

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINERA Y METALURGICA



“PROFUNDIZACION DE LA MINA RAUL”

INFORME DE SUFICIENCIA

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO DE MINAS**

**ELABORADO POR:
ROBERTO DANIEL FRANCISCO NEPO VENEGAS**

**ASESOR
ING. ADOLFO JESUS CHAVEZ VALDIVIA**

LIMA – PERU

2014

Dedicatoria:

A las dos mujeres más importantes de mi vida: Mi Madre

Yolanda Venegas y mi Esposa Ana Cruz

RESUMEN

Esta evaluación tiene por objetivo lograr condiciones geomecánicas favorables para la explotación de la zona de profundización de la mina Raul, evitando el colapso de la excavación y así contribuir en la productividad de la operación minera. Anteriormente se han producido debilitamiento de los pilares puentes y su posterior colapso como consecuencia de la explotación minera en la zona de la veta falla norte. La estabilidad de los pilares y puentes así como el tamaño de los tajeos de explotación son calculados en función de las propiedades mecánicas de la roca considerando también la calidad de la roca y la estructura de la misma. El diseño considera condiciones estables durante su explotación protegiendo la seguridad del personal y los equipos. Para el cálculo de la estabilidad se uso programas computarizados para determinar los esfuerzos inducidos así como con criterios empíricos de estabilidad como son el método grafico de Mathews y los cálculos de pilares propuestos por Lunder y Pakalnis. El control de la estabilidad de pilares se monitorea por controles de convergencia donde se mide la deformación provocada por el minado en la zona de estudio.

Las conclusiones de este análisis se proponen el relleno de las cavidades explotadas en la veta falla norte y cambiar el método de explotación hacia un método de explotación que sea más selectivo y donde se rellene para evitar el pronto debilitamiento de los pilares.

Agradezco a la supervisión de la mina Condestable por la información brindada.

ABSTRACT

This evaluation aims to achieve favorable geomechanical conditions for the exploitation of the zone of deepening of the mine Raul, avoiding the collapse of the excavation and this way to contribute in the productivity of the mining operation. Previously they have produced weakening of the crown pillar and his later collapse as a result of the mining exploitation in the northern fault vein.

The stability of the crown pillar and bridges as well as the size of the slits of exploitation are calculated according to the mechanical properties of the rock also considering the rock quality and structure. The design considers stable conditions during exploitation to protect the safety of personnel and equipments. For stability calculation computer programs are used to determine the induced efforts as well as with empirical criteria of stability like Mathews's graphical method and the calculations of pillars proposed by Lunder and Pakalnis. Control pillars stability was monitored by convergence controls which measures up the deformation caused by mining in the zone study.

The conclusions of this analysis there proposes itself the landfill of the cavities exploited in the northern fault vein and change the method of exploitation towards a method of exploitation that is more selective and where fill to avoid the prompt weakening of the pillars.

I'm grateful for the information offered to the supervision of mine Condestable.

INDICE

CAPITULO I INTRODUCCIÓN	18
1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL ESTUDIO	18
1.2 UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD	18
1.3 DESCRIPCIÓN DE LAS LABORES EXPLOTADAS.	19
CAPITULO II TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS	21
2.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS NIVELES	21
2.2 MUESTREO PARA REALIZAR LOS ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS	22
CAPITULO III MODELO GEOMECÁNICO DE LA VETA FALLA-NORTE	23
3.1 GEOLOGÍA	23
3.1.1 Geología regional	23
3.1.2 Geología del yacimiento	26
3.2 ESTRUCTURAS	28
3.3 HIDROGEOLOGÍA	32
3.4 MACIZO ROCOSO	32
3.4.1 Caracterización del macizo rocoso	32
3.4.2 Evaluación geomecánica del macizo rocoso	37
3.5 DOMINIOS ESTRUCTURALES	42
3.6 ESTADO DE ESFUERZOS NATURALES	45

3.7 PROFUNDIZACIÓN	45
CAPITULO IV ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS TAJEOS YA EXPLOTADOS	47
4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS TAJEOS	48
4.1.1 Dimensionamiento de los tajeos por método gráfico de Mathews	48
4.1.2 Verificación de la Estabilidad de Tajeos Actuales	53
4.1.3 Dimensionamiento de Pilares Puente	54
4.1.4 Esfuerzos Inducidos en el Pilar Puente, calculados mediante el software Phases 7.0	56
4.1.5 Resistencia de Pilares Puente por Lunder y Pakalnis	57
4.1.6 Control de Dilución	59
4.1.7 Dimensionamiento de la longitud de los tajeos	62
CAPITULO V ANÁLISIS DEL NIVEL ACTUAL DE EXPLOTACIÓN	66
5.1 FORMULACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE MODELAMIENTO	67
5.2 PARÁMETROS DEL MODELO	68
5.3 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD	70
5.3.1 Evaluación de Pilares Puente y alturas de los tajeos	70
5.3.2 Verificación de la estabilidad del tajeo propuesto	75
5.3.3 Verificación de la dilución del tajeo propuesto	75
CAPITULO VI ANÁLISIS DE LA PROFUNDIZACIÓN	77
6.1 DIMENSIONAMIENTO DE LOS TAJEOS Y PILAR PUENTE	77

6.1.1	Dimensionamiento de los tajeos por método gráfico de Mathews	77
6.1.2	Dimensionamiento de Pilares Puente	79
6.1.3	Cálculo de esfuerzos inducidos mediante el software Phases 7.0	81
6.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TAJEOS	84
6.2.1	Parámetros del Modelo	84
6.2.2	Evaluación de las Condiciones de Estabilidad	86
6.2.3	Evaluación de Pilares Puente y alturas de los tajeos	87
6.2.4	Verificación de la estabilidad del tajeo propuesto	89
6.2.5	Verificación de la dilución del tajeo propuesto	90
6.3	DIMENSIONAMIENTO DE LOS PILARES COSTILLA	92
6.3.1	Resistencia de Pilares Costilla por Lunder y Pakalnis	92
6.4	MONITOREO DE LA ESTABILIDAD DE LOS PILARES PUENTE.	94
6.4.1	Punto de Convergencia TJ_2807 Nv-300	94
	CONCLUSIONES	96
	BIBLIOGRAFÍA	99

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Sección Longitudinal mirando S-N	20
Figura 3.1 Parte de la columna litoestratigráfica del cuadrángulo de Mala (26-j), INGEMMET (2002).....	25
Figura 3.2 Plano geológico regional del cuadrángulo de Mala (26-j), INGEMMET (2002).	25
Figura 3.3 Columna lito-estratigráfica de la Mina Raúl.	26
Figura 3.4 Representación de fallas y vetas en la zona del proyecto.	30
Figura 3.5 Estereograma de concentración de polos de las discontinuidades medidas en la zona de estudio (Forma global).	31
Figura 3.6 Proyección de los principales sistemas de discontinuidades que se presentan en la zona de estudio (Forma global).....	31
Figura 4.1 Gráfico del Método de Estabilidad de Mathews(C. Mawdesley, R. Trueman and W. J. Whiten, 2000)	49
Figura 4.2 Factor de ajuste A del Método Gráfico de Mathews (Potvin, 1988 ; Hutchinson y Diederichs, 1996).....	50
Figura 4.3 Factor de ajuste B del Método Gráfico de Mathews (Potvin, 1988 ; Hutchinson y Diederichs, 1996).....	50
Figura 4.4 Factor de ajuste C del Método Gráfico de Mathews (Potvin, 1988 ; Hutchinson y Diederichs, 1996).....	51
Figura 4.5 Representación de Resultados - Gráfico de Mathews (Caso dimensión cámara de W=2.8m, H=37.4m, L=85m).	52

Figura 4.6 Cálculo de los esfuerzos inducidos en el pilar puente del tajeo 5118 del Nivel Nv.-255.....	57
Figura 4.7 Gráfico de estabilidad del pilar puente del tajeo 5118 Nivel Nv. -255	59
Figura 4.8 Sensibilidad de Derrumbe Progresivo y Dilución	60
Figura 4.9 Zonas de diseño ELOS de la dilución del tajeo 5118 Nivel Nv. –255	61
Figura 4.10 Estimación empírica del desprendimiento de pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N del tajeo 5118 Nivel Nv. -255.....	61
Figura 4.11 Representación de Resultados - Gráfico de Mathews (Caso dimensión cámara de W=2.8m, H=37.4m, L=60m)	64
Figura 4.12 Zonas de diseño ELOS de la dilución del tajeo 5118 Niv – 255.....	65
Figura 4.13 Estimación empírica del desprendimiento de pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N del tajeo 5118 Nivel Nv. -255.....	65
Figura 5.1 Esquema de las etapas de explotación del método de almacenamiento provisional.....	67
Figura 5.2 Esquema de las etapas de extracción del mineral del método de almacenamiento provisional.....	68
Figura 5.3 Análisis de pilares puente de 6m y 8m por galería de extracción	71
Figura 5.4 Análisis de pilares puente de 6m y 8m por las ventanas de extracción....	71
Figura 5.5 Análisis de pilares puente sección transversal con ventanas de extracción en roca regular con relleno detrítico.....	72
Figura 5.6 Análisis de pilares puente sección transversal con ventanas de extracción en roca mala con relleno detrítico.	73
Figura 5.7 Efecto de la Zona de Relajación del tajeo.	74
Figura 5.8 Verificación para tajeo propuesto en el Nivel Nv.-400.	75

Figura 5.9 Zonas de diseño ELOS de la dilución del tajeo propuesto para el Nivel Nv. -300.	76
Figura 5.10 Estimación empírica del desprendimiento de pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N del tajeo propuesto para Nivel Nv. -300.	76
Figura 6.1 Resistencia a la compresión simple del mineral para la profundización. .	80
Figura 6.2 Modelo utilizado para la simulación en el diseño de los pilares	80
Figura 6.3 Cálculo de los esfuerzos inducidos en los pilares puente	81
Figura 6.4 Determinación de la estabilidad de los pilares puente	83
Figura 6.5 Análisis de pilares puente de 6m y 8m por galería de extracción.	87
Figura 6.6 Análisis de pilares puente de 6m y 8m por las ventanas de extracción....	88
Figura 6.7 Análisis de pilares puente de 8m con relleno detrítico por las ventanas de extracción.	89
Figura 6.8 Verificación para tajeo propuesto en la profundización para roca mala ..	90
Figura 6.9 Zonas de diseño ELOS de la dilución del tajeo propuesto para la profundización.....	91
Figura 6.10 Estimación empírica del desprendimiento de pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N del tajeo propuesto para la profundización.	91
Figura 6.11 Gráfico de estabilidad del pilar costilla de los tajeos propuestos.	94
Figura 6.12 Desplazamiento en función del tiempo.	95

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Rocas.....	33
Tabla 3.2 Propiedades de la roca intacta.....	34
Tabla 3.3 Propiedades del macizo rocoso	37
Tabla 3.4 Estaciones geomecánicas y líneas de detalle realizadas en la caja techo (CT).....	38
Tabla 3.5 Estaciones geomecánicas y líneas de detalle realizadas en el mineral	39
Tabla 3.6 Estaciones geomecánicas y líneas de detalle realizadas en la caja piso CP-1	40
Tabla 3.7 Estaciones geomecánicas y líneas de detalle realizadas en la caja piso CP-2	41
Tabla 3.8 Dominios Estructurales considerados en la veta Falla-Norte.	43
Tabla 3.9 Valoración de los índices RMR, Q y Q´ de los dominios D-1 y D-2 por niveles en la veta Falla-Norte.....	44
Tabla 3.10 Valoración de los índices RMR, Q y Q´ de los dominios D-3 y D-4 por niveles en la veta Falla-Norte.....	44
Tabla 4.1 Resumen Resultados Método Mathews – Veta Falla-Norte	53
Tabla 4.2 Dimensiones del pilar y del tajeo 5118 del Nivel Nv.-255	55
Tabla 4.3 Dimensiones del pilar y del tajeo 5118 del Nivel Nv.-255	58
Tabla 4.4 Cálculo de los Radios Hidráulicos	63
Tabla 4.5 Factores de corrección A, B y C; Q´ y Número de estabilidad (N)	63
Tabla 5.1 Parámetros de los Materiales del Modelo (Nv. -300).....	69

Tabla 6.1 Resumen Condiciones del macizo rocoso considerado para la profundización.....	77
Tabla 6.2 Resumen Esfuerzos in-situ considerados en el análisis para la profundización.....	78
Tabla 6.3 Resumen Resultados Método Mathews – Profundización.....	78
Tabla 6.4 Condición de los pilares puente para $\sigma_{\text{cmineral}}=50$ MPa.....	82
Tabla 6.5 Condición de los pilares puente para $\sigma_{\text{cmineral}}=75$ MPa.....	82
Tabla 6.6 Condición de los pilares puente para $\sigma_{\text{cmineral}}=100$ MPa.....	82
Tabla 6.7 Condición de los pilares puente para $\sigma_{\text{cmineral}}=125$ MPa.....	82
Tabla 6.8 Parámetros de los Materiales del Modelo - Profundización (Roca mala)..	85
Tabla 6.9 Parámetros de los Materiales del Modelo - Profundización (Roca regular)	85
Tabla 6.10 Parámetros de los Materiales del Modelo - Profundización (Roca buena)	86
Tabla 6.11 Ancho del pilar costilla para los tajeos propuestos.....	93

NOMENCLATURA

D: Factor por voladura o relajación de esfuerzos

Em: Modulo de elasticidad del Macizo

ELOS: Sobrerotura

GSI: Índice de resistencia geológica

k: Relación entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical

m_i : Constante de Hoek para la roca intacta

m_b : Constante de Hoek para la roca perturbada

s: Constante de roca

SRF: Factor de reducción de esfuerzos.

RMR: Valoración del macizo rocoso

Q: Índice de calidad túnelera

σ_c : Resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta

μ : Modulo de Poisson

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

En el presente estudio se evalúa la estabilidad de la explotación de la veta falla norte en los niveles de profundización de la Mina Raúl.

Se hizo una zonificación geomecánica de los cruceros y Bypass de acceso a los tajeos para determinar la calidad de roca en la zona de estudio así mismo se revisaron los taladros diamantinos en los niveles de la profundización para estimar la calidad de roca que se encontrará en la zona de estudio.

1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL ESTUDIO

El objetivo del estudio consiste en evaluar las condiciones geotécnicas actuales de la mina en los niveles Nv. -175, Nv. -215, Nv. -255 ,Nv. -300 y Nv-400 en el sector de la Veta Falla-Norte y estimar las condiciones geotécnicas de la mina en los niveles de profundización.

1.2 UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD

La Mina Raúl se encuentra ubicada en el paraje denominado Loma de Vinchos, anexo de Bujama Alta, distrito de Mala, provincia de Cañete, departamento de Lima.

El acceso a la zona, desde la ciudad de Lima, se realiza a través de la carretera Panamericana Sur hasta el desvío a la ciudad de Mala, pasando por ésta y continuando hasta el desvío a la mina, con un recorrido acumulado de 91 km de extensión en carretera asfaltada. Luego se accede a la mina a través de una carretera afirmada de 1 km de longitud.

1.3 DESCRIPCIÓN DE LAS LABORES EXPLOTADAS.

En la Veta-Falla Norte se aplica el método de minado semi-mecanizado: shrinkage en los niveles Nv-350, Nv. -300, Nv. -255, Nv. -215 y Nv. -175. El acceso principal a los niveles inferiores en la Zona Veta-Falla Norte se realiza por la rampa 79 (RP-79).

El método de minado por shrinkage es aplicado en las partes estrechas subverticales de las vetas, donde las potencias varían desde 1 m hasta 5 m, la longitud de los tajeos varía entre 70 y 100 m en el rumbo y la altura de los mismos entre 18 y 38 m, aproximadamente. , Se dejan pilares puentes de 2.5 a 5 m de altura que se ubican por debajo del nivel de extracción. La limpieza de mineral se realiza a través de ventanas, mediante scoops. Los tajeos no se sostienen, ni se rellenan salvo algunos tajos que actualmente se están rellorando con desmonte producto de las preparaciones de mina.

Se pudo observar desprendimiento de rocas de los pilares, y que varios de los pilares se están “descascarando”, producto del relajamiento natural de esfuerzos.

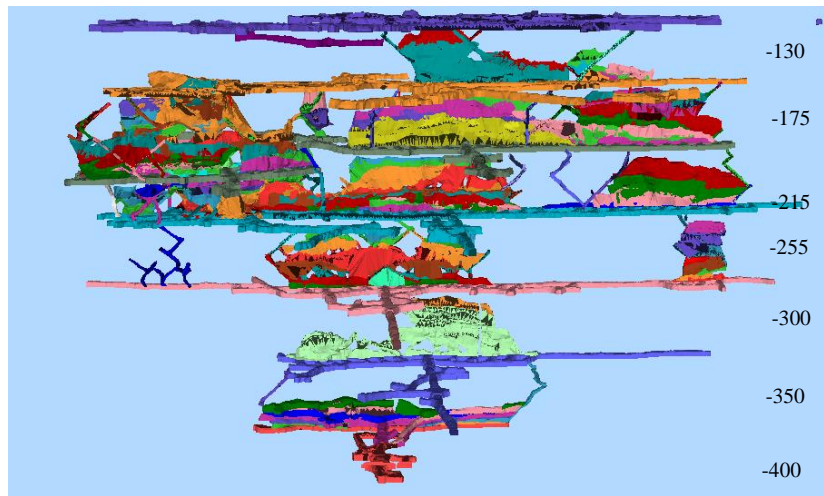


Figura 1.2.1 Sección Longitudinal mirando S-N

En la figura 1.1 se muestra una vista isométrica de los tajeos entre los niveles -130 al -400, donde se puede apreciar la rampa de acceso los niveles de extracción y las ventanas de extracción que acceden al tajo en cada nivel.

CAPITULO II

TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS

Las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona del proyecto fueron evaluadas mediante un programa de mapeos geomecánicos por celdas usando la clasificación RMR (Bieniawski 1989). Así mismo se implementó el uso del índice de resistencia geológica GSI para uso del personal de operación mina. Se colocó puntos de convergencia en los pilares puentes en los niveles superiores ya explotados de la veta falla norte para determinar posibles desplazamientos o esfuerzos inducidos producto de los espacios vacíos.

2.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS NIVELES

La caracterización del macizo rocoso se efectuó mediante el método de mapeo por celdas de detalle (estaciones geomecánicas), el cual consiste en seleccionar los afloramientos rocosos más representativos para determinar las principales familias de discontinuidades, determinar el buzamiento y dirección del buzamiento y registrar las características de estas discontinuidades tales como: frecuencia, espaciado,

persistencia, separación, rugosidad, relleno, grado de meteorización, presencia de agua. Adicionalmente se realizaron líneas de detalle que consisten básicamente en determinar el buzamiento y la dirección de buzamiento y registrar las principales características de las discontinuidades tales como: tipo, abertura, terminación, relleno, rugosidad, ondulación, longitud de la traza y presencia de agua de todas y cada una de las discontinuidades que interceptan a una cinta métrica que se apoya en la pared (hastial) de la labor minera.

2.2 MUESTREO PARA REALIZAR LOS ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS

Para determinar las propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta y del macizo rocoso, se efectuó una campaña de muestreo en el Nivel Nv. -300 con el fin de obtener muestras representativas de las litologías presentes en la veta Falla-Norte.

Las muestras fueron sometidas a los siguientes ensayos de laboratorio:

- Propiedades Físicas: densidad natural, porosidad y absorción.
- Propiedades de Resistencia Mecánica: compresión uniaxial, tracción indirecta, compresión triaxial y carga puntual.
- Propiedades Elásticas: Módulo de Young y Relación de Poisson.

CAPITULO III

MODELO GEOMECÁNICO DE LA VETA FALLA-NORTE

3.1 GEOLOGÍA

3.1.1 Geología regional

La mina Raúl se ubica en la unidad morfo-estructural identificada como Llanura Preandina, cuyo ancho alcanza aproximadamente los 20 km. La mina se ubica en la franja de la Costa Peruana, donde resaltan las últimas estribaciones del flanco oeste de la cordillera occidental. Los depósitos de Raúl y Condestable se alojan dentro de una secuencia de roca volcánico-sedimentario pre-Aptiano cortadas por un intrusivo diorítico a cuarzo diorítico. Posteriormente a inicios del Aptiano a una profundidad mayor a 3 Km se emplazaron los intrusivos dioríticos y tonalíticos que produjeron una alteración de metamorfismo termal en toda el área

Según el mapa geológico de INGEMMET (2002) del cuadrángulo de Mala (26-j), es (ver figura 3.1), en la zona de proyecto yacen las siguientes unidades

litoestratigráficas pertenecientes al Cretáceo Inferior y al Cuaternario, éstas se describen en forma resumida desde el más antiguo al más reciente:

- La serie clástica basal está conformada por las formaciones Salto del Fraile (Ki-st), La Herradura (Ki-he) y Marcavilca (Ki-ma), estas tres formaciones pertenecen al Grupo Morro Solar.
- En la serie clástica yace la secuencia calcárea identificada como las formaciones Lurín (Ki-lu), Pamplona (Ki-pa) y Atocongo (Ki-at); éstas son parte del Grupo Lima.
- La serie volcánica-sedimentaria está conformada por dos formaciones Chilca (Ki-chil) y Quilmaná (Kis-q/lav); éstas son parte del Grupo Casma.
- Las formaciones rocosas están cubiertas por depósitos cuaternarios; tales como la Formación Cañete (Qp-c), depósitos recientes aluviales (Qr-al), depósitos eólicos (Qr-e) y depósitos marinos (Qr-m).

