escala				
	Planar	Ligeramente ondulado	Altamente ondulado	Escalonado	Entrelazado (a gran escala)
Muy Rugoso	3	4	6	7.5	9
Rugoso	2	3	4	5	6
Ligeramente rugoso	1.5	2	3	4	4.5
Uniforme	1	1.5	2	2.5	3
Pulido	0.75	1	1.5	2	2.5
Espejo de falla	0.6 - 1.5	1 - 2	1.5 - 3	2 - 4	2.5 - 5

Para diaclasas rellenas, $JR=1$. Para diaclasas irregulares, se sugiere $JR=5$

Las discontinuidades son ligeramente abiertas 1 - 5 mm aproximadamente con oxidación en las paredes entonces siendo conservador: $JA = 4$ – ver tabla 5.8.

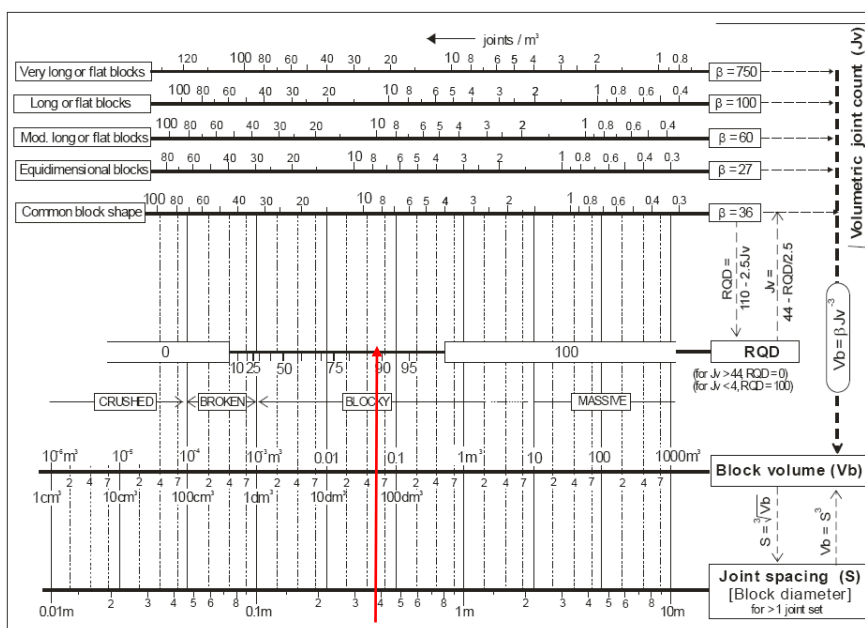
Tabla 5.8.- Determinando la valoración de condición de rugosidad de fracturas

B. Diaclasas rellenas, con parcial o ningún contacto entre las superficies de las paredes			
Tipo de material de relleno	Descripción	Contacto parcial entre las Paredes Relleno fino (< 5mm) (jA)	Sin contacto entre las Paredes Relleno fino o milonita (jA)
• Arena, limos, calcita, etc.	Relleno con material friccional sin arcilla	4	8
• Materiales arcillosos compactados	Relleno duro proveniente de materiales blandos y cohesivos	6	10
• Materiales arcillosos blandos	Sobreconsolidación media a baja del relleno	8	12
• Materiales arcillosos expansivos	Material de relleno que exhibe claras propiedades expansivas	8 - 12	12 - 20

Entonces el valor es $jC = 0.75(4/4) = 0.75$

Cálculo del Volumen de Bloque a partir del RQD calculado por el metodo grafico se obtiene un valor de 70 dm³. Con el martillo de smitch se obtuvo un valor aproximado de 110MPa – ver tabla 5.9.

Tabla 5.9.- Determinando el volumen de bloque



ESTACION 3

Se muestran fotos (Figuras 5.7, 5.8 y 5.9) de sondajes realizados las cuales su ubicación se remarcan en el plano geomecánico que esta adjunta en la figura 5.12.



Figura 5.7.- Calculando el RQD se obtiene un valor de 98.2%



Figura 5.8.- Calculando el RQD se obtiene un valor de 100%



Figura 5.9.- Calculando el RQD se obtiene un valor de 94.4%

Para este tramo de longitud se obtiene un RQD promedio de 97.5%.

Se toma el JL = 0.75 – ver tabla 5.11.