Según el Boletín 44 (INGEMMET, 1993), las unidades lito-estratigráficas se muestran cortadas por un stock de granodiorita, diorita, tonalita y granito perteneciente a la Súper Unidad Jecuan del Batolito de la Costa y diques de andesita del complejo Volcánico Vujamas Totorita.

Los estratos de la Formación Chilca por lo general tienen un rumbo de $N40^{\circ} - 65^{\circ}E$ y buzan 45° al SE, la quebrada Calicantro coincide con la falla a escala regional y al noroeste del cerro Vinchos cruza una falla con rumbo $N40^{\circ}E$ (ver figura 3.2).

CRETÁCEO	INFERIOR	GRUPO CASMA	Formación Quilmana	Ki-pa1	Lavas estratificadas con intercalaciones menores de tobas, brechas y niveles calizas
			Formación Chilca	Ki-chil	Tobas líficas y vítricas con delgadas intercalaciones de brechas piroclásticas, calizas bioclásticas (Ki-ch/clz) y areniscas volcánicas bien estartificadas
		GRUPO LIMA	Formación Atocongo	Ki-at	Calizas masivas bioclásticas y micríticas de color gris claro
			Formación Plamplona	Ki-Pa	Limoarcillitas obigarradas finamente estratificadas con intercalaciones de calizas y margas
		GRUPO MORRO SOLAR	Formación Lurín	Ki-lu	Calizas micríticas grises con estratos de limolitas
			Formación Marcavilca	Ki-ma	Areniscas cuarzosas grises con estratos esporádico de limolitas y lodolitas arenosas
			Formación Herradura	Ki-he	Limoarcillitas grises con capas de areniscas y calizas gris oscuras
		GRUPO YURA	Formación Salto del Fraile	Ki-sf	Areniscas cuarzosas gris verdosas con intercalaciones de areniscas arcillosas y limolitas
			Formación Salto del Fraile	Ki-sf	Secuencia clástica-arcillosa de limoarcillitas grises con areniscas finas y niveles delgados de calizas

Figura 3.1 Parte de la columna litoestratigráfica del cuadrángulo de Mala (26-j), INGEMMET (2002).

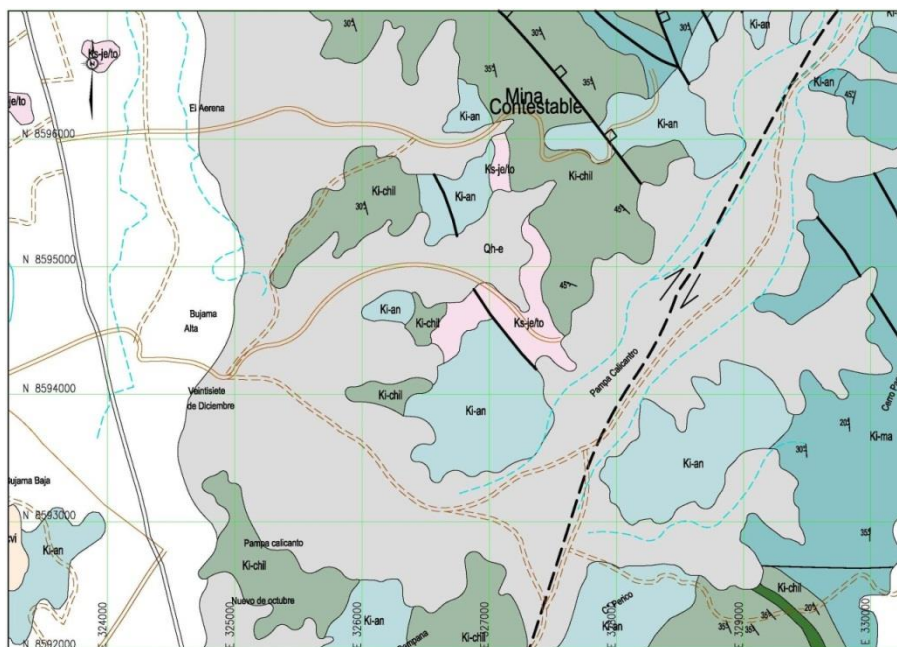


Figura 3.2 Plano geológico regional del cuadrángulo de Mala (26-j), INGEMMET (2002).

3.1.2 Geología del yacimiento

Con respecto a la geología local (Geología del Yacimiento) se identifican seis unidades litológicas (Calicantro, Apolo, Actinolita, Intermedio, Polvorín, Chicharrón), conformadas principalmente por secuencias de rocas volcánico-sedimentarias, las cuales están cortadas por el stock de pórfido andesítico-dacítico y diques de diabasa relacionados al Batolito de la Costa.

En la figura 3.3 se presenta la columna lito-estratigráfica correspondiente a la zona de la mina Raúl.

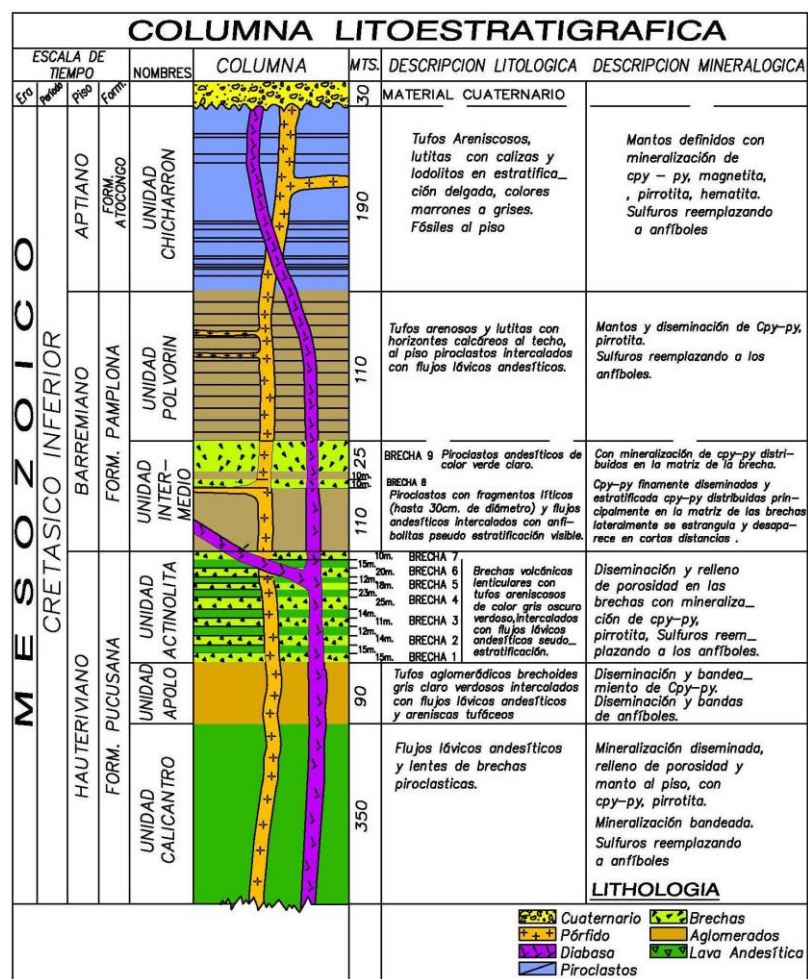


Figura 3.3 Columna lito-estratigráfica de la Mina Raúl.

- Unidad Calicantro: Esta unidad es la parte inferior de la secuencia y está constituida por lavas andesíticas en bancos gruesos, de textura porfirítica y color verde oscuro; intercaladas con algunos estratos de aglomerados andesíticos masivos. La potencia de la unidad es mayor de 430 metros y está correlacionada con la parte inferior de la Formación Pucusana.

En esta unidad es donde se ha desarrollado gran parte de las labores de minado distribuidos en cuatro niveles: Nv -175, Nv-215, Nv-255 y Nv-300.

- Unidad Apolo: Esta unidad está conformada por tobas aglomerádicas brechoides de color gris claro a verdoso, intercalados con flujos lávicos andesíticos y areniscas tobáceas en capas delgadas. En el techo de la unidad predominan areniscas tobáceas en bancos gruesos y con potencia estimada de 80 m. Se correlaciona con la parte media de la Formación Pucusana.

Esta unidad yace en el sector Nor-Oeste de la zona de estudio; en el Nv-175 aflora desde el XC_2157_9, en el Nv-215 yace aproximadamente a partir del XC_5119_7, en el nivel Nv-255 yace aproximadamente a partir del CX_5118_0 y el Nv-300 yace a partir del XC_5116_W.

- Unidad Actinolita: Está constituida mayormente por andesita gris verdosa a verde oscura y textura porfirítica, intercaladas con seis horizontes de brechas volcánicas lenticulares de brechas. Su potencia estimada es de 180 a 200 m y se correlaciona con la parte superior de Formación Pucusana.

Solo en el extremo Noroeste de los niveles superiores (Nv-175 y Nv-215) se han desarrollado en esta unidad; en los niveles intermedios, inferior y la profundización se van alejando progresivamente.

Entre las rocas intrusivas que yacen predominantemente en forma de diques, sills y stocks, se ha podido diferenciar las siguientes unidades:

- Pórfido Andesítico – Dacítico: Se manifiestan como stock, diques y sills con rumbo NO y NE y están cortando todas las unidades anteriormente descritas. Estos cuerpos intrusivos han originado un metamorfismo local y muchos de sus contactos están fallados. En el área de la mina, en el techo de la unidad Chicharrón se presenta un sill de pórfido de 320 m de potencia y los diques alcanzan una potencia de hasta 35 m.

En el Nv-175, el pórfido se ha interceptado principalmente desde el crucero XC_2157_9 hasta el XC_2157_16, en el Nv-215 se encuentra principalmente desde la ventana 14 hasta el extremo sureste del By Pass XC_5119_S, en el Nv-255, se presenta principalmente desde el crucero XC_5118_13 hasta el extremo sureste del By Pass XC_5118_E y finalmente en el Nv-300 se presenta en forma irregular desde el crucero XC_5116_W1 hasta el extremo sureste de este nivel.

- Diabasa: Según el cartografiado geológico de CMC, yacen en forma de diques con rumbo NNE y NO y buzamientos subverticales. Sin embargo en los niveles estudiados no es notorio su presencia.

3.2 ESTRUCTURAS

Los estratos de la secuencia volcano-sedimentaria presentan un rumbo promedio de N 25° O, con buzamiento de 30° a 45° al SO. Micropliegues de algunas decenas de centímetros se aprecian ocasionalmente al techo de la Unidad Chicharrón por su cercanía al potente sills de pórfido andesítico-dacítico.

Una de las principales fallas a nivel regional correspondería a la “Falla Calicantro” ubicado en la quebrada del mismo nombre, el cual presenta un rumbo S 30-40° E.

A nivel local, han identificado sistemas de fallas con dirección andina de las cuales las más importantes son: “Falla Oeste” de rumbo N 20°-30° O y buzamiento 55° NE, “Falla Condestable” de rumbo N 30°-40° O y buzamiento 40° NE, “Falla Este” de rumbo N 30°- 40° O y buzamiento 72° NE. Otras fallas importantes identificadas son: “Falla Garita” de rumbo N 20°-30° E y buzamiento 55° SE, “Falla 11” de rumbo N 40°-50° E y Falla Balanza de rumbo N 40°-50°E.

A nivel del área del proyecto se presenta dos principales direcciones de fallas, siendo las primeras (“Falla 5”, “Falla 6”) de rumbo N 0°-30° E, y la segunda (“Falla Norte”) de rumbo N 60°-70° O con buzamiento 82° NE

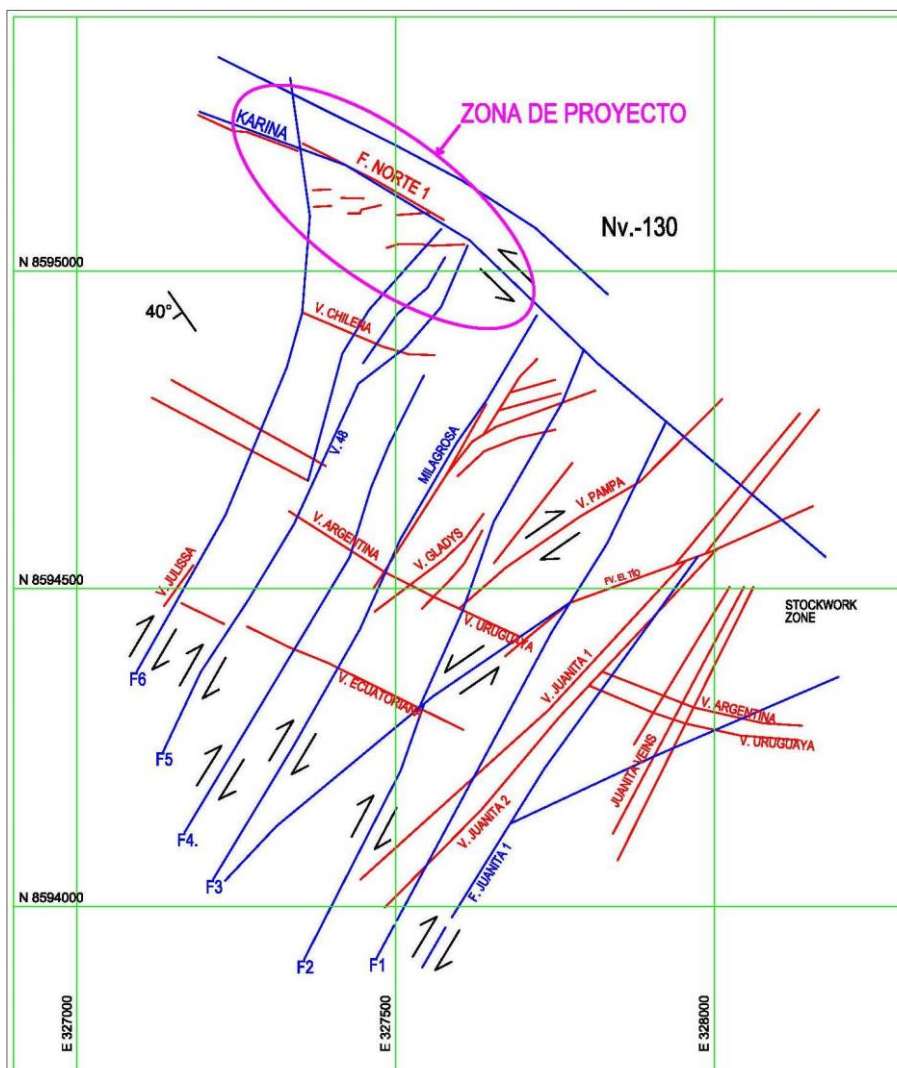


Figura 3.4 Representación de fallas y vetas en la zona del proyecto.

Se han analizado en forma global sobre 459 discontinuidades, por litología y para los cuatro dominios estructurales, éstas fueron analizadas con la ayuda del programa DIPS (Rocscience 2002), obteniéndose las principales familias de discontinuidades como se muestran en las figuras 3.5 y 3.6. .

En forma global se muestran cuatro familias de discontinuidades principales cuyo buzamiento y dirección de buzamiento es como sigue: $71^{\circ}/356^{\circ}$, $72^{\circ}/080^{\circ}$, $41^{\circ}/234^{\circ}$ y $73^{\circ}/139^{\circ}$.

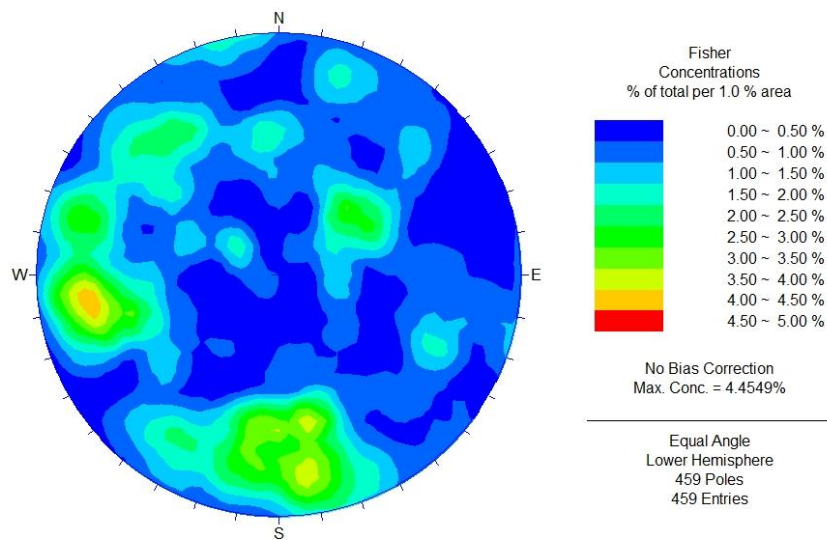


Figura 3.5 Estereograma de concentración de polos de las discontinuidades medidas en la zona de estudio (Forma global).

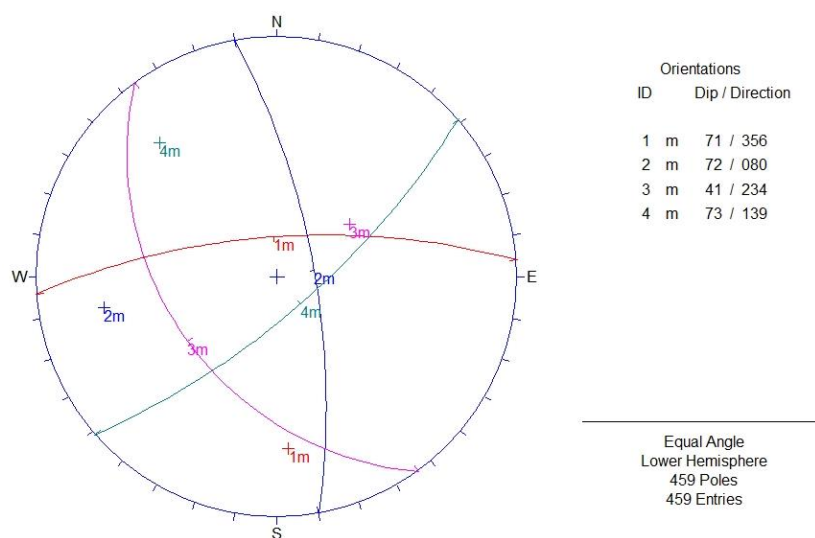


Figura 3.6 Proyección de los principales sistemas de discontinuidades que se presentan en la zona de estudio (Forma global).

3.3 HIDROGEOLOGÍA

De las observaciones realizadas en las labores subterráneas en los niveles en estudio (Nv. -300, Nv. -255, Nv. -215 y Nv. -175), se puede indicar que en todas las labores visitadas no se observó la presencia de agua subterránea, sólo acumulación de agua en las cunetas y en el piso a manera de charcos, siendo esta agua producto de los trabajos de perforación.

3.4 MACIZO ROCOSO

A fin de caracterizar el macizo rocoso para el presente estudio se ha recopilado datos de la litología, características de las discontinuidades, además de un muestreo de fragmentos y bloques de rocas representativas para posteriormente realizar los ensayos de mecánica de rocas para determinar las propiedades físicas, de resistencia y de deformabilidad de la masa rocosa.

3.4.1 Caracterización del macizo rocoso

Con el fin de definir los sectores de diseño o zonificar geomecánicamente el macizo rocoso en la veta Falla-Norte con características o propiedades más o menos uniformes, teniendo en consideración los aspectos estructurales, geología, calidad de roca, propiedades de resistencia de la roca intacta, discontinuidades y la influencia del agua, se procedió a realizar una evaluación y caracterización del macizo rocoso.

En las labores investigadas el macizo rocoso fue zonificado en dominios estructurales, donde se inspeccionó detalladamente mediante el método de mapeo por celdas. En la clasificación geomecánica se usaron los sistemas de clasificación de macizo rocoso aplicados a obras subterráneas RMR, Q y GSI. La resistencia del macizo rocoso fue estimada con el criterio de falla de Hoek y Brown (2002).

3.4.1.1 Roca intacta

Para determinar las propiedades físicas, mecánicas y elásticas de la roca intacta, se efectuó una campaña de muestreo en las distintas labores de la mina, las mismas que fueron ensayadas en el laboratorio de mecánica de rocas de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Anexo A1) En total se realizaron cinco tipos de ensayos de mecánica de rocas en 5 muestras que fueron sometidas a los ensayos que se detallan en el Tabla 3.1

Tabla 3.1 Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Rocas

Nº Muestra	Nivel	Litología	CT	RCS	PE	TI	PF
M-1	-300	Mineral 1	1	1	1	1	
M-2	-300	Mineral 2	1	3	2	1	1
M-3	-300	Andesita	1	4	3	1	1
M-4	-300	Tufo	1	2	2	1	1
M-5	-300	Pórfido	1	4	3	1	1
Total			5	14	11	5	4

Nota: Compresión triaxial CT, resistencia a la compresión simple RCS, propiedades elásticas PE, propiedades físicas PF, tracción indirecta TI.

Con los resultados obtenidos se realizó una evaluación estadística para determinar los valores representativos para cada litología, así como para la caja techo, caja piso y mineral de la veta Falla-Norte.

Del análisis de resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio (Anexo A), se pueden determinar las propiedades de la roca intacta, las cuales se presentan en el Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Propiedades de la roca intacta

Litología	P.U. (kN/m³)	σ_c (MPa)	E (GPa)	μ	m_i
Andesita	27.0	158.6	15.41	0.30	18.4
Pórfido	28.0	125.9	16.43	0.33	17.0
Tufo	30.0	91.8	5.60	0.21	6.7
Mineral	31.0	77.8	15.39	0.37	12.6
Brecha	27.0	140.8	16.00	0.27	18.0

3.4.1.2 Discontinuidades

Se realizó el levantamiento geológico-geotécnico de las labores subterráneas en estudio, en la cual se levantaron los datos de los principales sistemas de discontinuidades que controlan el macizo rocoso mediante un mapeo de celdas y/o líneas de detalle en las que se tomaron los datos de: orientación, persistencia, forma, rugosidad, relleno, apertura, espaciamiento, alteración, meteorización, condiciones de agua que tienen influencia en el comportamiento geomecánico del macizo rocoso; luego del cual se hizo un análisis estructural de sus orientaciones mediante el uso del programa DIPS (Rocscience, 2005).

3.4.1.3 Macizo rocoso

La resistencia del macizo rocoso fue calculada tomando el criterio de Hoek Brown (1988), actualizado por Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002).

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

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

Donde:

m_b , s y a son parámetros que dependen de las características del macizo rocoso y cuyo cálculo se detalla más adelante, σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, y σ'_1 , σ'_3 son los esfuerzos efectivos axial y de confinamiento principales respectivamente.

Módulo de deformación

El módulo de deformación del macizo rocoso será determinado con la relación propuesta por Hoek y Diederichs que está incluida en el programa de cómputo Roclab (2006) de Rocscience y que está expresada por la ecuación siguiente:

$$E_m (MPa) = 100000 \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{(75+25D-GSI)}{11}}} \right)$$

Los parámetros m_b , s y a , se calculan mediante las siguientes fórmulas aplicables a macizos rocosos disturbados y no disturbados.

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

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

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

Donde:

m_i es la constante de la roca intacta determinado mediante ensayos de compresión triaxial; s y a son constantes del macizo rocoso; D es un factor que depende del grado

de perturbación del macizo rocoso durante la excavación y el GSI es el Índice de Resistencia Geológica (Geological Strength Index).

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

D es un factor de daño que depende del grado de alteración al cual el macizo rocoso está sujeto al daño por efecto de la voladura y relajación de presiones. Este factor varía de 0 para macizos rocosos in-situ no alterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. Para el presente proyecto se consideró 0.4.

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

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

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

Dónde:

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

En el Tabla3.3 se presenta un resumen de las propiedades del macizo rocoso por litología.

Tabla 3.3 Propiedades del macizo rocoso

Litología	E_{mr} (GPa)	C (MPa)	Φ(°)	m_b	s	a
Andesita	12.68	9.4	35.0	2.819	0.0046	0.503
Pórfido	13.43	4.0	42.8	2.734	0.0052	0.503
Tufo	12.0	1.7	33.4	0.751	0.0019	0.505
Mineral	9.97	4.0	31.0	1.762	0.0035	0.504
Brecha	16.91	9.0	36.7	3.451	0.0087	0.502

3.4.2 Evaluación geomecánica del macizo rocoso

La evaluación geomecánica para la determinación de los dominios estructurales de las diferentes estaciones estudiadas se realizó mediante las clasificaciones geomecánicas RMR de Bieniawski y Q de Barton.

El mapeo geomecánico se realizó para la zona de la caja techo, de la caja piso y del mineral, en general éstas presentan características similares que se describen a continuación.

3.4.2.1 Caja Techo

La caja techo (CT) fue caracterizada a lo largo de la veta Falla-Norte y en dos cruceros en el nivel Nv. -300, en un total de 8 Estaciones Geomecánicas y 2 líneas de detalle distribuidos en los niveles Nv.-400, Nv.-255, Nv.-215 y Nv.-175. La litología está conformada principalmente por lavas andesíticas, tufos líticos y pórfidos andesíticos-dacíticos. Debido al rumbo y buzamiento de las pseudoestratificaciones, la presencia de la Unidad Apolo disminuye conforme se desciende de nivel.

En la caja techo se diferencian básicamente dos familias de discontinuidades, siendo el resto juntas irregulares de poca persistencia, ligeramente rugosas a rugosas. El primer sistema de discontinuidades tiene un buzamiento y dirección de buzamiento de 81°/055° y el segundo sistema tiene un buzamiento y dirección de buzamiento de 73°/298°.

En el Tabla 3.4 se resume los resultados obtenidos de las clasificaciones geomecánicas para las estaciones ubicadas en la caja techo.

Tabla 3.4 Estaciones geomecánicas y líneas de detalle realizadas en la caja techo (CT)

Estación	Nivel	Litología	RMR	Q
E-2	-300	Pórfido	64	7.5
E-4	-300	Pórfido	67	14
E-7	-300	Pórfido	68	13.2
E-10	-300	Andesita	63	11.8
E-34	-215	Tufo	59	2.2
E-35	-215	Tufo	60	5.3
E-45	-175	Pórfido	53	2.5
E-13	-300	Pórfido	68	12.3

3.4.2.2 Mineral

El cuerpo mineral corresponde a una veta-falla, con mineralización de cpy –py diseminada y en bandeamiento, brechada. Esta veta falla aparentemente desaparece hacia el extremo sur-este de los niveles y se ramifica hacia el extremo noroeste.

El rumbo de la veta-falla fluctúa entre N 60°-70° O con buzamiento de 82° NE.

Para determinar los principales sistemas de discontinuidades que controlan al mineral, se realizó un análisis estructural de las juntas registradas mediante las estaciones geomecánicas. De este análisis estructural se ha determinado tres sistemas de discontinuidades; el primero, con un buzamiento y dirección de buzamiento de 63°/112°, el segundo con un buzamiento y dirección de buzamiento de 72°/024° y el tercer sistema con un buzamiento y dirección de buzamiento de 66°/280°.

Tabla 3.5 Estaciones geomecánicas y líneas de detalle realizadas en el mineral

Estación	Nivel	Litología	RMR	Q
ET-1	-300	Mineral	59	2.6
ET-2	-300	Mineral	57	4.9
ET-3	-300	Mineral	59	4.6
ET-4	-300	Mineral	59	4.8
ET-33	-215	Mineral	55	2.3

3.4.2.3 Caja Piso

La caja piso se dividió en dos zonas, debido a las características del sistema de explotación utilizado: la primera, caja piso colindante con la veta-Falla Norte, CP-1, que es la zona donde se encuentran los cruceros, los pilares y los By Pass y la segunda, caja piso alejada de la veta-Falla Norte, CP-2 que es la zona subsiguiente a ésta.

La caja piso CP-1 fue caracterizada a través de los By Pass, cruceros y pilares de los niveles Nv.-300, Nv.-255, Nv.-215 y Nv.-175, en un total de 10 estaciones geomecánicas. La litología está conformada principalmente por lavas andesíticas, tufos líticos y pórfidos andesíticos-dacíticos. También debido al rumbo y buzamiento de la pseudoestratificación, la presencia de la Unidad Apolo disminuye conforme se desciende de nivel.

Del análisis de discontinuidades de la caja piso CP-1 se puede diferenciar dos sistemas de discontinuidades; el primero, con un buzamiento y dirección de buzamiento de $69^{\circ}/072^{\circ}$ y el segundo con un buzamiento y dirección de buzamiento de $72^{\circ}/357^{\circ}$.

En el Tabla 3.6 se resume los resultados obtenidos de las clasificaciones geomecánicas para las estaciones ubicadas en la caja piso CP-1.

Tabla 3.6 Estaciones geomecánicas y líneas de detalle realizadas en la caja piso CP-1

Estación	Nivel	Litología	RMR	Q
E-3	-300	Pórfido	61	5.5
E-8	-300	Pórfido	57	4.7
E-9	-300	Andesita	59	2.4
E-11	-300	Andesita	55	3.0
E-15	-255	Pórfido	55	2.4

E-17	-255	Pórfido	50	1.6
E-32	-215	Tufo	50	1.9
E-37	-215	Tufo	55	2.3
E-38	-215	Pórfido	58	4.5
E-48	-175	Pórfido	57	4.2

La caja piso 2 fue caracterizada mediante un total de 35 estaciones geomecánicas. La litología está conformada principalmente por lavas andesíticas, tufos líticos y pórfidos andesíticos-dacíticos, teniendo la Unidad Apolo una menor presencia conforme se profundiza debido al rumbo y buzamiento de las pseudoestratificaciones.

Del análisis de discontinuidades de la capa piso CP-2 se puede diferenciar dos sistemas de discontinuidades; el primero, con un buzamiento y dirección de buzamiento de 69°/072° y el segundo con un buzamiento y dirección de buzamiento de 72°/357°.

En el Tabla 3.7 se resume los resultados obtenidos de las clasificaciones geomecánicas para las estaciones ubicadas en la caja piso CP-2.

Tabla 3.7 Estaciones geomecánicas y líneas de detalle realizadas en la caja piso CP-2

Estación	Nivel	Litología	RMR	Q
E-1	-300	Pórfido	59	3.3
E-6	-300	Pórfido	64	7.3
E-12	-300	Pórfido	60	5.1
E-13	-300	Pórfido	68	12.3
E-14	-300	Tufo	49	0.7
E-25	-300	Pórfido	66	12.8

E-26	-300	Andesita	58	2.8
E-30	-300	Pórfido	71	13.0
E-31	-300	Tufo	56	4.1
E-16	-255	Pórfido	60	7.3
E-18	-255	Pórfido	59	5.4
E-19	-255	Pórfido	46	1.0
E-20	-255	Pórfido	54	2.9
E-21	-255	Pórfido	60	7.6
E-22	-255	Pórfido	57	4.8
E-23	-255	Pórfido	63	5.7
E-24	-255	Andesita	59	4.5
E-27	-255	Andesita	64	7.6
E-28	-255	Pórfido	52	2.4
E-29	-255	Andesita	58	4.8
E-36	-215	Tufo	62	5.2
E-39	-215	Pórfido	63	5.3
E-40	-215	Pórfido	64	5.1
E-41	-215	Pórfido	65	7.1
E-42	-215	Pórfido	62	6.3
E-43	-175	Andesita	64	8.3
E-44	-175	Pórfido	62	8.0
E-46	-175	Pórfido	73	13.2
E-47	-175	Pórfido	68	9.6
E-49	-175	Pórfido	70	13.0
E-50	-175	Tufo	60	5.5
E-51	-175	Tufo	66	7.8
E-52	-175	Tufo	68	10.3
E-53	-175	Tufo	64	6.2
E-54	-175	Tufo	70	13.8

3.5 DOMINIOS ESTRUCTURALES

La caracterización y clasificación geomecánica del macizo rocoso del mineral, de la caja techo y de la caja piso de la veta permitió diferenciar tramos con características litológicas semi-homogéneas y patrones geoestructurales similares, a los cuales se les

ha dado la denominación de dominios estructurales (DE). Estos dominios estructurales fueron establecidos a partir de la clasificación del macizo rocoso de las 57 estaciones geomecánicas (EG) y de las 03 líneas de detalle (LD).

De la base del análisis estructural y de la clasificación geomecánica del macizo rocoso, se determinaron 4 dominios estructurales representativos, definidos según su valoración de los índices RMR y Q tal como se muestra en el Tabla 3.8

Tabla 3.8 Dominios Estructurales considerados en la veta Falla-Norte.

Dominios Estructurales	RMR			Q		
	Min (*)	Max	Promedio	Min (*)	Max	Promedio
D-1 Caja techo CT	53	68	62	2.2	14	8.07
D-2 Mineral	55	59	58	2.3	4.9	3.84
D-3 Caja piso CP-1	50	61	56	1.6	5.5	3.25
D-4 Caja piso CP-2	46	73	62	0.7	17.3	7.99

(*) Los valores mínimos de RMR y Q se dan en los pilares y en las zonas cercanas al sistema de falla 6 que cortan transversalmente a la veta Falla-Norte.

Como resultado del análisis estructural y geomecánico se determinó que el macizo rocoso presentaba comportamiento bien definido tanto en la caja techo1, la caja piso1, la caja piso 2 y el mineral.

El dominio estructural Caja piso CP-1 (RMR=56 y Q=3.25) tiene una menor resistencia y calidad de roca que el dominio estructural Caja piso CP-2 (RMR=62 y Q=7.99), esto debido a que la Caja piso CP-1 es la zona donde se encuentran los cruceros, los pilares y los by-pass.

Dominio D-1: Este dominio corresponde a la zona de las cajas techo, salvo en el extremo Nor-oeste, el cual por estar afectado por varios sistemas de fallas la caja techo se clasificó como Dominio D-2.

Dominio D-2: Este dominio corresponde a la zona mineralizada.

Dominio D-3: Corresponde a la zona de la caja piso colindante a la zona mineralizada, este dominio presenta una menor calidad del macizo rocoso en relación a la caja piso distal o alejada. Este dominio se caracteriza por ser afectado por los trabajos de laboreo, los cuales alteran la calidad del macizo rocoso.

Dominio D-4: Corresponde a la zona de la caja piso más alejada de la zona mineralizada, este dominio presenta una mejor calidad del macizo rocoso que la caja piso colindante a la zona mineralizada.

Finalmente, en la tabla 3.9 y 3.10 se resume la valoración de los índices RMR, Q y Q' de cada dominio litológico por niveles en la veta Falla_Norte de la mina Raúl.

Tabla 3.9 Valoración de los índices RMR, Q y Q' de los dominios D-1 y D-2 por niveles en la veta Falla-Norte.

Nivel	D-1			D-2		
	RMR	Q	Q'	RMR	Q	Q'
Nv -175	62	7.4	8.3	59	4.8	12.0
Nv -215	62	7.4	8.3	59	4.8	12.0
Nv -255	62	7.4	8.3	59	4.8	12.0
Nv -300	62	7.4	8.3	59	4.8	12.0

Tabla 3.10 Valoración de los índices RMR, Q y Q' de los dominios D-3 y D-4 por niveles en la veta Falla-Norte.

Nivel	D-3			D-4		
	RMR	Q	Q'	RMR	Q	Q'
Nv -175	57	4.2	10.5	67	11.3	12.8
Nv -215	54	2.9	7.4	64	6.9	9.9
Nv -255	53	2.0	5.1	58	4.7	6.8
Nv -300	59	4.4	10.9	61	7.8	10.1

Es importante resaltar que en la zona Nor-oeste, correspondiente a la zona influenciada por múltiples familias de fallas, éstas afectan negativamente, disminuyendo la calidad del macizo rocoso.

3.6 ESTADO DE ESFUERZOS NATURALES

Para el caso en estudio, teniendo en cuenta que el peso unitario promedio del macizo es de 27 kN/m³ y que la excavación se encuentre en el Nv -255 a una profundidad de 410 m, el nivel de esfuerzo vertical in situ a considerar dentro del modelo será de 11.1 MPa.

Para efectos del presente estudio el valor de K se ha calculado de acuerdo con la relación propuesta por Sheorey (Hoek y otros, 1995).

$$K = 0.25 + 7 E_h \left(0.001 + \frac{1}{z} \right)$$

Donde E_h es el módulo de elasticidad promedio en GPa de la roca de cobertura medido en la dirección horizontal que estimamos en 12.28 GPa, z es la profundidad promedio en metros de la zona en cuestión respecto de la superficie y que para nuestro caso es de 410 m.

Luego el valor de K calculado según estos datos es de 0.55, con lo que el nivel de esfuerzo horizontal in situ a considerar dentro del modelo será de 6.09 MPa.

Debemos tener en cuenta sin embargo que esta es una estimación aproximada y que valores más precisos, solo podrían ser calculados con una medición de esfuerzos in situ mediante métodos de hidrofracturamiento o de “overcoring”.

3.7 PROFUNDIZACIÓN

En cuanto a la profundización, de acuerdo a la interpretación geológica se espera encontrar, litológicamente hablando, a la unidad Calicantro (Andesita), y en una

menor proporción (máximo 20%) a la unidad Apolo (Tufo). Estando siempre presente el pórfido.

Estructuralmente se estima que las mismas zonas de fallas se presentarán con la profundización ya que estas fallas tienen una disposición sub-vertical marcada.

De lo estudiado en los cuatro niveles y en los logueos de los taladros, la mineralización tendría dos comportamientos notorios y generales tanto en planta como en perfil.

- a) En el primer comportamiento que se observaría (en planta), habría una disminución o estrangulamiento hacia el sector Sur-este y un aumento en el sector Nor-oeste, relacionado a la zona de fallas, el cual habría ayudado a la mineralización a manera de ramificación.
- b) En el segundo comportamiento (en perfil) se observa que sobre el nivel Nv.-215 la mineralización se presenta claramente, bajando hacia el nivel inferior Nv.-300 donde la mineralización disminuye de a pocos. Así, conforme se profundiza, la mineralización continuaría disminuyendo o se estrangularía. Es importante señalar que lo último es inferido, ya que podría cambiar debido a que solamente se contó con la interpretación de pocas perforaciones diamantinas.

Se infiere que los dominios estructurales definidos anteriormente continuarían con la profundización, debido a que las unidades litológicas y el modelo estructural persistirían según lo observado en las perforaciones diamantinas que fueron logueadas y que se extienden aproximadamente hasta la cota – 420.

CAPITULO IV
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS
TAJEOS YA EXPLOTADOS

Para el análisis de la estabilidad y del dimensionamiento de los tajeos ya explotados se consideraron como herramientas empíricas, la aplicación del método gráfico de estabilidad de Mathews para el dimensionamiento de cámaras, analizando como zonas críticas la caja techo y el techo del tajeo, el método de Lunder-Pakalnis para el dimensionamiento de pilares y como complemento a la metodología empírica utilizada, se realizó el análisis de esfuerzos y deformaciones a través del programa geotécnico Phases 7.0, obteniéndose de esta manera los esfuerzos inducidos, los desplazamientos y los factores de seguridad necesarios para los análisis. Así mismo se estimó la dilución provocada por la explotación de los tajeos producto de los esfuerzos inducidos por la excavación mediante el método ELOS que se fundamente en el método gráfico de estabilidad.

4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS TAJEOS

4.1.1 Dimensionamiento de los tajeos por método gráfico de Mathews

Una técnica ampliamente usada en el proceso de diseño de tajeos o cámaras para definir las dimensiones de las unidades de explotación en cuerpos tabulares, es el Método Gráfico de Estabilidad introducido por Mathews (1980) y más tarde modificado por Potvin (1989). La versión más reciente del método, actualizado por C. Mawdesley y R. Trueman (2000), está basada en el análisis de más de 400 casos históricos recopilados de minas subterráneas Canadienses y Australianas (Figura 4.1). El método consiste en la determinación del “stability number (N)”, el cual se obtiene de la ecuación: $N = Q' \times A \times B \times C$

Donde:

Q' = Rock Tunnelling Quality Index de Barton (1974) con SRF=1

A = Factor de condición de esfuerzos

B = Factor de orientación de estructuras

C = Factor de componente gravitacional

El parámetro N representa la calidad del macizo y la condición geotécnica del área a explotar. Una vez calculado el valor de N, se ingresa a la gráfica de Mathews (Figura 4.1) y se evalúa la condición de estabilidad para un determinado valor de radio hidráulico (Área/Perímetro) de la pared caja piso, pared caja techo, paredes laterales y techo del tajeo.