Tabla 5.11.- Determinando valoración de condición de las fracturas

Longitud de las diaclasas (m)	Termino	Tipo	jL	
			Diaclasas continuas	Diaclasas discontinuas
< 0.5	Muy corta	Foliación / Estratificación	3	6
0.1 – 1	Corta /Pequeña	Diaclasa	2	4
1 – 10	Media	Diaclasa	1	2
10 – 30	Larga / Media	Diaclasa	0.75	1.5
>30	Muy larga / Grande	Diaclasas rellenas, diques	1	1

Las discontinuidades son onduladas, rugosas: JR = 4 (se considera el caso más desfavorable “altamente ondulado”) – ver tabla 5.12

Tabla 5.12.- Determinando valores de condición de rugosidad de fracturas

Rugosidad del plano de la diaclasa a pequeña escala	Ondulación del plano de diaclasado a gran escala				
	Planar	Ligeramente ondulado	Altamente ondulado	Escalonado	Entrelazado (a gran escala)
Muy Rugoso	3	4	6	7.5	9
Rugoso	2	3	4	5	6
Ligeramente rugoso	1.5	2	3	4	4.5
Uniforme	1	1.5	2	2.5	3
Pulido	0.75	1	1.5	2	2.5
Espejo de falla	0.6 - 1.5	1 - 2	1.5 - 3	2 - 4	2.5 - 5

Para diaclasas rellenas, JR=1. Para diaclasas irregulares, se sugiere JR=5

Las discontinuidades son ligeramente abiertas 1 - 5 mm con oxidación en las paredes entonces: JA = 8 – ver tabla 5.13

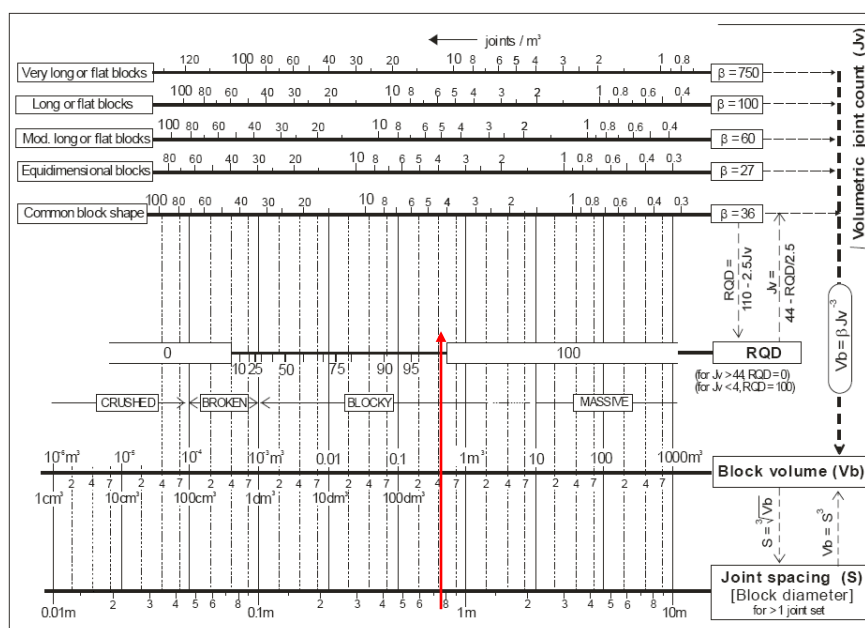
Tabla 5.13.- Determinando valoración de condición de alteración de fracturas

B. Diaclasas rellenas, con parcial o ningún contacto entre las superficies de las paredes			
Tipo de material de relleno	Descripción	Contacto parcial entre las Paredes Relleno fino (< 5mm) (jA)	Sin contacto entre las Paredes Relleno fino o milonita (jA)
• Arena, limos, calcita, etc.	Relleno con material friccional sin arcilla	4	8
• Materiales arcillosos compactados	Relleno duro proveniente de materiales blandos y cohesivos	6	10
• Materiales arcillosos blandos	Sobreconsolidación media a baja del relleno	8	12
• Materiales arcillosos expansivos	Material de relleno que exhibe claras propiedades expansivas	8 - 12	12 - 20

Entonces el valor es $jC = 0.75(4/8) = 0.375$

Cálculo del Volumen de Bloque a partir del RQD calculado por el metodo grafico se obtiene un valor de 410 dm³. Con el martillo de smitch se obtuvo un valor aproximado de 120MPa – ver tabla 5.14.

Tabla 5.14.- Determinando volumen de bloque



Ploteando los valores en el Grafico Múltiple siguiente – ver figura 5.10.