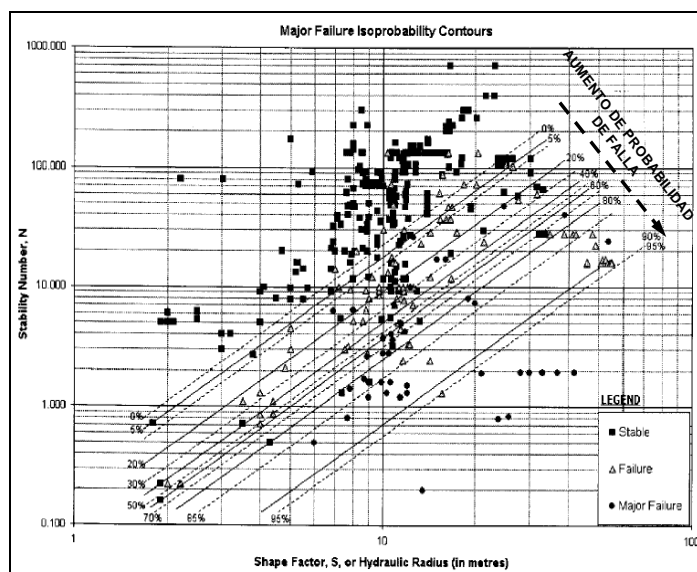


Figura 4.1 Gráfico del Método de Estabilidad de Mathews(C. Mawdesley, R.

Trueman and W. J. Whiten, 2000)

La determinación de los parámetros Q' en los niveles Nv. -175, Nv. -215, Nv. -255 y Nv. -300 en la veta Falla Norte, se realizó en base a la información geomecánica de clasificación de rocas obtenida en el terreno (Capítulo 3). La estimación de los factores de ajuste A, B y C se obtuvieron en base al modelo geomecánico y de acuerdo a los gráficos de las figuras 4.2, 4.3 y 4.4, respectivamente; considerando para este último una condición de esfuerzos gravitacionales. Dado que el modelo geomecánico indica que las paredes y techos de las cámaras corresponderán principalmente a rocas andesíticas y pórfidos, se consideraron las propiedades de estas unidades geotécnicas para la estimación del parámetro N, de acuerdo al nivel y al dominio estructural que correspondían a los tajeos analizados.

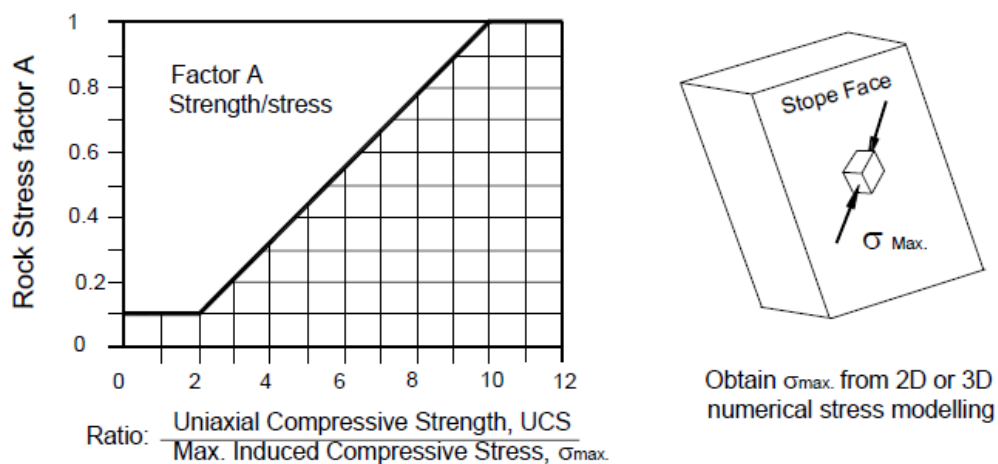


Figura 4.2 Factor de ajuste A del Método Gráfico de Mathews (Potvin, 1988 ; Hutchinson y Diederichs, 1996)

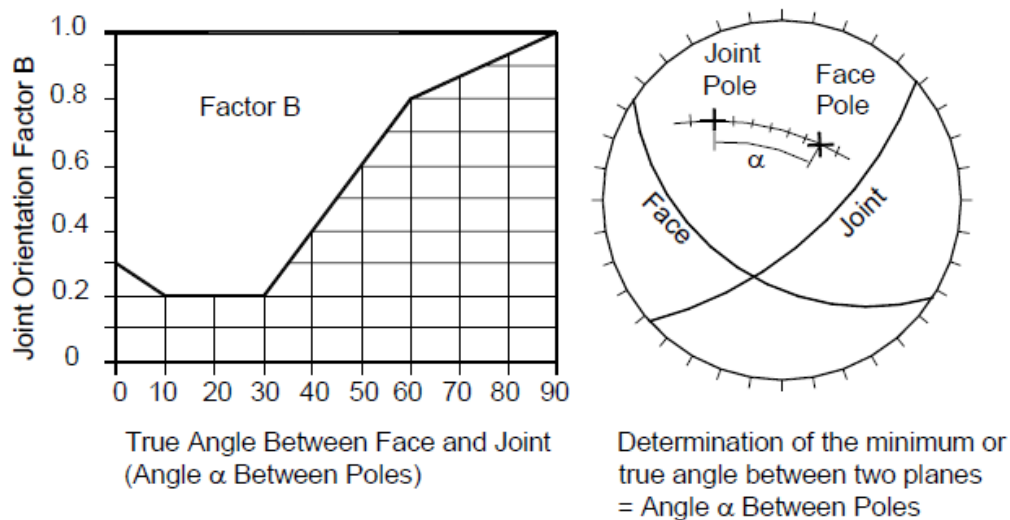


Figura 4.3 Factor de ajuste B del Método Gráfico de Mathews (Potvin, 1988 ; Hutchinson y Diederichs, 1996)

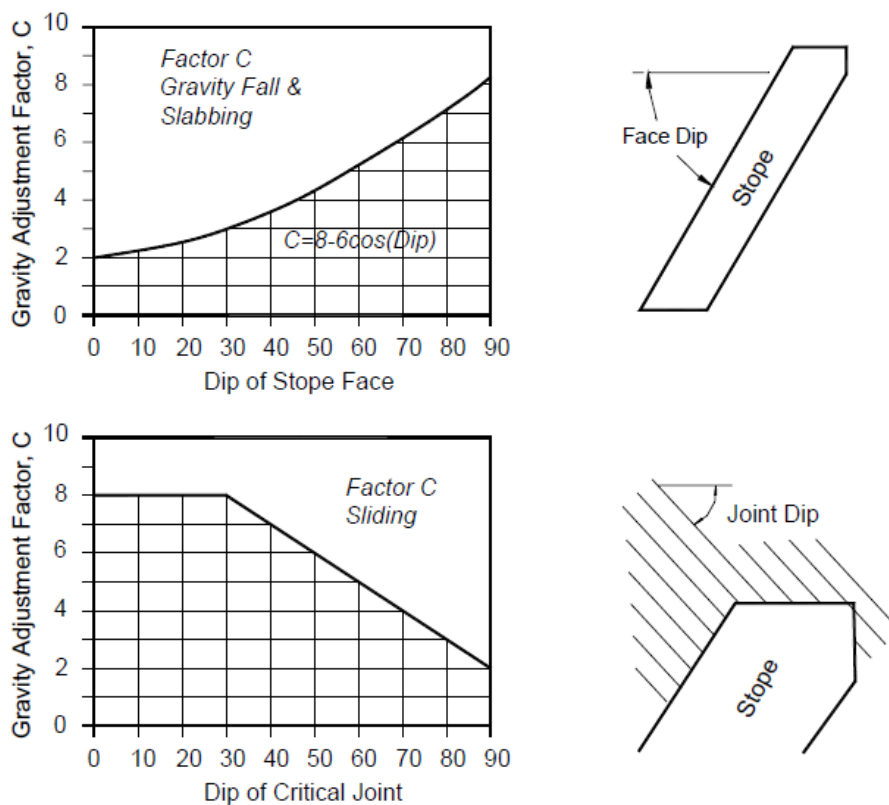


Figura 4.4 Factor de ajuste C del Método Gráfico de Mathews (Potvin, 1988 ; Hutchinson y Diederichs, 1996)

Así, por ejemplo, para el tajeo 5118 ubicado en el nivel -255 perteneciente al sector de diseño 2, tenemos una cámara de 2.8 m de ancho, 37.4 m de altura y 85 m de largo, que corresponde a un Radio Hidráulico (RH) de 12.99 m y un valor de estabilidad N de 27.93 de la pared caja techo, se obtiene una condición estable con probabilidad de falla de 10 a 15% para la caja piso y para la caja techo (Figura 4.5).

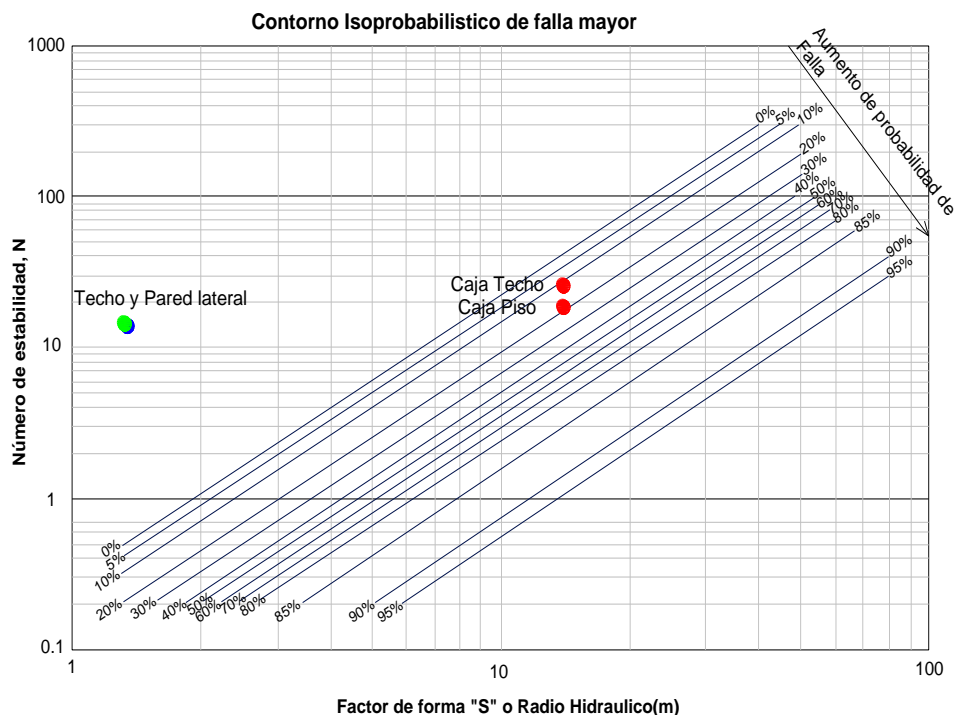


Figura 4.5 Representación de Resultados - Gráfico de Mathews (Caso dimensión cámara de $W=2.8\text{m}$, $H=37.4\text{m}$, $L=85\text{m}$).

Para valores de Radio Hidráulico (RH) y valores de estabilidad N que intercepten valores menores del 15% de probabilidad de falla en el gráfico de Mathews, los consideramos como condiciones “estables”. El rango “estable” corresponde a las dimensiones que no presentan daños significativos por estabilidad, mientras que las dimensiones que están en el rango de mayor probabilidad de falla presentan condiciones de inestabilidad local hasta condiciones de falla mayor.

Un criterio de aceptabilidad para definir la condición de estabilidad considera que el techo y pared respectivamente son estables (para tajeos abiertos – sin ingreso de personal), dado que los volúmenes de desprendimiento asociados están en función de la probabilidad de falla. En este contexto, para el caso de la Veta Falla-Norte, de

acuerdo a las condiciones geomecánicas del macizo rocoso y de acuerdo al sistema de explotación que se viene utilizando es que se ha establecido que las probabilidades de falla de 10-15 % presentan condición de inestabilidad local, lo cual implica que deben tomarse algunas medidas que serán indicadas en las recomendaciones finales.

4.1.2 Verificación de la Estabilidad de Tajeos Actuales

Con la finalidad de conocer las condiciones actuales de estabilidad de algunos tajeos y verificar la estabilidad de las cámaras abiertas que se han desarrollado en la zona de la Veta Falla-Norte, se realizó el cálculo de estabilidad de los tajeos típicos por el método Gráfico de Mathews, obteniéndose valores de probabilidad de falla del orden de 10% y 15% (dilución por desprendimiento), con lo cual se determina que los niveles de desprendimientos de rocas e inestabilidad son moderados, en particular para una probabilidad de falla de 15%. En el Tabla 4.1 se resumen estos resultados.

Tabla 4.1 Resumen Resultados Método Mathews – Veta Falla-Norte

Tajeo	Nivel	Ancho (m)	Altura (m)	Largo (m)	Pared Tajeo	RH (m)	N	Prob. Falla (%)
5117	-255	3.96	18.22	71.37	C. Techo	7.26	45.15	Estable
5118	-255	2.80	37.40	85.00	C. Techo	12.99	27.93	10 – 15%
5119	-255	4.00	31.78	95.00	C. Techo	11.91	55.85	Estable

4.1.3 Dimensionamiento de Pilares Puente

Un parámetro importante en la ingeniería minera es el dimensionamiento de los pilares, el cual junto al análisis de los tajeos determina el porcentaje de extracción alcanzable.

El objetivo es utilizar una metodología de diseño para mitigar el riesgo de colapso de pilares a gran escala. Para ello se debe determinar dimensiones apropiadas de los anchos de los pilares y aberturas de tajeos.

El diseño de pilares basado en su resistencia, requiere una estimación del campo de esfuerzos actuando sobre el pilar y luego una estimación de la resistencia del pilar. El factor de seguridad evalúa la resistencia del pilar sobre el campo de esfuerzos que actúan sobre el pilar.

$$fs = \frac{Sp}{\sigma p}$$

En donde,

σ_p = Campo de esfuerzos que actúan sobre el pilar

s_p = Resistencia del pilar

f_s = Factor de seguridad de diseño

Como herramienta para el análisis se utilizaron:

- Esfuerzos inducidos en el pilar, calculados mediante el software Phases 7.0 y
- Resistencia de los pilares por Lunder y Pakalnis (1997)

Las formulaciones consideran como datos básicos de entrada los siguientes parámetros:

- Relación ancho (W) / alto (H) del pilar a evaluar.

- Carga en el pilar (Pillar Stress)
- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta del pilar (σ_c)

Lunder y Pakalnis proponen que pilares con $F.S.<1$ presentan un fallamiento mayor (colapso), mientras que pilares con $F.S.>1.4$ no presentan daño. El rango con $1<F.S.<1.4$, corresponde a pilares que presentan condiciones de inestabilidad local, con activación de fenómenos de spalling y slabbing (lajamientos) sin presentar un fallamiento mayor.

Como ejemplo se presenta el dimensionamiento del pilar puente en el tajeo 5118 del Nivel Nv.-255, el cual tiene las siguientes dimensiones promedio:

Dimensiones promedio del pilar: Altura: 2.74 m, Ancho: 4.47 m.

Dimensiones promedio del tajeo: Potencia: 2.74 m, Altura: 37.39 m y Largo: 85 m.

Buzamiento: 83.40°.

En el Tabla 4.2 se presentan las dimensiones del pilar y del tajeo correspondiente.

Tabla 4.2 Dimensiones del pilar y del tajeo 5118 del Nivel Nv.-255

Tajeo 5118	Nivel -255					
	Dimensiones Pilares		Dimensiones del tajeo			
	Altura del pilar (m)	Ancho del pilar (m)	Buzamiento (°)	Potencia (m)	Longitud (m)	Altura (m)
	2.35	5.26	73	2.35	85	36.95
	3.9	4.41	86	3.9	85	38.22
	1.96	4.22	86	1.96	85	37.22
	2.42	4.1	86	2.42	85	37.17
	3.08	4.38	86	3.08	85	37.41
Promedio	2.74	4.47	83.40	2.74	85	37.39

4.1.4 Esfuerzos Inducidos en el Pilar Puente, calculados mediante el software

Phases 7.0

Los esfuerzos inducidos en el pilar puente fueron calculados mediante el software Phases 7.0, los parámetros utilizados para encontrar los esfuerzos inducidos fueron los siguientes:

Resistencia a la compresión (UCS) del mineral: 77.77 MPa

Profundidad media (z): 410 m

Peso específico: 27 kN/m³

Esfuerzo vertical: 11.07 MPa

$E_m = 12.28$ GPa

$K = 0.55$

Esfuerzo horizontal: 6.09 MPa

Dando como resultado un esfuerzo inducido en el pilar puente (σ_p) igual a 38.58 MPa.

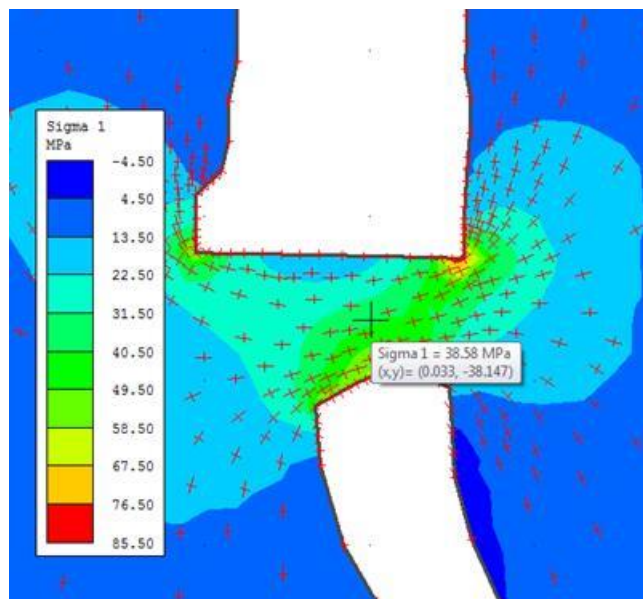


Figura 4.6 Cálculo de los esfuerzos inducidos en el pilar puente del tajeo 5118 del Nivel Nv.-255.

4.1.5 Resistencia de Pilares Puente por Lunder y Pakalnis

Esta formulación provee mejores resultados para predecir la resistencia del pilar. La introducción del término de confinamiento permite la determinación de la resistencia de pilares mineros con un alto grado de confianza sobre otros métodos. El criterio está basado en una base de datos de 178 casos históricos que representan pilares que fueron clasificados como estables, inestables y fallados.

La resistencia del pilar ha sido formulada utilizando la relación empírica que relaciona el ratio del pilar ancho/altura, y la resistencia de la masa rocosa. El criterio de confinamiento combina dos aproximaciones para desarrollar una resistencia híbrida, que utiliza el término “fricción de pilar de mina” y las constantes empíricas de resistencia. Estas constantes fueron determinadas para concordar mejor las curvas de resistencia de pilares para los casos históricos de la base de datos.

La resistencia del pilar está dada por:

$$Sp = K\sigma_c(C1 + C2k)$$

Donde,

Sp = Resistencia del pilar

σ_c = Resistencia Compresiva uniaxial

K = Factor de resistencia debido a fricción

$C1, C2$ = Constantes empíricas de masa rocosa

El confinamiento promedio del pilar C_{pav} está dado por la siguiente expresión:

$$C_{pav} = 0.46 \left[\log\left(\frac{w}{h} + 0.75\right) \right]^{\frac{1.4}{w/h}}$$

$$k = \tan \left[a \cos \left(\frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}} \right) \right]$$

De acuerdo a Lunder y Pakalnis, para el caso del diseño de la dimensión del pilar puente para el tajeo 5118 del Nivel Nv. -255, se observa que el factor de seguridad (FS) de éste varía de 0.91 a 1.30 (Tabla 4.3 y Figura 4.7).

Tabla 4.3 Dimensiones del pilar y del tajeo 5118 del Nivel Nv.-255

	Hp m	Wp m	W/H adim	Cpav adim	K adim	Sp Resis. Pilar(MPa)	FS
Tajeo 5118	2.35	5.26	2.24	0.29	1.51	50.17	1.30
	3.9	4.41	1.13	0.09	0.67	35.21	0.91
	1.96	4.22	2.15	0.28	1.46	49.32	1.28
	2.42	4.1	1.69	0.21	1.16	43.95	1.14
	3.08	4.38	1.42	0.16	0.94	40.04	1.04
Promedio	2.74	4.47	1.63	0.20	1.11	43.10	1.12

En la figura 4.7 se observa que el factor de seguridad (FS) para el pilar puente del tajeo 5118 en el Nivel Nv. -255, se encuentra en una zona inestable.