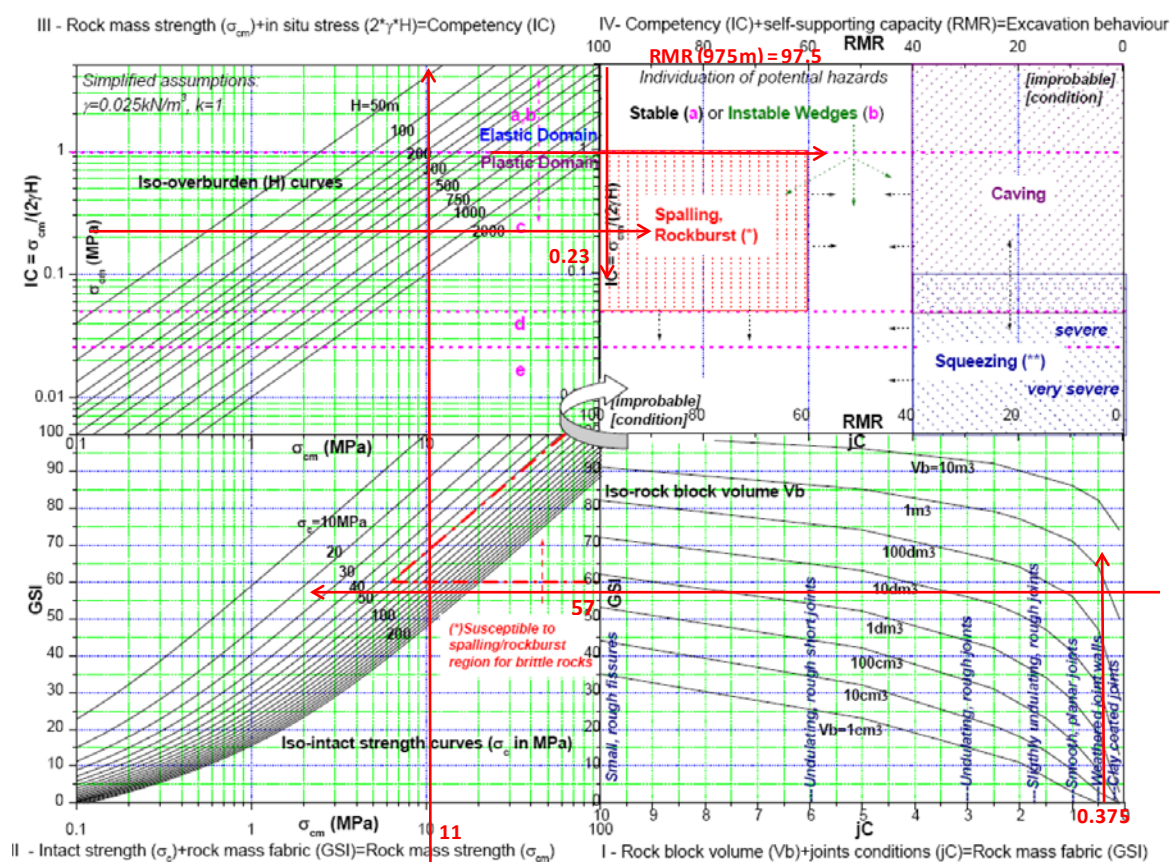


Figura 5.10.- Ploteando valoraciones obtenidas en el Grafico Múltiple

Se obtiene como valoraciones lo siguiente – ver tabla 5.15

Tabla 5.15.- Resumen de propiedades de la ESTACION 3

Valoraciones	H = 975m
GSI	57
σ_{cm}	11MPa
IC	0.23
RMR(corregido)	62
Tipo de rotura	Rockburst

5.2.- Mapa Geomecánico – Geotécnico

La descripción geotécnica – geomecánica se encuentran detalladas en las Fig. 5.11 y Fig. 5.12.