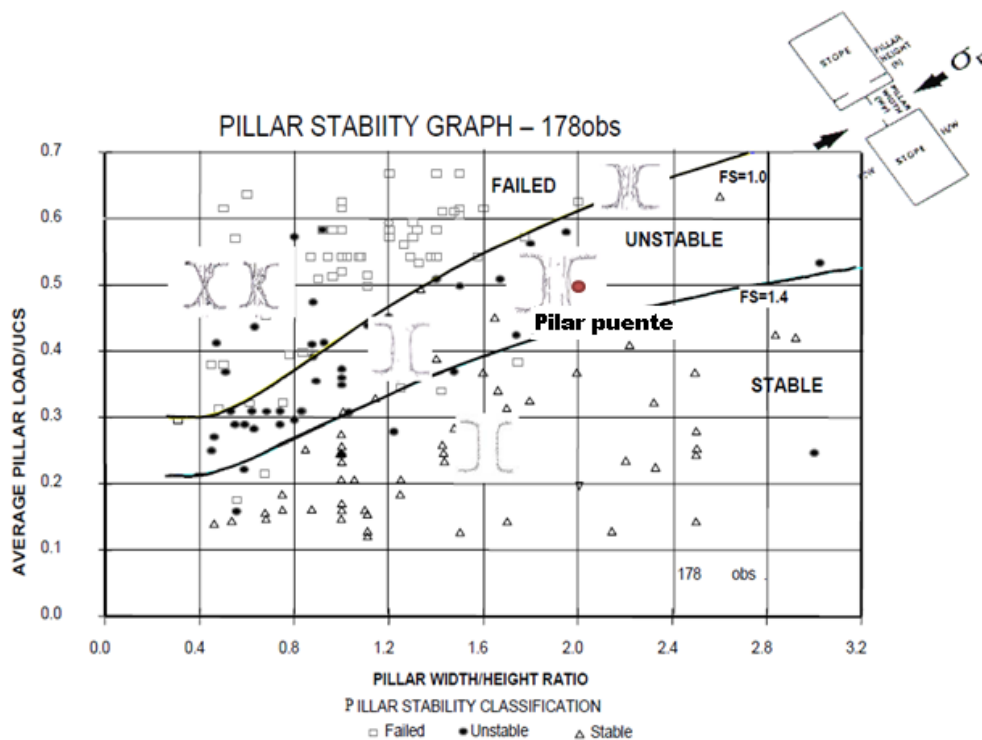


Figura 4.7 Gráfico de estabilidad del pilar puente del tajeo 5118 Nivel Nv. -255

4.1.6 Control de Dilución

La dilución de las cámaras estará principalmente controlada por el radio hidráulico (relación área/perímetro) de las aberturas y por su efecto del desprendimiento de bloques preformados que colapsen hacia la cámara en explotación o por el desprendimiento progresivo de material de mala calidad geotécnica (zonas de fallas). Es importante no mantener áreas abiertas con probabilidad de falla de 15 a 20% (15-20% de dilución por desprendimiento de rocas), se debe tener en consideración que a mayores porcentajes de probabilidad de falla, mayor será el porcentaje de dilución (Figura 4.8).

Para un adecuado control del grado de dilución se debe considerar lo siguiente:

- Mantener evaluaciones continuas de comportamiento de cajas y techos de los tajeos en cada etapa de voladura. Particularmente, identificar la presencia de diques y fallas menores en las cajas de los tajeos dado que a escala local, pueden generar condiciones desfavorables que aumenten la dilución y produzcan dificultades operacionales por sobre tamaño.
- Considerar realizar levantamientos topográficos con láser principalmente, los cuales presentan una serie de ventajas en la precisión de las evaluaciones como en el tiempo de ejecución de las mismas.
- Considerar la instrumentación y monitoreo geotécnico orientados a evaluar el comportamiento del macizo rocoso de las cajas.
- Estudiar las zonas de intersección entre las estructuras principales, debido a que aumenta la sensibilidad a derrumbe progresivo y con esto aumentar la dilución.

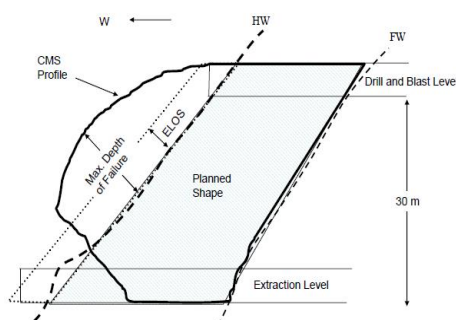


Figura 4.8 Sensibilidad de Derrumbe Progresivo y Dilución

En la figura 4.9 se presenta las zonas de diseño ELOS del tajeo 5118 del Nivel Nv.-255, podemos observar que se encuentra en la zona de desprendimiento moderado (ELOS=1,0 – 2,0 m). Asimismo se realizó una estimación empírica del desprendimiento de la pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N y el

Radio Hidráulico. Determinándose un ELOS de aproximadamente 0.75 (Figura 4.10).

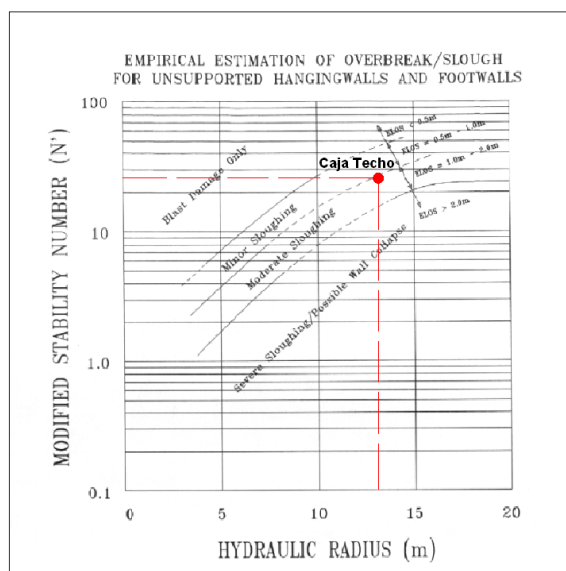


Figura 4.9 Zonas de diseño ELOS de la dilución del tajeo 5118 Nivel Nv. -255

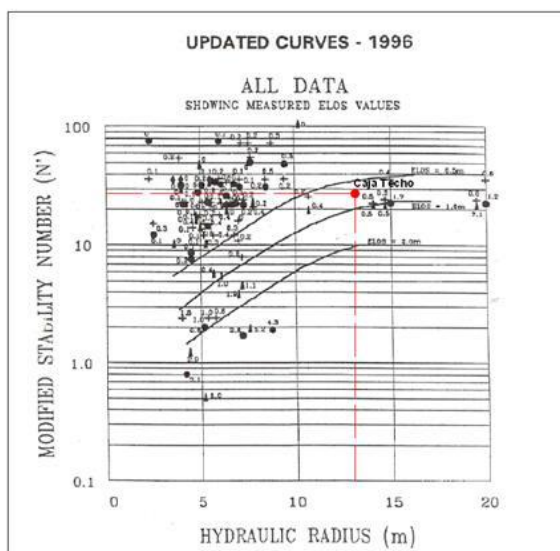


Figura 4.10 Estimación empírica del desprendimiento de pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N del tajeo 5118 Nivel Nv. -255

Para desprendimientos moderados ($ELOS = 1.0 \text{ m} - 2.0 \text{ m}$), si no se instala ningún soporte en la caja techo, se debe anticipar la falla de la pared antes que alcance una configuración estable. Si es posible, debe ser instalado un sostenimiento sistemático. La estabilidad de la caja va a ser muy sensible a las vibraciones por voladura y los efectos del tiempo. Las cajas deben ser explotadas y rellenadas de forma rápida. Si no es instalado el sostenimiento sistemático, se podrían esperar problemas significativos operacionales (como por ejemplo, voladuras secundarias, drawpoints conectados, pérdida de mineral en el material desprendido, producción errática).

4.1.7 Dimensionamiento de la longitud de los tajeos

Ya que las paredes y el techo se mantienen estables según el análisis realizado en los ítems anteriores y las cajas se mantienen inestables se procederá a variar las longitudes de las cajas (tablas 4.4 y 4.5).

Las cajas en estado de inestabilidad tenderán a aumentar la dilución por sobrerotura o desprendimiento de material, por tanto se deben ajustar las dimensiones de estas cajas.

Según el gráfico, para que la abertura sea estable, requiere de un Radio Hidráulico de 11.5. De esta manera, la longitud del tajeo sugerido es de 60 metros.

Tabla 4.4 Cálculo de los Radios Hidráulicos

Superficie	Altura (m)	Largo (m)	Área (m ²)	Perímetro (m)	RH (m)
Pared Lat. 1 / Lat. 2	37.40	2.80	104.72	80.40	1.30
Caja Piso / Techo	37.40	60.00	2244.00	194.80	11.52
Techo	2.80	60.00	168.00	125.60	1.34

Tabla 4.5 Factores de corrección A, B y C; Q' y Número de estabilidad (N)

Superficie	Q'	A	B	C	N
Pared Lat. 1 / Lat. 2	11.18	0.18	0.70	6.96	9.80
Caja Piso	20.00	1.00	0.35	7.48	52.34
Caja Techo	24.62	1.00	0.35	7.48	64.43
Techo	11.18	0.10	0.82	2.00	1.83

En este caso, para el tajeo 5118 ubicado en el nivel Nv.-255 perteneciente al sector de diseño 2, redimensionando el largo del tajeo de 85 a 60 m de largo, analizaremos una cámara de 2.8 m de ancho, 37.4 m de altura y 60 m de largo que correspondería a un Radio Hidráulico (RH) de 11.52 m y un valor de estabilidad N de 43.60 de la pared caja techo, en la figura se observa que tiene una condición estable la caja piso, la caja techo, las paredes laterales y el techo (Figura 4.11).

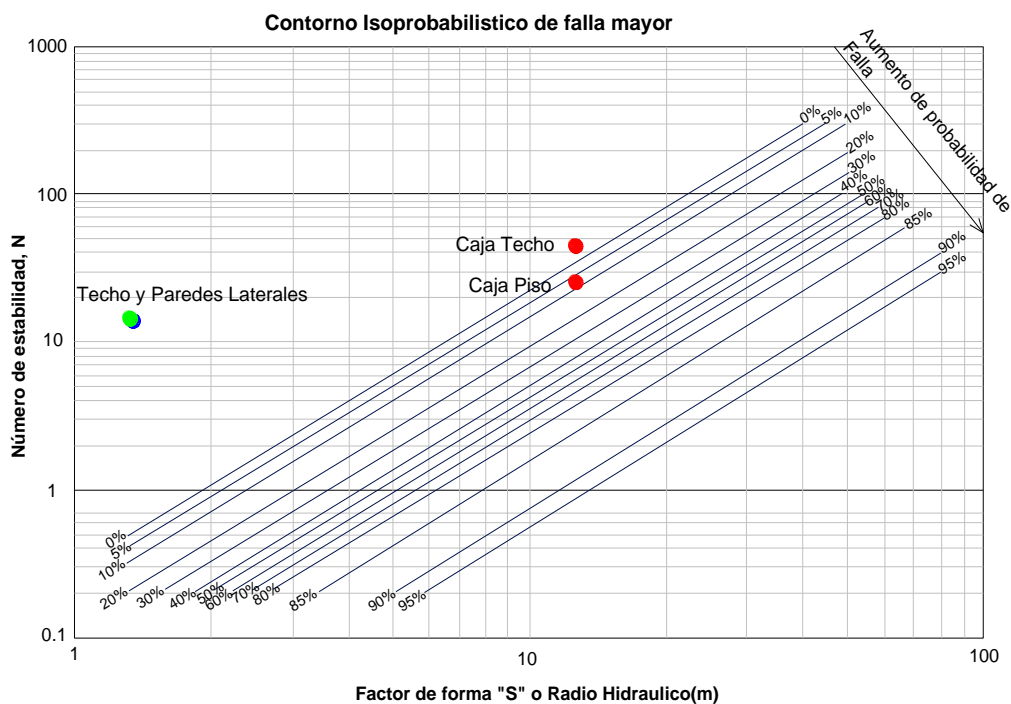


Figura 4.11 Representación de Resultados - Gráfico de Mathews (Caso dimensión cámara de $W=2.8\text{m}$, $H=37.4\text{m}$, $L=60\text{m}$)

En la figura 4.12 se presenta las zonas de diseño ELOS, aquí podemos observar que se encuentra en la zona de solo daños por voladura ($ELOS < 0,5\text{ m}$). Asimismo se trató de realizar una estimación empírica del desprendimiento de la pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N y el Radio Hidráulico, siendo difícil su determinación, ya que cae fuera del límite de las curvas ELOS (Figura 4.13).

Para desprendimientos mínimos ($ELOS = 0.5\text{ m} - 1.0\text{ m}$), si no se utiliza ningún sostenimiento, se debe anticipar alguna falla de la pared antes que se alcance una configuración estable. La estabilidad de la pared va a ser sensible a las vibraciones por voladura y los efectos del tiempo. Las cajas deben ser explotadas y rellenadas de

forma rápida. Deben ser anticipados hasta los más mínimos problemas operacionales (como por ejemplo, alguna voladura secundaria).

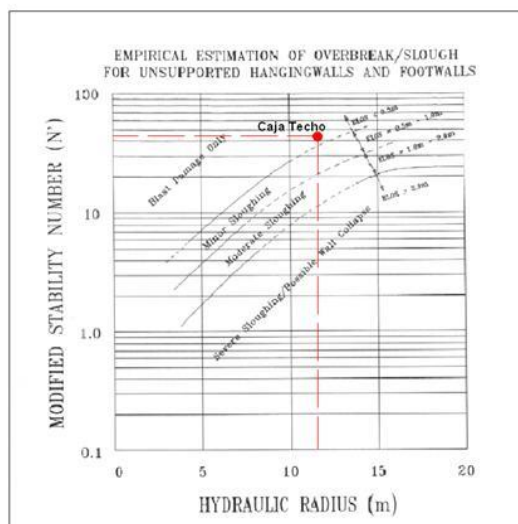


Figura 4.12 Zonas de diseño ELOS de la dilución del tajeo 5118 Niv – 255

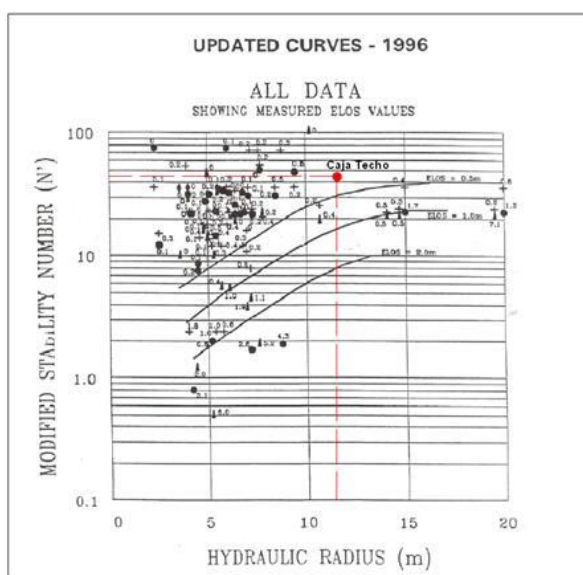


Figura 4.13 Estimación empírica del desprendimiento de pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N del tajeo 5118 Nivel Nv. -255

CAPITULO V

ANÁLISIS DEL NIVEL ACTUAL DE EXPLOTACIÓN

Para el nivel actual de explotación (Nivel Nv.-400), se tomaron en cuenta las dimensiones utilizadas para los niveles superiores, el método de minado utilizado almacenamiento provisional y las características del macizo rocoso del nivel actual de explotación.

Para este análisis se suponen dos casos: a) Dejando pilares de 6m, con altura de cámara de 44 m y b) Dejando pilares de 8 m, con altura de cámara de 42 m.

Finalmente, con el método gráfico de Mathews se dimensionará la longitud de la cámara más adecuada para el nivel actual de explotación. Se debe resaltar que en el caso de los tajeos existentes la longitud del tajeo sugerido es de 60 m para que la abertura sea estable y se produzca una menor dilución en el proceso de extracción de mineral.

En conjunto y como un complemento a la metodología empírica precedentemente indicada, se ha formulado la utilización de herramientas de análisis numérico. Ello se ha hecho a través de la aplicación del software geomecánico Phases 7.0, que permite

ejecutar análisis bi-dimensional de Elementos Finitos para calcular los campos de desplazamientos y de esfuerzos en el entorno de una excavación subterránea.

Como característica especial cabe mencionar que Phases 7.0 es capaz de: trabajar en tensiones planas o axisimétricas, con materiales elásticos o plásticos; hacer análisis simultáneos de 10 secuencias, introducir al modelo distintos tipos de materiales; determinar el nivel de esfuerzo al que están sometidos los elementos de soporte y revestimiento de shotcrete; e incorporar la consideración explícita de discontinuidades geológicas.

5.1 FORMULACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE MODELAMIENTO

Mediante una asimilación del Método Gráfico de Estabilidad, anteriormente descrito, se ha procedido a realizar un análisis de estabilidad, el que incorpora la consideración del mayor número de combinaciones geométricas de cámaras factibles de implementar, desde el punto de vista operacional.

Básicamente el desarrollo de este estudio consistió en una evaluación geomecánica de las cámaras de explotación y pilares puente que deben ser considerados en el método de minado que se viene utilizando.

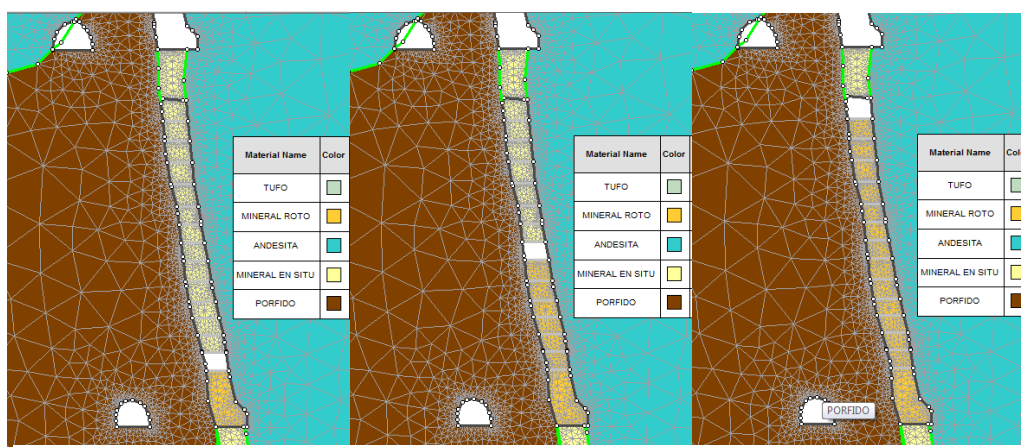


Figura 5.1 Esquema de las etapas de explotación del método de almacenamiento provisional

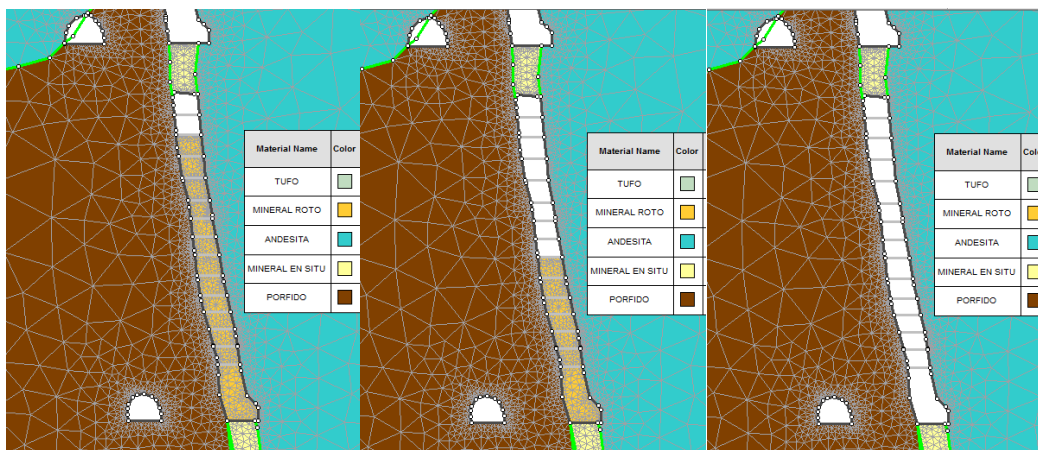


Figura 5.2 Esquema de las etapas de extracción del mineral del método de almacenamiento provisional

5.2 PARÁMETROS DEL MODELO

Los parámetros geomecánicos requeridos para el modelamiento han sido obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio de mecánica de rocas e investigaciones llevadas a cabo para este estudio. En el Capítulo 3 y en el Anexo A1 se describen los tipos de ensayos y los resultados obtenidos de las muestras de las rocas encajonantes y cuerpo mineralizado del yacimiento. Los esfuerzos in-situ a considerar en el modelo fueron estimados en el Capítulo 3.

El criterio de falla empleado en el presente análisis fue el criterio empírico de Hoek-Brown modificado (Hoek, 1992), que tiene como parámetros m_b , s y a . Los valores empleados en el modelamiento fueron tomados de los resultados de ensayos en el Capítulo 3.

Los ensayos de laboratorio, por otro lado, indican que el valor promedio de la compresión uniaxial para la roca intacta de la andesita es $\sigma_c = 158.6$ MPa, para el pórfido es $\sigma_c = 125.9$ MPa y para el mineral un valor de $\sigma_c = 77.8$ MPa.

Otro parámetro de importancia dentro del modelo es la relación de Poisson (ν) y el módulo de elasticidad del macizo (E_m); mientras que la relación de Poisson para la andesita es $\nu = 0.30$, para el pórfido es $\nu = 0.33$ y para el mineral es $\nu = 0.37$; el módulo de elasticidad del macizo para la andesita se determinó $E_m = 12680$ MPa, para el pórfido $E_m = 13430$ MPa y para el mineral $E_m = 9970$ MPa.

Para el material de relleno de desmonte se consideró el valor de ángulo de fricción interna de 40° , la cohesión considerada para el relleno de desmonte es de cero. Para el material del relleno mineralizado (mineral roto) se consideró un ángulo de fricción interna de 45° y una cohesión de 50 kPa.

Tabla 5.1 Parámetros de los Materiales del Modelo (Nv. -300).

Item	Andesita	Pórfido	Tufo	Mineral	Relleno Mineralizado	Relleno Desmonte
Peso Unitario (MN/m ³)	0.027	0.028	0.030	0.031	0.026	0.023
Factor K	0.55	0.55	0.55	0.55		
Módulo de Young (MPa)	12680	13430	8120	9970	500	300
Relación de Poisson	0.30	0.33	0.21	0.37	0.40	0.40
GSI	58	59	51	56		
Compresión Simple (MPa)	158.6	125.9	91.8	77.8		
mi	18.4	17.0	6.7	12.6		
D	0.4	0.4	0.4	0.4		
cohesión (MPa)	9.4	4.0	1.7	4.0	0.05	0

A. fricción (°)	35.0	42.8	33.4	31.0	45	40
mb	2.819	2.734	0.751	1.762		
s	0.0046	0.0052	0.0019	0.0035		
a	0.503	0.503	0.505	0.504		

5.3 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD

Los resultados muestran factores de seguridad por encima de la unidad en todas las condiciones de estabilidad simuladas del método de almacenamiento provisional. Para el dimensionamiento con anchos de minado de 3 m, presenta factores de seguridad en el límite de la estabilidad en algunas zonas de la veta con mineral o cuando permanecen vacíos y no se utiliza relleno, cuando se utiliza relleno detrítico en el nivel superior aumenta el factor de seguridad, lo que demuestra que antes de realizar la extracción del mineral, el tajeo debe ser rellenado hasta por lo menos unos 10 m con material detrítico en el nivel inmediato superior al nivel de explotación.

5.3.1 Evaluación de Pilares Puente y alturas de los tajeos

Se realizaron los siguientes análisis en dos secciones típicas: una que pasa solo por la galería de extracción y otra que pasa por las ventanas de extracción.

- a) En la sección que pasa solo por las galerías de extracción y dejando pilares puente de 6 m y 8 m sin relleno detrítico en el nivel inmediato superior, se observa que el factor de seguridad promedio son de 1.35 y 1.85 respectivamente, es decir, se mantiene estable en ambos casos (Figura 5.3).

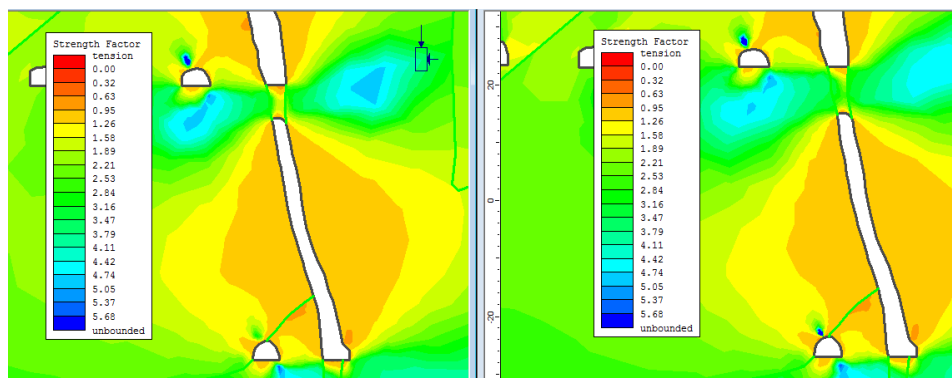


Figura 5.3 Análisis de pilares puente de 6m y 8m por galería de extracción

Los isocontornos de los factores de seguridad en las paredes de las cámaras indican que se alcanzan factores de seguridad entre 0.95 y 1.26 (estables) en todos los casos. Los máximos desplazamientos hallados en las cajas son de 4.28 cm.

- b) En una sección que pasa por las ventanas de extracción y dejando pilares puente de 6 m y 8 m sin relleno detrítico en el nivel inmediato superior, se observa que el factor de seguridad promedio son de 1.02 y 1.13 respectivamente, es decir, se tornan en una situación más inestable que en el caso anterior (Figura 5.4).

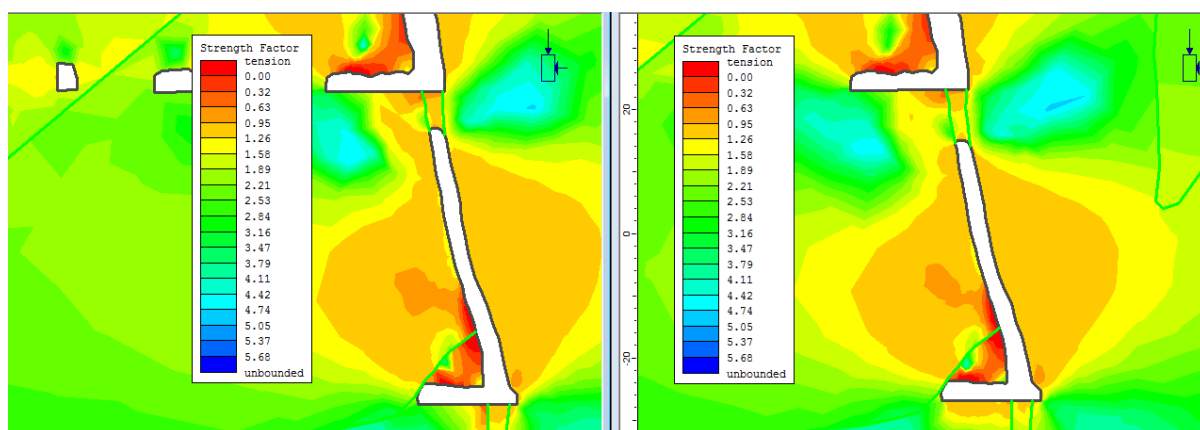


Figura 5.4 Análisis de pilares puente de 6m y 8m por las ventanas de extracción.

Los isocontornos de los factores de seguridad en las paredes de las cámaras indican que se alcanzan factores de seguridad entre 0.95 y 1.26 (estables) en todos los casos. Los máximos desplazamientos hallados en el techo son de 5.64 y en las cajas de 4 cm.

- c) Análisis de pilares puente de 6 m en una sección transversal donde se considera la ventana de extracción en roca regular (secciones 2-2' y 3-3'), rellenando el nivel inmediato superior con relleno detrítico; en este caso se obtiene que el factor de seguridad de los pilares puente aumentan de 1.02 a 1.40, en las ventanas de extracción se recomienda colocar pernos de anclaje con malla y shotcrete con fibras de 15 cm de espesor para evitar problemas por el deslajamiento de los pilares y caída o desprendimiento de rocas del techo (Figura 5.5).

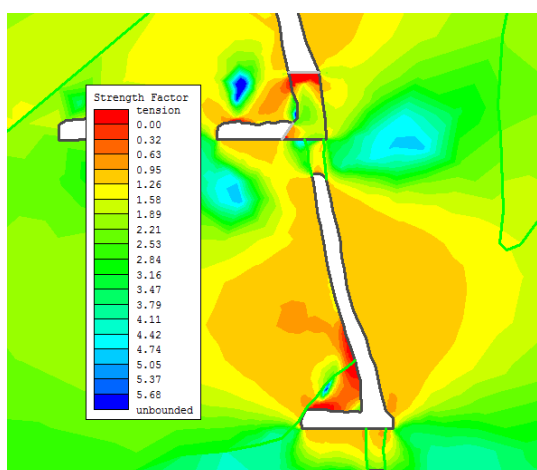


Figura 5.5 Análisis de pilares puente sección transversal con ventanas de extracción en roca regular con relleno detrítico

- d) Análisis de pilares puente de 8 m en una sección transversal donde se considera la ventana de extracción en roca mala (sección 1-1'), rellenando el

nivel inmediato superior con relleno detrítico; en este caso se obtiene que el factor de seguridad aumenta de 1.13 a 1.48. Los factores de seguridad de las cajas varían de 0.75 a 1.00, es decir, son inestables y se produce relajamiento en las mismas (Figura 5.6).

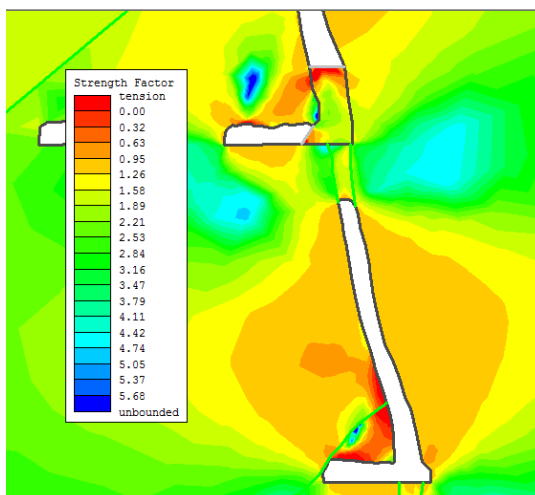


Figura 5.6 Análisis de pilares puente sección transversal con ventanas de extracción en roca mala con relleno detrítico.

Las deformaciones máximas alcanzadas en las cajas techo y piso y techo están en el orden de 0.1 a 0.2 %, indicando niveles de daños menores a poco significativos según la clasificación de Beck (2005). Del análisis se desprende que el relleno de desmonte mina y/o de roca estéril trabaja como buen elemento de confinamiento de las paredes de los tajeos, que ayuda a mantener la estabilidad de los tajeos de explotación en el minado de vetas angostas.

Del análisis se concluye que los factores de seguridad hallados están escasamente por encima de la unidad, lo cual significa están en el límite de estabilidad con posibilidad de fallamiento menor (lajamiento y/o desprendimiento de fragmentos de roca), afectado por los esfuerzos inducidos de las zonas explotadas Figura 5.7.

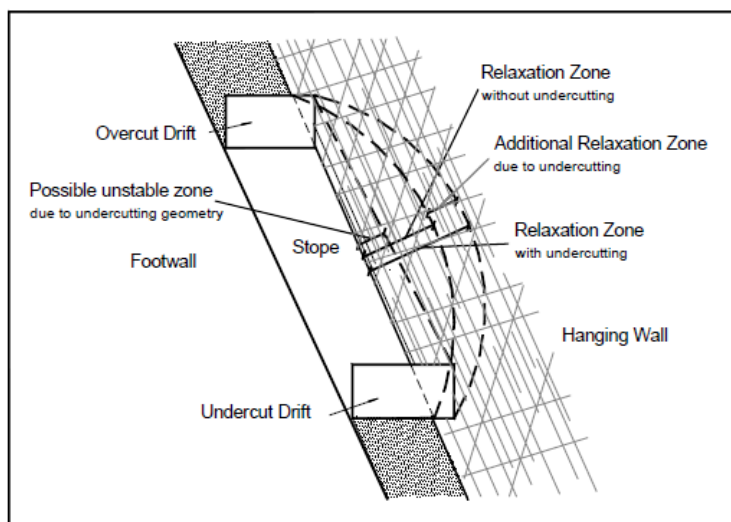


Figura 5.7 Efecto de la Zona de Relajación del tajeo.

Cabe indicar que para mayores alturas de tajeos, el grado de inestabilidad y las probabilidades de falla aumentan (e incrementa el porcentaje de dilución por desprendimiento de rocas), por lo mismo que es recomendable rellenar oportunamente las cavidades de los tajeos explotados en los niveles inmediatos superiores con relleno de desmonte mina, de tal manera no exceder de los radios hidráulicos o áreas de aberturas recomendados en el capítulo anterior.

La secuencia de minado apropiado es tajar desde los niveles inferiores hacia los superiores, con longitudes de tajeos de 2 m hasta 40 m como máximo, recomendándose en esta parte del minado dejar puentes de roca in situ de espesores mínimos de 6 m entre los niveles principales para roca buena y regular y 8 m para roca mala, con lo cual se mejoraría la estabilidad de los tajeos de explotación. En suma, con los resultados obtenidos mediante el modelamiento numérico con elementos finitos, confirmamos los resultados obtenidos mediante el empleo de la metodología empírica.

5.3.2 Verificación de la estabilidad del tajeo propuesto

En este caso, para el tajeo propuesto para el Nivel Nv.-300, analizaremos una cámara de 3 m de ancho, 44 m de altura y 60 m de largo que correspondería a un Radio Hidráulico (RH) de 12.69 m y un valor de estabilidad N de 55.85 de la pared caja techo, en la figura se observa que tiene una condición estable la caja piso, la caja techo, las paredes laterales y el techo Figura 5.8.

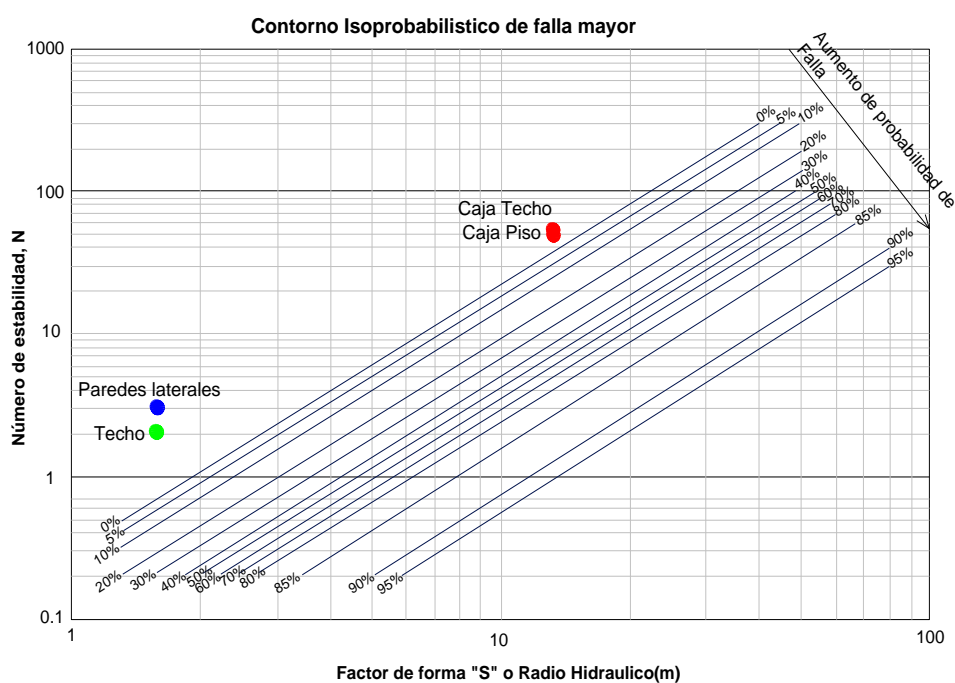


Figura 5.8 Verificación para tajeo propuesto en el Nivel Nv.-400.

5.3.3 Verificación de la dilución del tajeo propuesto

En la figura 5.9 se presenta las zonas de diseño ELOS, aquí podemos observar que se encuentra en la zona de solo daños por voladura (ELOS <0,5 m). Asimismo se trató de realizar una estimación empírica del desprendimiento de la pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N y el Radio Hidráulico, siendo difícil su determinación, ya que cae fuera del límite de las curvas ELOS (Figura 5.10).

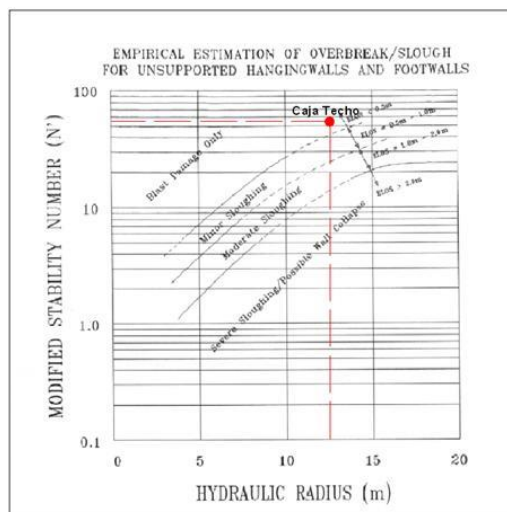


Figura 5.9 Zonas de diseño ELOS de la dilución del tajeo propuesto para el Nivel Nv. -300.

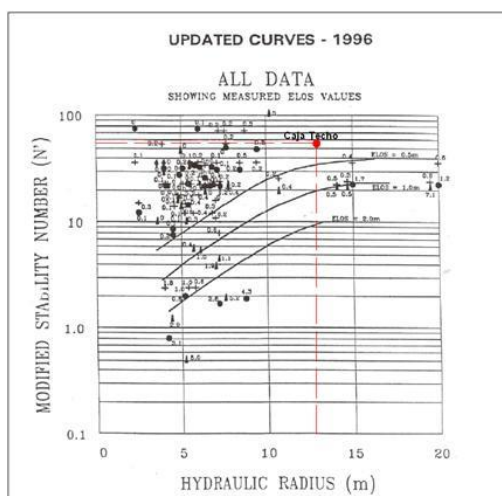


Figura 5.10 Estimación empírica del desprendimiento de pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N del tajeo propuesto para Nivel Nv. -300.

CAPITULO VI

ANÁLISIS DE LA PROFUNDIZACIÓN

Para el análisis de la profundización (hasta el Nivel Nv.-600) aproximadamente, que es hasta donde llegaron los logeos de los testigos de perforación), se tomaron en cuenta las dimensiones utilizadas para los niveles superiores, el método de minado utilizado (almacenamiento provisional) y las características geotécnicas del logeo de los testigos de perforación diamantina.

6.1 DIMENSIONAMIENTO DE LOS TAJEOS Y PILAR PUENTE

6.1.1 Dimensionamiento de los tajeos por método gráfico de Mathews

Considerando los resultados de la caracterización geomecánica se determinaron tres condiciones del macizo rocoso.

Tabla 6.1 Resumen Condiciones del macizo rocoso considerado para la profundización.

Condición	D-1			D-2			D-3		
	RMR	Q	Q'	RMR	Q	Q'	RMR	Q	Q'
Mala	55	3.39	3.39	50	1.95	4.87	50	1.95	4.87
Regular	70	17.97	17.97	65	9.81	24.52	65	10.31	25.78
Buena	75	31.33	31.33	72	22.45	56.11	75	31.33	78.31

Para el cálculo de los esfuerzos in-situ se consideran los siguientes valores de Peso específico, $\gamma=0.027 \text{ kN/m}^3$ y módulo de elasticidad, $E=12.28 \text{ GPa}$.

Los esfuerzos in-situ calculados para la profundización se muestran en el Tabla 6.2, para el diseño se considerará el valor promedio de los mismos ($\sigma_v=15.93 \text{ MPa}$ y $\sigma_h'=\sigma_h''=7.67 \text{ MPa}$). Los esfuerzos inducidos fueron obtenidos mediante el programa geotécnico Phases 7.0.

Tabla 6.2 Resumen Esfuerzos in-situ considerados en el análisis para la profundización.