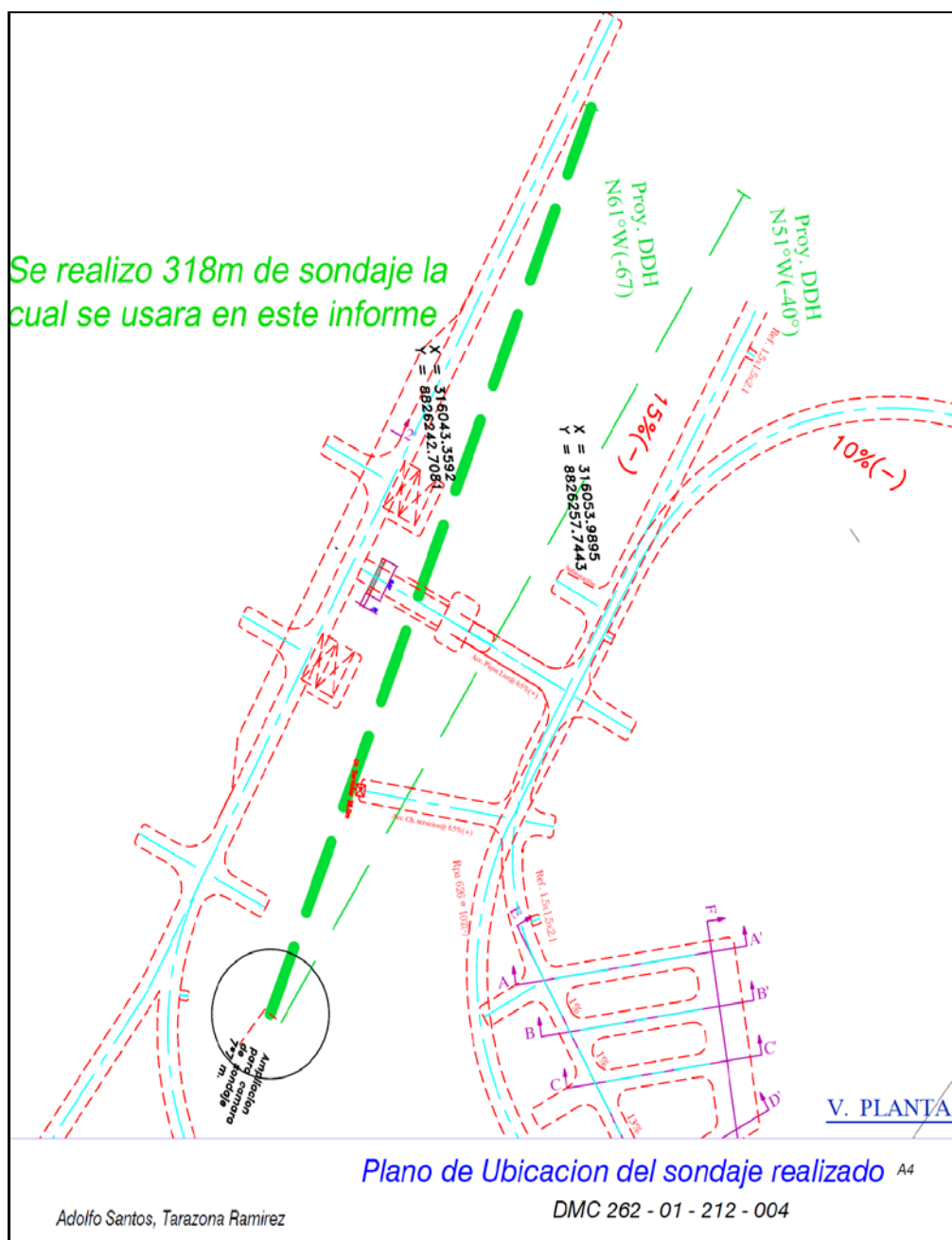
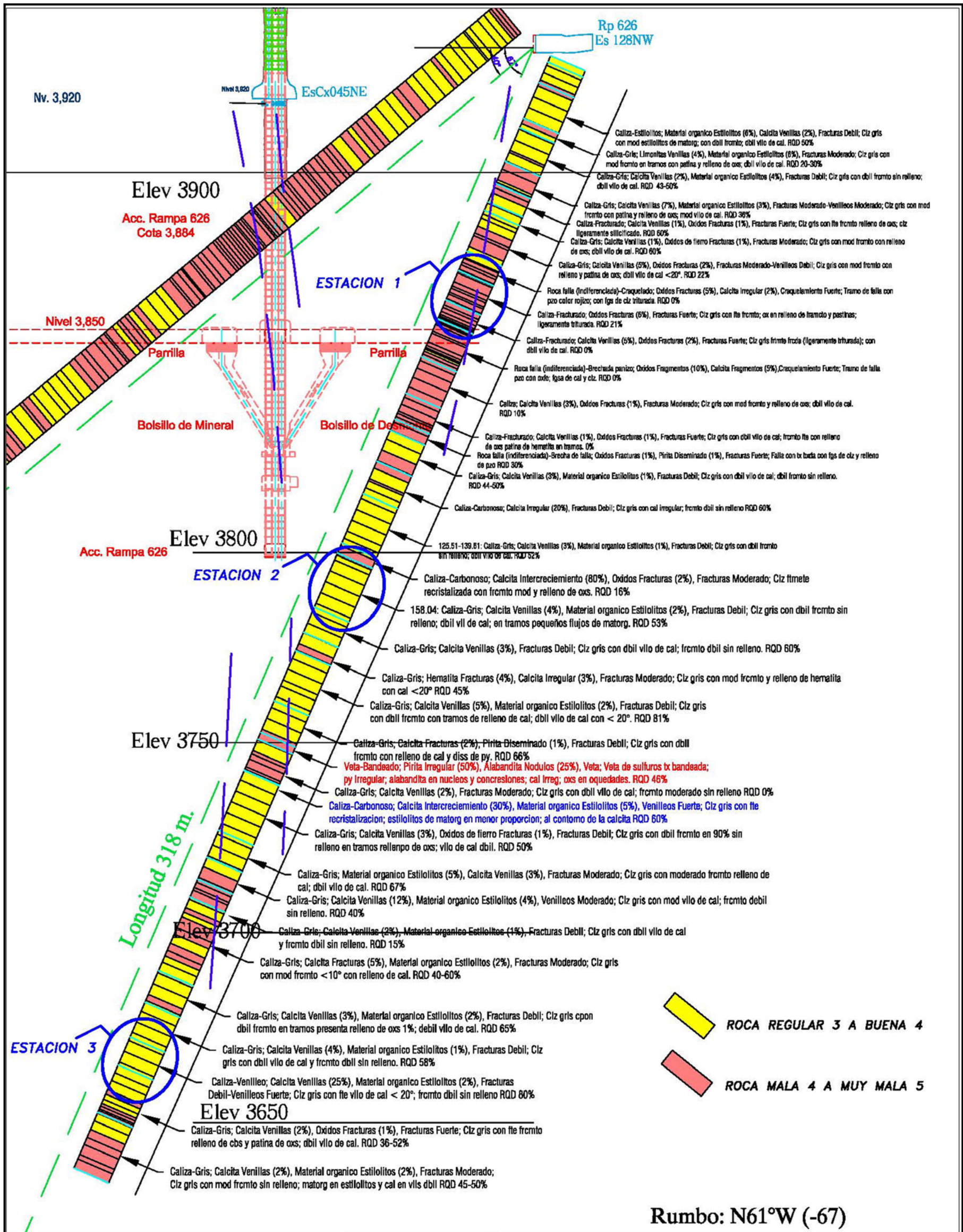