Profundidad	σ_v (MPa)	k	σ_h'	σ_h''
520	14.04	0.50	7.04	7.04
570	15.39	0.49	7.49	7.49
620	16.74	0.47	7.94	7.94
650	17.55	0.47	8.22	8.22
Promedio	15.93		7.67	7.67

Tras realizar varias iteraciones de cálculos de estabilidad para diferentes geometrías de cámaras, se ha determinado las dimensiones de tajeos más adecuados para el caso de la Veta Falla-Norte. En el Tabla 6.3 se resume los resultados hallados de diferentes dimensiones de cámaras para condiciones de estabilidad de hasta 10-15% de probabilidad de falla por desprendimiento de rocas (dilución).

Tabla 6.3 Resumen Resultados Método Mathews – Profundización

Ancho (m)	Altura (m)	Largo (m)	Pared Tajeo	RH (m)	N'	Prob. Falla (%)
3.0	30	250	C. Techo	13.39	28	25 – 30%
3.0	30	150	C. Techo	12.50	28	20 – 25%
3.0	35	100	C. Techo	12.96	28	15 – 20%
3.0	35	80	C. Techo	12.17	28	10 – 15%
3.0	40	60	C. Techo	12.00	28	10 - 15%
3.0	40	40	C. Techo	10.00	28	5 - 10%
3.0	45	30	C. Techo	9.00	28	5 – 10%

Se consideraron estas dimensiones de los tajeos para mantener el mismo radio hidráulico de los tajeos existentes y optimizar las condiciones geométricas que permitan que las paredes de la caja techo y de la caja piso, de las paredes laterales y del techo se mantengan estables o por lo menos se obtengan valores de probabilidad de falla del orden de 10 a 15%.

Cabe indicar que las dimensiones de tajeos para probabilidad de falla de 10% consideramos como condición de estabilidad “aceptable”. Para el dimensionamiento de tajeos con probabilidad de falla de 15%, consideramos principios de inestabilidad y la necesidad de reducir el área abierta (radio hidráulico) mediante el uso de relleno. Para los casos de probabilidades de falla de 20% o mayores a estas, consideramos que estos tajeos se encuentran en situación de inestabilidad y falla mayor propenso al cavamiento, por lo mismo que deberán ser rellenados en corto plazo antes de continuar con las operaciones de minado en el sector.

6.1.2 Dimensionamiento de Pilares Puente

Para el dimensionamiento de los Pilares Puente para la profundización de la Mina, se ha realizado un histograma de la resistencia a la compresión simple del mineral con las muestras extraídas del nivel -300 y de las perforaciones diamantinas con la finalidad de determinar los valores que servirán para la simulación del diseño de los pilares (Figura 6.1)

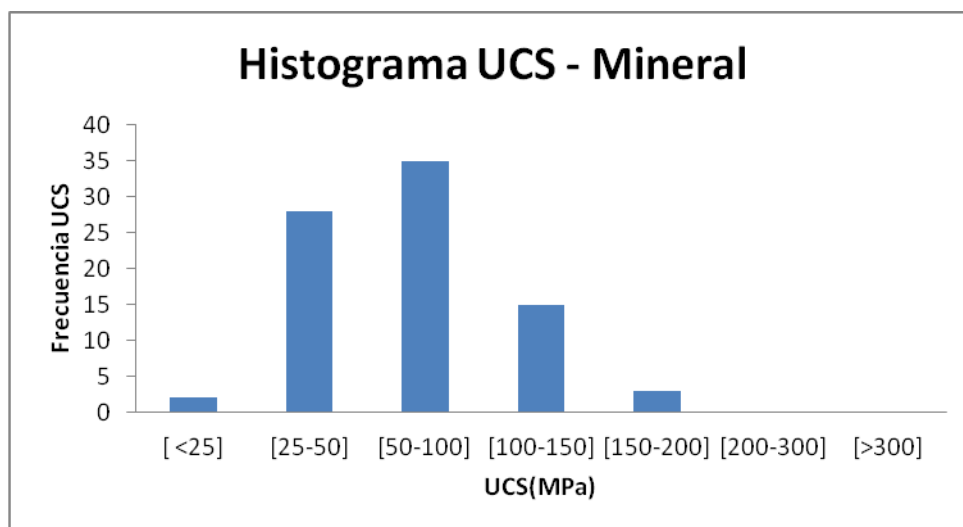


Figura 6.1 Resistencia a la compresión simple del mineral para la profundización.

De acuerdo al análisis realizado, definimos 4 valores para la resistencia a la compresión simple del mineral para la profundización: 50, 75, 100 y 125 MPa, valores que servirán para la simulación en el diseño de los pilares (Figura 6.2).

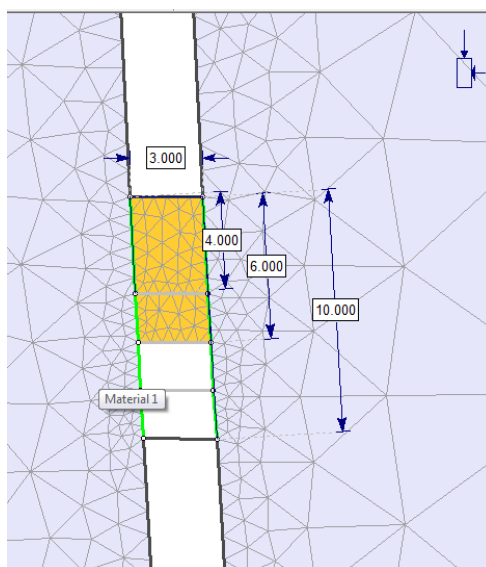
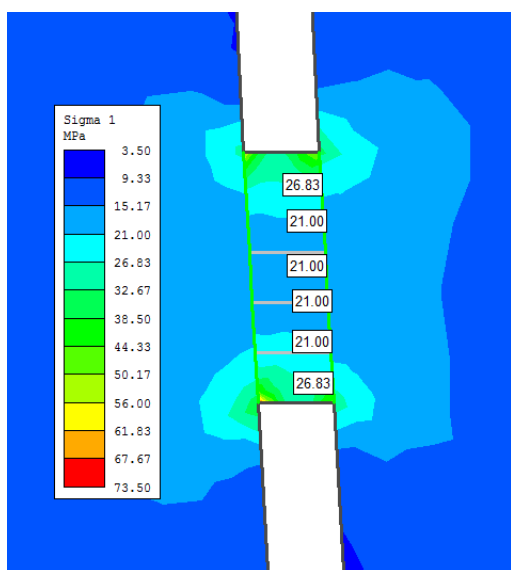


Figura 6.2 Modelo utilizado para la simulación en el diseño de los pilares

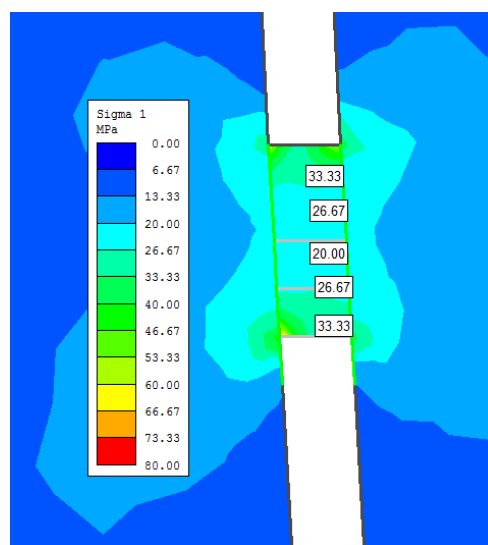
6.1.3 Cálculo de esfuerzos inducidos mediante el software Phases 7.0

Se calcularon los esfuerzos inducidos mediante el software Phases 7.0, para 4 anchos de pilar puente: 4 m, 6 m, 8 m y 10 m para finalmente verificar la condición de estabilidad de dichos pilares puente (Figura 6.3).

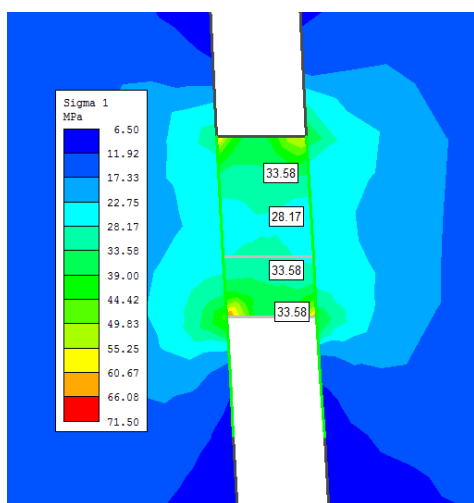
Etapa 1: ancho de pilar puente 10m



Etapa 2: ancho de pilar puente 8m



Etapa 3: ancho de pilar puente 6m



Etapa 4: ancho de pilar puente 4m

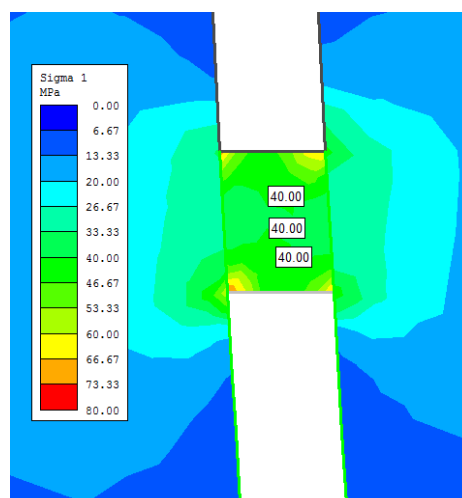


Figura 6.3 Cálculo de los esfuerzos inducidos en los pilares puente

De esta manera se obtuvieron los resultados que se presentan en las tablas 6.4, 6.5, 6.6 y 6.7.

Tabla 6.4 Condición de los pilares puente para $\sigma_{c\text{mineral}}=50$ MPa

UCS 50 MPa	Etapa No	W (m)	σ_1 (MPa)	$\sigma_{1\text{mean}}/\text{UCS}$	c_{pav}	Condición pilar
	1	10	23	0.47	0.39	Estable
	2	8	28	0.56	0.35	Inestable
	3	6	32	0.64	0.28	Inestable
	4	4	40	0.80	0.16	Falla

Tabla 6.5 Condición de los pilares puente para $\sigma_{c\text{mineral}}=75$ MPa

UCS 75 MPa	Etapa No	W (m)	σ_1 (MPa)	$\sigma_{1\text{mean}}/\text{UCS}$	c_{pav}	Condición pilar
	1	10	23	0.31	0.39	Estable
	2	8	28	0.37	0.35	Estable
	3	6	32	0.43	0.28	Estable
	4	4	40	0.53	0.16	Falla

Tabla 6.6 Condición de los pilares puente para $\sigma_{c\text{mineral}}=100$ MPa

UCS 100 MPa	Etapa No	W (m)	σ_1 (MPa)	$\sigma_{1\text{mean}}/\text{UCS}$	c_{pav}	Condición pilar
	1	10	23	0.23	0.39	Estable
	2	8	28	0.28	0.35	Estable
	3	6	32	0.32	0.28	Estable
	4	4	40	0.40	0.16	Inestable

Tabla 6.7 Condición de los pilares puente para $\sigma_{c\text{mineral}}=125$ MPa

UCS 125 MPa	Etapa No	W (m)	σ_1 (MPa)	$\sigma_{1\text{mean}}/\text{UCS}$	c_{pav}	Condición pilar
	1	10	23	0.19	0.39	Estable
	2	8	28	0.22	0.35	Estable
	3	6	32	0.26	0.28	Estable
	4	4	40	0.32	0.16	Estable

De acuerdo a la figura 6.4 y los tablas anteriores, se puede afirmar que la condición de los pilares puente de 4 m se encuentran entre inestables y/o condiciones de falla,

por lo que deben ser considerados pilares puente de 6m como mínimo, debido a la condición de inestabilidad cuando su resistencia a la compresión del mineral sea de 50 -75 MPa, como se da en el presente estudio (77.77 MPa).

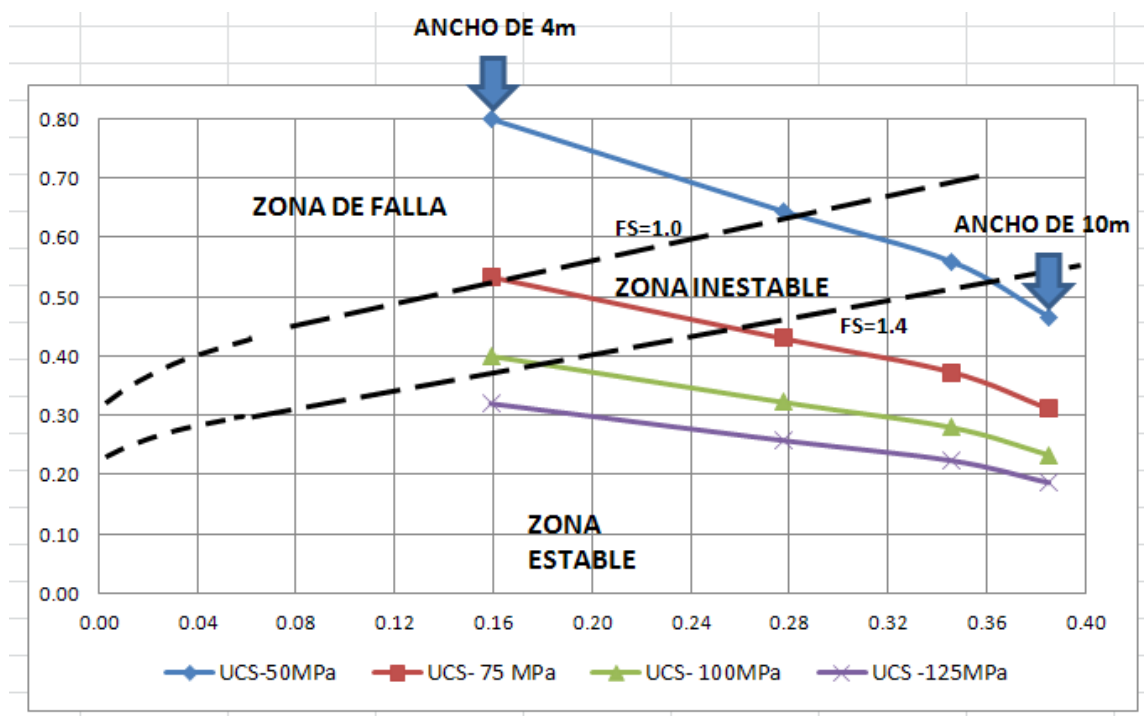


Figura 6.4 Determinación de la estabilidad de los pilares puente

Para la profundización las tensiones inducidas aumentarán, por lo que se tendrían que dejar pilares puente mayores a los 6 m anteriormente indicados. En este caso dependerá de la resistencia a la compresión simple del mineral que vayan encontrando en la profundización y de los esfuerzos inducidos calculados conforme se vaya profundizando.

Debido a las condiciones de inestabilidad y/o posible condiciones de falla, se recomienda no tocar ningún pilar puente para explotación o recuperación futura.

6.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TAJEOS

En conjunto y como un complemento a la metodología empírica precedentemente indicada, se ha formulado la utilización de herramientas de análisis numérico. Ello se ha hecho a través de la aplicación del software geomecánico Phases 7.0, que permite ejecutar análisis bi-dimensional de Elementos Finitos para calcular los campos de desplazamientos y de esfuerzos en el entorno de una excavación subterránea.

6.2.1 Parámetros del Modelo

Los parámetros geomecánicos requeridos para el modelamiento han sido obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio de mecánica de rocas (Anexo A1). Los esfuerzos in-situ a considerar en el modelo fueron estimados en el Capítulo 3.

El criterio de falla empleado en el presente análisis fue el criterio empírico de Hoek-Brown modificado (Hoek, 1992), que tiene como parámetros m_b , s y a .

Los parámetros utilizados para los materiales que intervienen en el modelo se indican en los Tablas 6.8, 6.9 y 6.10.

Tabla 6.8 Parámetros de los Materiales del Modelo - Profundización (Roca mala)

Item	Andesita	Pórfido	Tufo	Mineral	Relleno Mineralizado	Relleno Desmonte
Peso Unitario (MN/m ³)	0.027	0.028	0.030	0.031	0.026	0.023
Factor K	0.55	0.55	0.55	0.55		
Módulo de Young (MPa)	6731	6731	6449	9970	500	300
Relación de Poisson	0.30	0.33	0.21	0.37	0.40	0.40
GSI	47	47	47	56		
Compresión Simple (MPa)	158.6	125.9	91.8	77.8		
mi	18.4	17.0	6.7	12.6		
D	0.4	0.4	0.4	0.4		
cohesión (MPa)	7.8	3.15	1.55	4.0	0.05	0
A. fricción (°)	30.8	38.2	31.9	31.0	45	40
mb	1.725	1.600	0.628	1.762		
s	0.0011	0.0011	0.0011	0.0035		
a	0.507	0.507	0.507	0.504		

Tabla 6.9 Parámetros de los Materiales del Modelo - Profundización (Roca regular)

Item	Andesita	Pórfido	Tufo	Mineral	Relleno Mineralizado	Relleno Desmonte
Peso Unitario (MN/m ³)	0.027	0.028	0.030	0.031	0.026	0.023
Factor K	0.55	0.55	0.55	0.55		
Módulo de Young (MPa)	13430	13430	12868	9970	500	300
Relación de Poisson	0.30	0.33	0.21	0.37	0.40	0.40
GSI	59	59	59	56		
Compresión Simple (MPa)	158.6	125.9	91.8	77.8		
mi	18.4	17.0	6.7	12.6		
D	0.4	0.4	0.4	0.4		
cohesión (MPa)	9.5	3.95	2.13	4.0	0.05	0
A. fricción (°)	35.3	42.8	36.3	31.0	45	40
mb	2.948	2.734	1.073	1.762		
s	0.0052	0.0052	0.0052	0.0035		
a	0.503	0.503	0.503	0.504		

Tabla 6.10 Parámetros de los Materiales del Modelo - Profundización (Roca buena)

Item	Andesita	Pórfido	Tufo	Mineral	Relleno Mineralizado	Relleno Desmonte
Peso Unitario (MN/m ³)	0.027	0.028	0.030	0.031	0.026	0.023
Factor K	0.55	0.55	0.55	0.55		
Módulo de Young (MPa)	26797	26797	25675	9970	500	300
Relación de Poisson	0.30	0.33	0.21	0.37	0.40	0.40
GSI	71	71	71	56		
Compresión Simple (MPa)	158.6	125.9	91.8	77.8		
mi	18.4	17.0	6.7	12.6		
D	0.4	0.4	0.4	0.4		
cohesión (MPa)	11.8	5.21	3.32	4.0	0.05	0
A. fricción (°)	39.8	47.0	40.1	31.0	45	40
mb	5.037	4.671	1.833	1.762		
s	0.0243	0.0243	0.0243	0.0035		
a	0.501	0.501	0.501	0.504		

6.2.2 Evaluación de las Condiciones de Estabilidad

Para el dimensionamiento con anchos de minado de 3 m, presenta factores de seguridad en el límite de la estabilidad en algunas zonas de la veta con mineral o cuando permanecen vacíos y no se utiliza relleno, cuando se utiliza relleno detrítico en el nivel superior aumenta el factor de seguridad, lo que demuestra que antes de realizar la extracción del mineral debe ser rellenado hasta por lo menos unos 10 m con material detrítico en el nivel inmediato superior al nivel de explotación.

6.2.3 Evaluación de Pilares Puente y alturas de los tajeos

Para la profundización se analizó la peor condición: roca de mala calidad, ya que si las dimensiones del pilar puente y los tajeos son estables y presentan poca dilución para esta condición, serán más estables para cualquier otro tipo de roca.

Se realizaron los siguientes análisis en dos secciones típicas: una que pasa solo por la galería de extracción y otra que pasa por las ventanas de extracción.

En una sección que pasa solo por las galerías de extracción y dejando pilares puente de 6 m y 8 m sin relleno detrítico en el nivel inmediato superior, se observa que el factor de seguridad aumenta de 0.95 a 1.58, es decir, pasa de una situación inestable a una situación estable (Figura 6.5).