Fig. 5.11.- Plano de proyecto realizado de cabina de sondaje y direccionamiento a perforar.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Adolfo Santos, Tarazona Ramirez
 <<Unnamed Profile>>

03/03/2014

PLANO GEOMECANICO - GEOTECNICO A3
 Maquina 262 - 01 - 2012 - 004

Nivel 3920 Rp 626 - 1
 Mina Socorro

A

1/500

Geomecanica
 Mina

Layout2

C:\Documents and Settings\Marisol\Escritorio\Proyect_sondaje PQ Luz_recover.dwg

Fig.: 5.12

5.3.- Tipo de Sostenimiento Propuesto Según el Método Noruego de Excavación

ESTACION 1

La densidad de la caliza es de 0.027 Kg/cm³ y la excavación en este macizo rocoso será para una labor permanente y tendrá un diámetro de 4.00m. Se determinara el índice Q (Ver tabla 5.16) y el sostenimiento respectivo según el MNT (ver figura 5.13).

$$\sigma_c = 70\text{MPa}$$

$$\sigma_l = 0.027 \times H$$

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

$$J_n \quad J_a \quad SRF$$

Tabla 5.16.- Determinando el Índice Q ESTACION 1

Q	H(m)	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	σ _l	σ _c /σ _l
0.022	765	17	9	3	3	0.33	27.5	20.6	3.39

Por condición del informe se trata de una labor permanente donde se tomara el menor factor de ESR de 1.6 para darle mayor nivel de seguridad.

Diámetro del Túnel = 4m

Diámetro equivalente = Diámetro del Túnel = 2.5

ESR

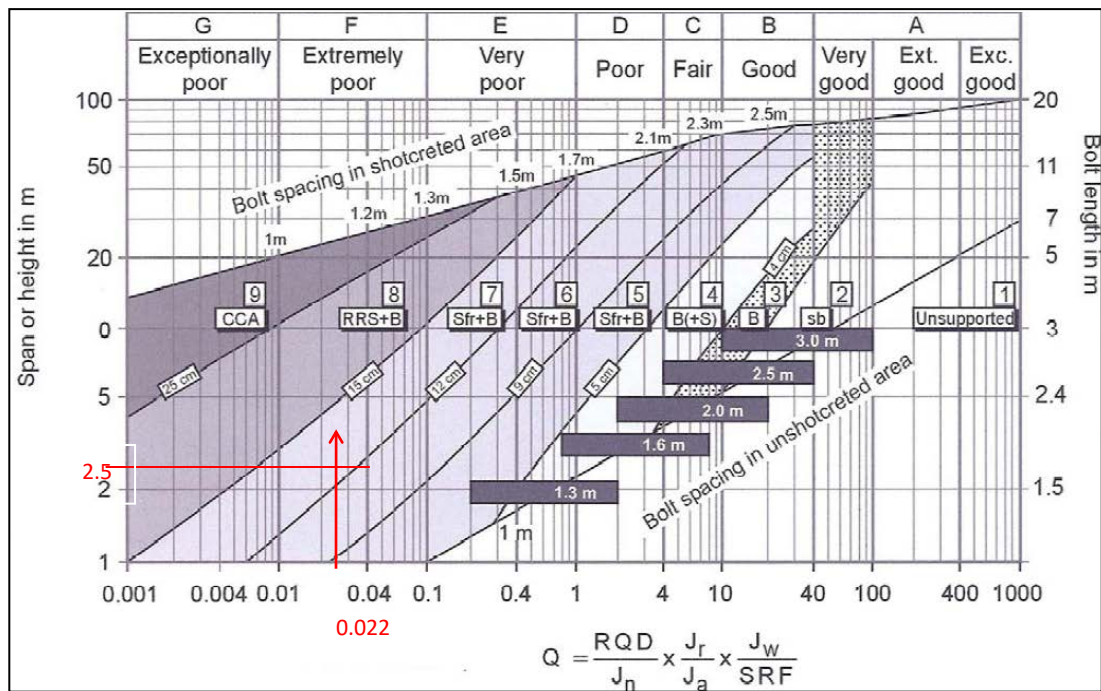


Figura 5.13.- Determinando el sostenimiento por el método noruego – ESTACION 1

Para esta profundidad de 765 metros se recomienda poner soporte de hormigón proyectado con fibras con espesor de 120 – 150mm y bulonado.

ESTACION 2

La densidad de la caliza es de 0.027 Kg/cm³ y la excavación en este macizo rocoso será para una labor permanente y tendrá un diámetro de 4.00m. Se determinara el índice Q (ver tabla 5.17) y el sostenimiento respectivo según el MNT (ver figura 5.14).

$$\sigma_c = 110\text{MPa,}$$

$$\sigma_1 = 0.027 \times H$$

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

$$J_n \quad J_a \quad SRF$$

Tabla 5.17.- Determinando el Índice Q ESTACION 2

Q	H(m)	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	σ ₁	σ _c /σ ₁
0.72	830	90.8	9	3	1	0.66	27.5	22.41	4.90

Por condición del informe se trata de una labor permanente donde se tomara el menor factor de ESR de 1.6 para darle mayor nivel de seguridad.

$$\text{Diámetro del Túnel} = 4\text{m}$$

$$\text{Diámetro equivalente} = \text{Diámetro del Túnel} = 2.5$$

ESR

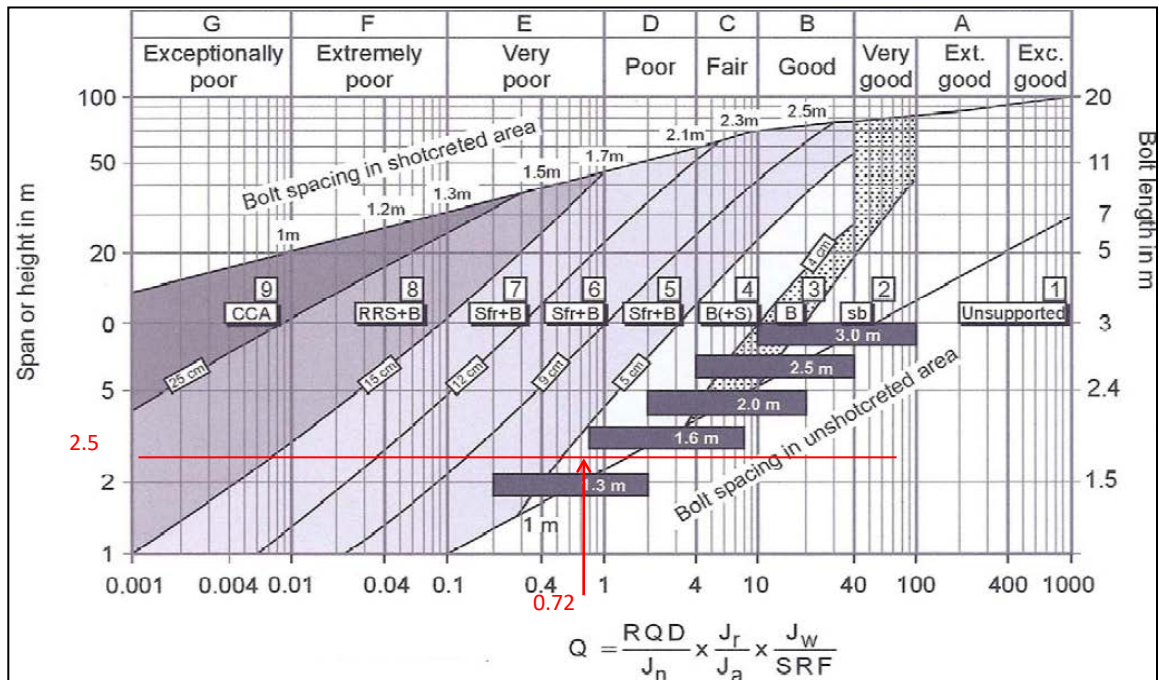


Figura 5.14.- Determinando el sostenimiento por el método noruego –

ESTACION 2

Para esta profundidad de 830 metros se recomienda poner soporte de Bulonado sistemático con hormigón proyectado de espesor de 40 – 100mm.

ESTACION 3

La densidad de la caliza es de 0.027 Kg/cm³ y la excavación en este macizo rocoso será para una labor permanente y tendrá un diámetro de 4.00m. Se determinara el índice Q (ver tabla 5.18) y el sostenimiento respectivo según el MNT (ver figura 5.15).

$$\sigma_c = 120\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 0.027 \times H$$

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

$$J_n \quad J_a \quad SRF$$

Tabla 5.18.- Determinando el Índice Q ESTACION 3

Q	H(m)	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	σ_1	σ_c/σ_1
0.78	975	97.5	9	3	1	0.66	27.5	26.3	4.56

Por condición del informe se trata de una labor permanente donde se tomara el menor factor de ESR de 1.6 para darle mayor nivel de seguridad.

Diámetro del Túnel = 4m

Diámetro equivalente = Diámetro del Túnel = 2.5

ESR

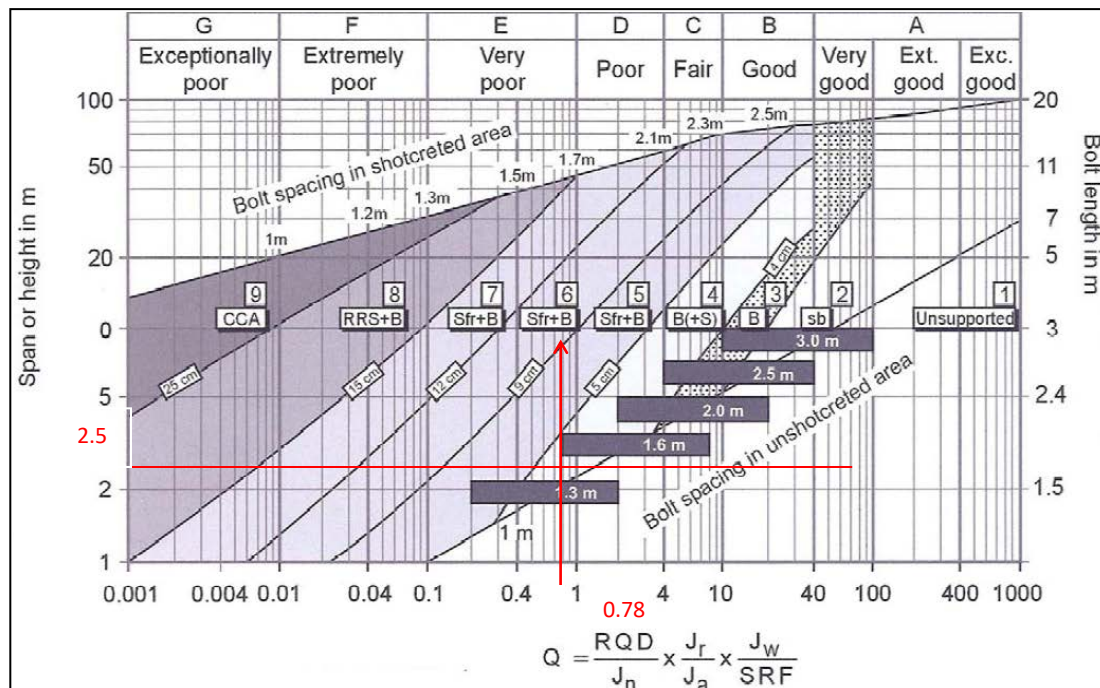


Figura 5.15.- Determinando el sostenimiento por el método noruego –

ESTACION 3

Para esta profundidad de 975 metros se recomienda poner soporte de Bulonado sistemático con hormigón proyectado de espesor de 40 – 100mm.

CONCLUSIONES

- 1.- La descripción preliminar del macizo rocoso por el método del gráfico múltiple predice mediante gráficos, el comportamiento y el tipo de rotura que pueda ocurrir aun antes de llegar a la labor solo tomando data de los testigos de perforación diamantina.
- 2.- La experiencia ganada es muy importante para poder inferir con un pequeño margen de error los parámetros geomecánicos correspondientes al macizo rocoso.
- 3.- Con la perforación de este sondaje y proyectando la verticalidad se logra una profundidad de 280m por debajo del Nivel 3920 llegando al Nivel 3640 aproximadamente siendo el nivel más profundo, ya que para final de este año 2013 llegara esta rampa al Nivel 3710 se demuestra en este informe el tipo de rotura que sufrirá el macizo rocoso en esas condiciones
- 4.- La utilización del sistema Q para tunelería y el sostenimiento permanente según el método noruego es predictivo y asertivo de acuerdo al método de sostenimiento que se aplica en la actualidad a medida que profundiza la mina.
- 5.- El uso de este método de predicción de riesgos propuesto por Russo 2007, debería de plasmarse antes de realizarse los trabajos de voladura de acuerdo a un

plano de riesgos de acuerdo a la información que nos brinda los sondeos de perforación diamantina para tomar medidas preventivas de control que debería de saber toda la línea de supervisión.

RECOMENDACIONES

1.- Según el método noruego para las 3 estaciones se recomienda lo siguiente:

Estación 1- Como se encuentra bajo una carga litostática de 765m sufriendo rotura por very severe de acuerdo al método noruego se recomienda poner soporte de hormigón proyectado con fibras con espesor de 120 – 150mm y bulonado.

Estación 2- Como se encuentra bajo una carga litostática de 830m sufriendo rotura por rockburst de acuerdo a las tablas del método noruego se recomienda poner soporte de Bulonado sistemático con hormigón proyectado de espesor de 40 – 100mm.

Estación 3- Como se encuentra a una profundidad de 975m sufriendo rotura por Rockburst de acuerdo al método noruego se recomienda poner soporte de bulonado sistemático con hormigón proyectado de espesor de 40 – 100mm.

2.- Es recomendable saber a priori el tipo de rotura que pueda suceder para tomar medidas de control inmediatas, la línea de supervisión de acuerdo a un plan de contingencias para atacar el problema de accidentabilidad por caída de rocas.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Bieniawski Z.T. "Engineering Rock Mass Classification" Wiley – Interscience Publication – 1989.
- Brady B.H.G. & Brown E.T. "Rock Mechanics for Underground Mining" George Allen & Unwin – London – 1985.
- Brown E.T. "Rock Characterization Testing and Monitoring" ISRM Suggested Methods – Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics – 1981.
- Carmona, J., y J. Castano. 1970. Distribución temporal de la energía liberada al sur de los 20° en el intervalo 1920-1970. Inst. de Inv. Antisísmica de Argentina. 25p.
- Descripción del Grafico Múltiple Para la Estimación Preliminar del comportamiento del Macizo Rocoso en una Excavación Subterránea – Ing. Carlos Vallejo Cortes
- Hudson J.A. Ed. "Comprehensive Rock Engineering – Principles, Practice & Projects". Volúmenes 3 y 4, Pergamon Press 1993.

- Inventario de Reservas –Uchucchacua –Enero 2011 .Departamento de geología.
- Nick BARTON y Eystein GRIMSTAD. NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE. El Sistema Q para la selección del sostenimiento en el método Noruego de Excavación de Túneles.
- O'Diana, M., R. Lazo, y R. Rivera. 2005. Evaluación del Peligro Sísmico en el Sur del Perú (14° – 19° S). Inst. Geofísico de la Univ. Nac. de San Agustín p 29-60.
- Uchucchacua” Informe Técnico BISA – Enero 1998.
- Universidad Nacional de Ingeniería, Pruebas de Laboratorio de Mecánica de Rocas. Agosto 2005.
- Weiss F. y Córdova D. “Influencia de las condiciones naturales en la selección del método de explotación en minería subterránea”, Informe INGEMMET – 1991.