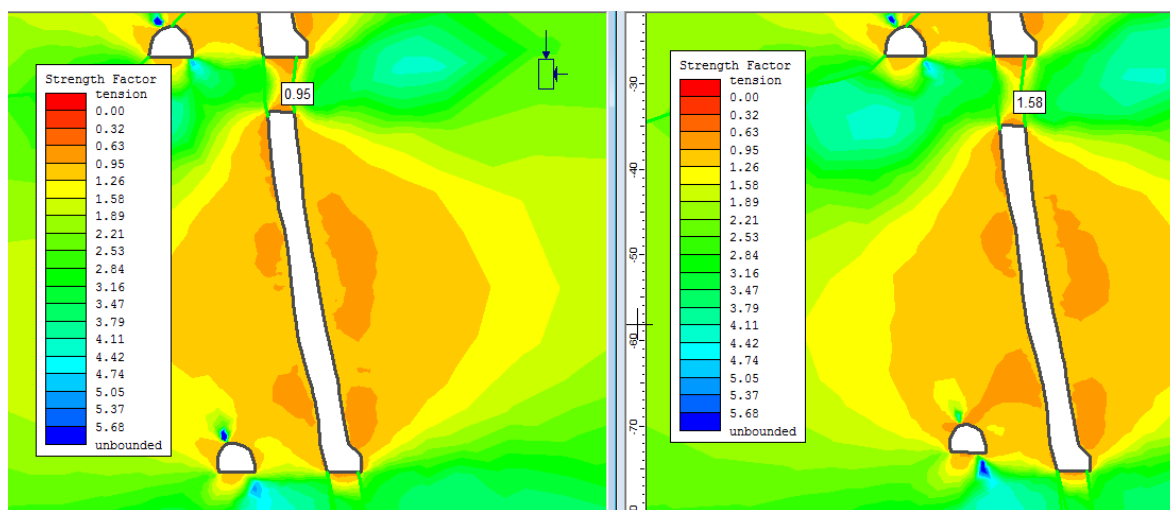


Figura 6.5 Análisis de pilares puente de 6m y 8m por galería de extracción.

Los isocontornos de los factores de seguridad en las paredes de las cámaras indican que se alcanzan factores de seguridad entre 0.95 y 1.26 (estables) en todos los casos.

Los máximos desplazamientos hallados en las cajas de 4.21 cm.

En una sección que pasa por las ventanas de extracción y dejando pilar puentes de 6 m y 8m sin relleno detrítico en el nivel inmediato superior, se observa que el factor de seguridad aumenta de 0.63 a 0.95, es decir, continua siendo una situación inestable aunque se aumente el espesor del pilar puente de 6 a 8m. (Figura 6.6)

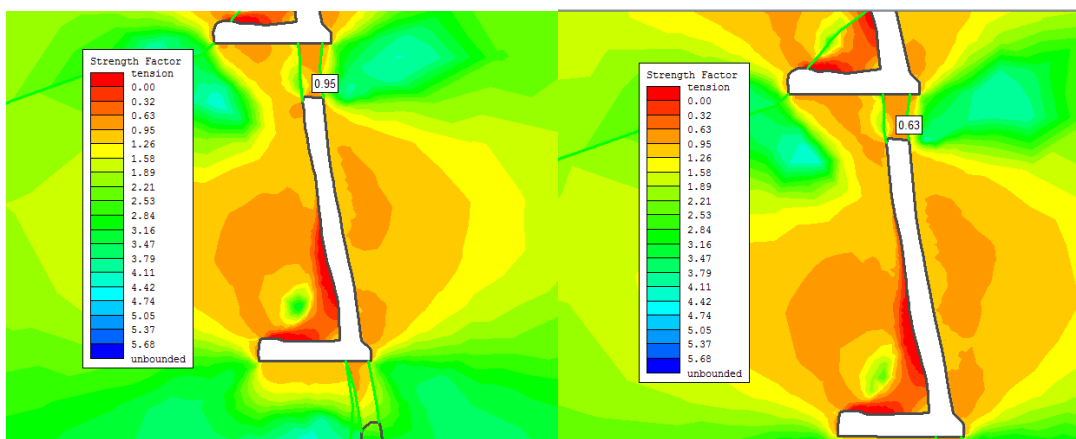


Figura 6.6 Análisis de pilares puente de 6m y 8m por las ventanas de extracción.

Los isocontornos de los factores de seguridad en las paredes de las cámaras indican que se alcanzan factores de seguridad entre 0.54 y 0.93 (inestables) en todos los casos. Los máximos desplazamientos hallados en las cajas es de 4.11 cm. En las ventanas de extracción se recomienda colocar pernos de anclaje con malla y shotcrete con fibras de 15 cm de espesor para evitar problemas por el deslajamiento de los pilares y caída o desprendimiento de rocas del techo (Figura 6.6).

En una sección que pasa por las ventanas de extracción, dejando pilar puentes de 8m, con relleno detrítico en el nivel inmediato superior de 10 m de altura, se observa que el factor de seguridad aumenta de 0.95 a 1.26, es decir, pasa de una situación inestable a una situación estable (Figura 6.7).

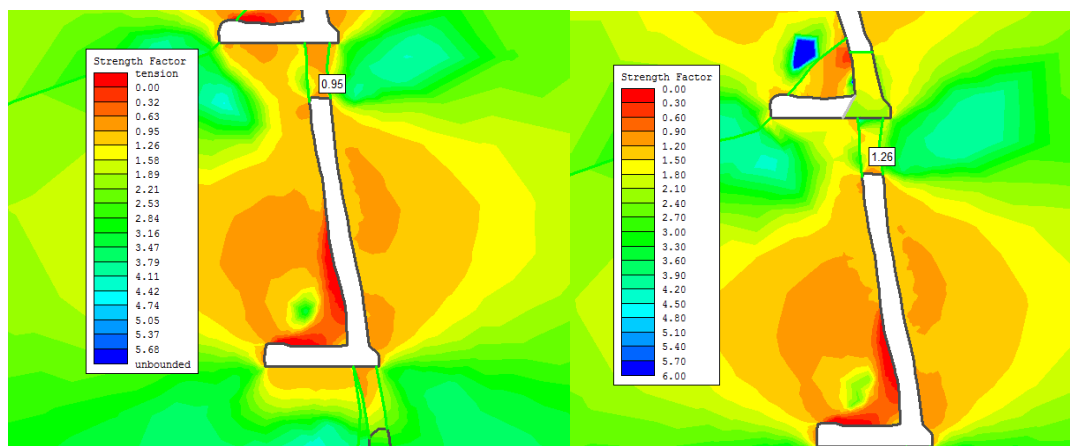


Figura 6.7 Análisis de pilares puente de 8m con relleno detrítico por las ventanas de extracción.

Los isocontornos de los factores de seguridad en las paredes de las cámaras indican que se alcanzan factores de seguridad entre 0.95 y 1.69 (estables) en todos los casos. Los máximos desplazamientos hallados en las cajas es de 4 cm.

6.2.4 Verificación de la estabilidad del tajeo propuesto

En este caso, para el tajeo propuesto para la profundización, analizaremos una cámara de 3 m de ancho, 40 m de altura y 60 m de largo que correspondería a un Radio Hidráulico (RH) de 12.00 m y un valor de estabilidad N de 22.84 de la pared caja techo, en la figura se observa que tiene una condición estable con probabilidad de falla de 5% para la caja piso y de 10% a 15% (dilución por desprendimiento) para la caja techo (Figura 6.8), determinándose que los niveles de desprendimientos de rocas e inestabilidad son moderados.

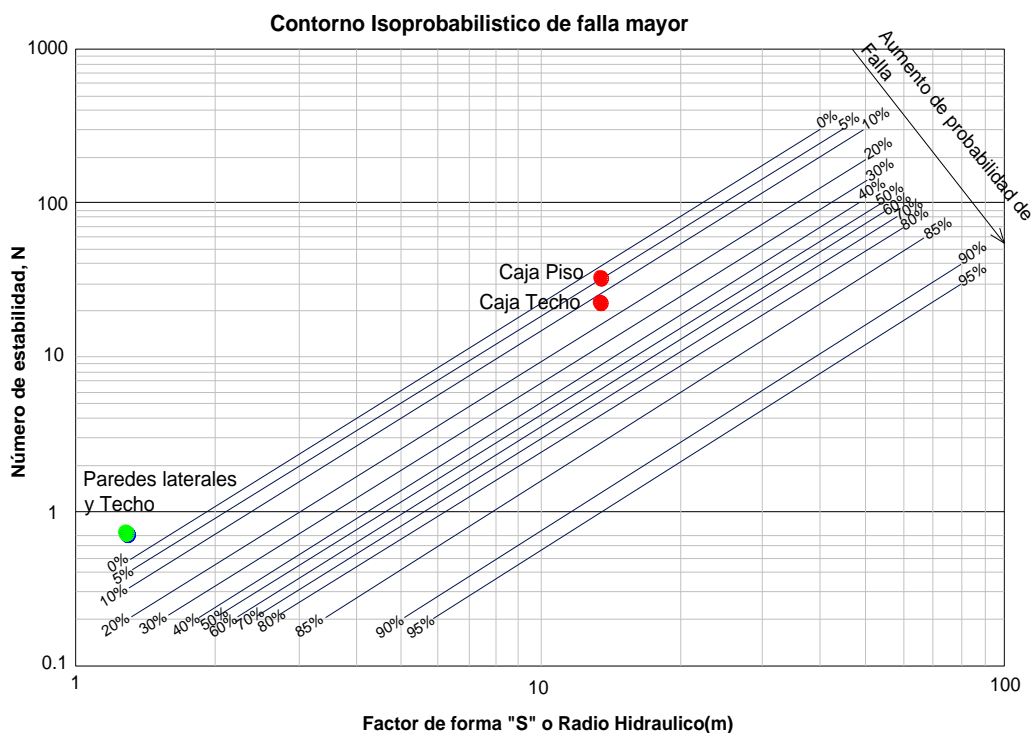


Figura 6.8 Verificación para tajeo propuesto en la profundización para roca mala

6.2.5 Verificación de la dilución del tajeo propuesto

En la figura 6.9 se presenta las zonas de diseño ELOS, aquí podemos observar que se encuentra en la zona de desprendimiento mínimo (ELOS=0,5 – 1,0 m). Asimismo se trató de realizar una estimación empírica del desprendimiento de la pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N y el Radio Hidráulico. Determinándose un ELOS de aproximadamente 0.75 (Figura 6.10).

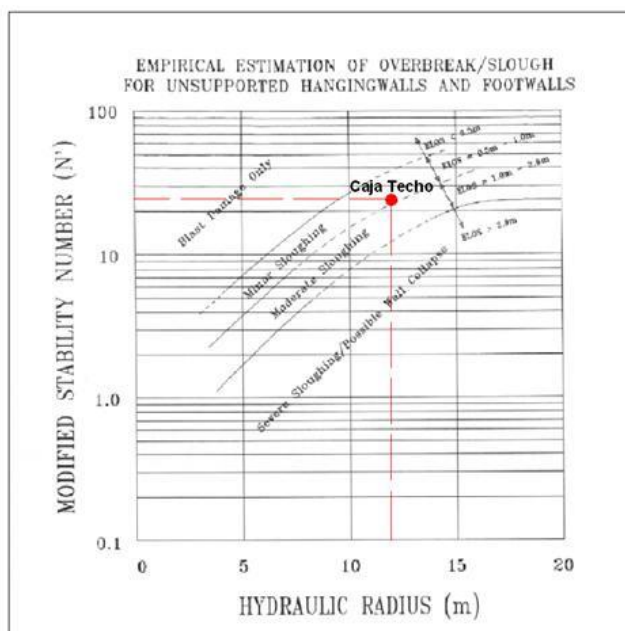


Figura 6.9 Zonas de diseño ELOS de la dilución del tajeo propuesto para la profundización.

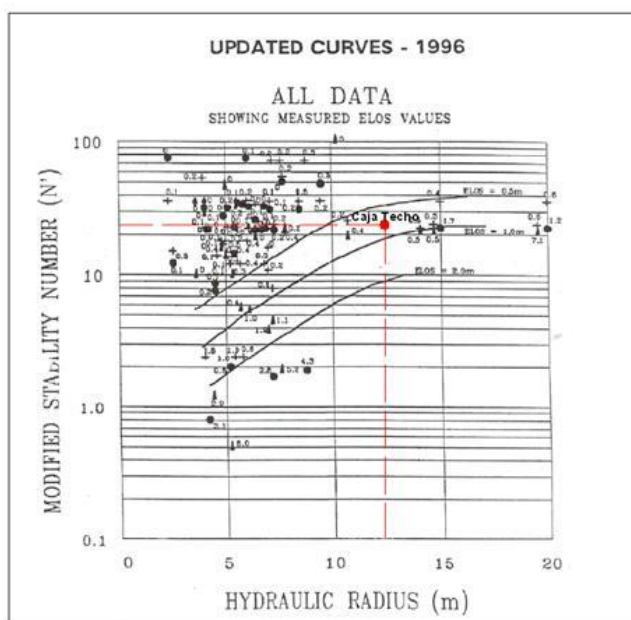


Figura 6.10 Estimación empírica del desprendimiento de pared (ELOS) empleando el Número de estabilidad N del tajeo propuesto para la profundización.

6.3 DIMENSIONAMIENTO DE LOS PILARES COSTILLA

Si bien es cierto no estamos proponiendo ningún cambio en el sistema de minado, podemos sugerir una dimensión mínima de los pilares costilla que se podrían dejar entre cámaras.

6.3.1 Resistencia de Pilares Costilla por Lunder y Pakalnis

La resistencia del pilar ha sido formulada utilizando la relación empírica que relaciona el ratio del pilar ancho/altura, y la resistencia de la masa rocosa. El criterio de confinamiento combina dos aproximaciones para desarrollar una resistencia híbrida, que utiliza el término “fricción de pilar de mina” y las constantes empíricas de resistencia. Estas constantes fueron determinadas para concordar mejor las curvas de resistencia de pilares para los casos históricos de la base de datos.

La resistencia del pilar está dada por:

$$Sp = K\sigma_c(C1 + C2k)$$

Donde,

Sp = Resistencia del pilar

σ_c = Resistencia Compresiva uniaxial

K = Factor de resistencia debido a fricción

$C1, C2$ = Constantes empíricas de masa rocosa

El confinamiento promedio del pilar C_{pav} está dado por la siguiente expresión:

$$C_{pav} = 0.46 \left[\log\left(\frac{w}{h} + 0.75\right) \right]^{\frac{1.4}{w/h}}$$

$$k = \tan \left[a \cos \left(\frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}} \right) \right]$$

De acuerdo a Lunder y Pakalnis, para el caso del diseño de la dimensión del pilar costilla para los tajeos propuestos, se observa que el factor de seguridad (FS) varía de 0.80 a 3.35 (Tabla 6.11 y Figura 6.11).

Tabla 6.11 Ancho del pilar costilla para los tajeos propuestos

Resistencia del Pilar (Lunder y Pakalnis)						
Hp (m)	Wp (m)	W/H (adim)	Cpav (adim)	k (adim)	Sp (MPa)	FS
3	4	1.33	0.14	0.86	38.64	0.80
3	6	2.00	0.26	1.37	47.68	1.43
3	8	2.67	0.33	1.72	53.85	2.09
3	10	3.33	0.37	1.95	58.04	2.74
3	12	4.00	0.40	2.12	60.92	3.35

Analizando los resultados obtenidos, se recomienda dejar pilares de **8 m de ancho efectivo como mínimo** para garantizar la estabilidad del mismo. En la figura 6.11 se observa que el factor de seguridad (FS) para el pilar costilla propuesto, se encuentra en una zona estable, mientras que si disminuimos el ancho del pilar se torna inestable.

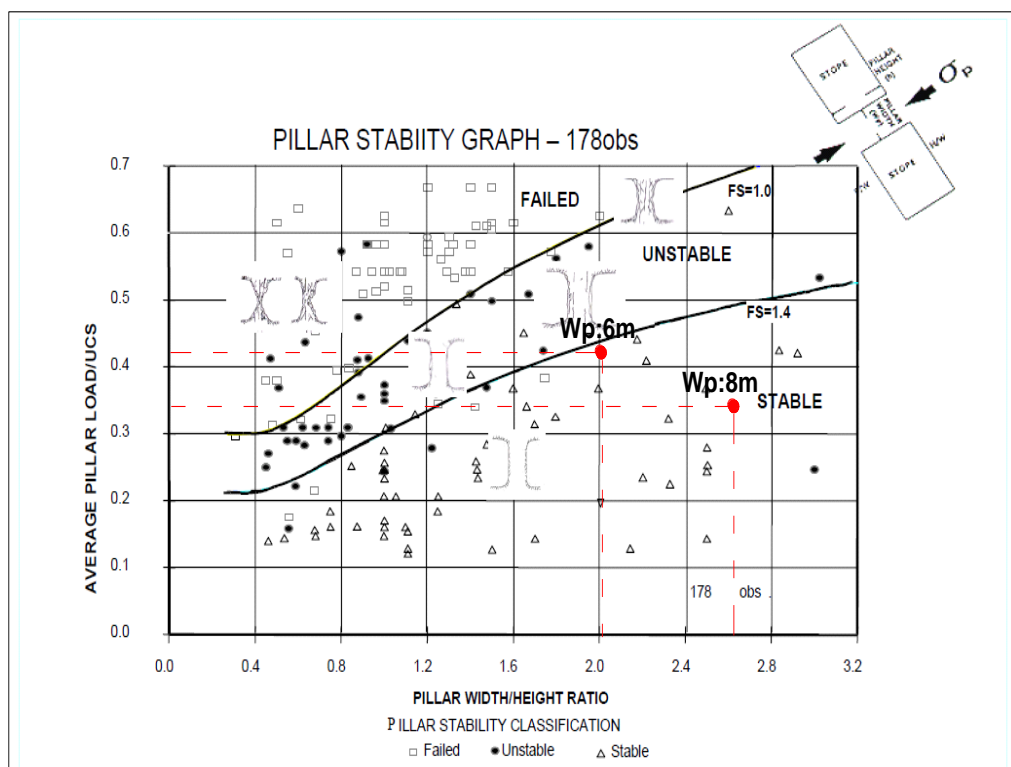


Figura 6.11 Gráfico de estabilidad del pilar costilla de los tajeos propuestos.

6.4 MONITOREO DE LA ESTABILIDAD DE LOS PILARES PUENTE.

Como control de estabilidad de los pilares puentes se programan mediciones de convergencia semanales en las zonas explotadas. Esta medición se realiza con una cinta extensométrica de precisión.

6.4.1 Punto de Convergencia TJ_2807 Nv-300

Según estimaciones para pilares donde la velocidad de deformación sea mayor a 5mm/mes se considera crítico.

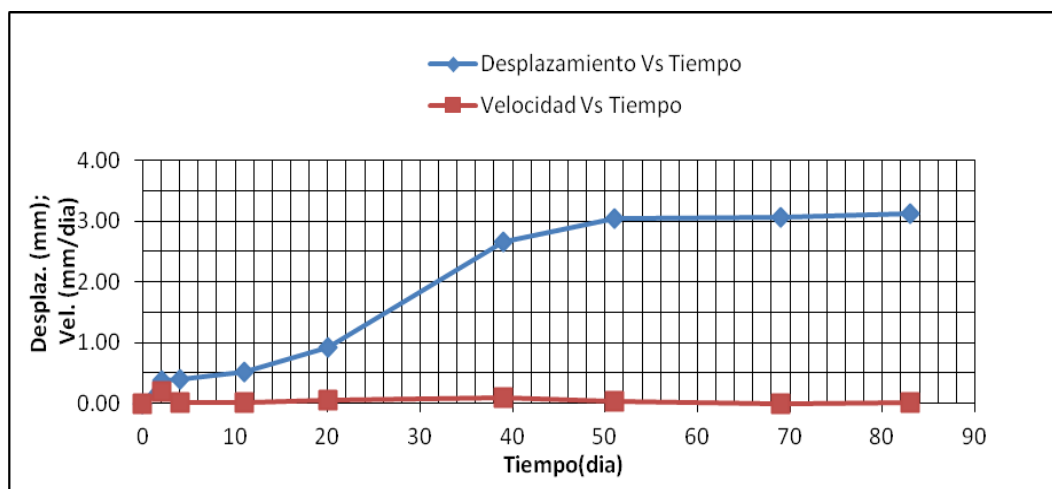


Figura 6.12 Desplazamiento en función del tiempo.

Desplazamiento. Total: 1.18mm **Velocidad Promedio. :** 0.43mm/mes

Tiempo Total: 83 días al 25-10-13 **Aceleración Promedio :** 1.63 mm/mes²

Proyecciones del desplazamiento total.

30 días después : 1.61 mm **60 días después:** 2.05 mm

CONCLUSIONES

En relación a los tajeos existentes:

1. Si bien los resultados obtenidos mediante los métodos empíricos nos indican que las paredes y el techo se mantienen estables, éstos también nos indican que las cajas en estado de inestabilidad tienden a aumentar la dilución por sobrerotura o desprendimiento de material. Se obtuvo valores de probabilidad de falla del orden de 10% y 15% (dilución por desprendimiento), con lo que se concluye que los niveles de desprendimiento de rocas e inestabilidad son moderados.
2. Las zonas de diseño ELOS nos indican que el tajeo más representativo (Tajeo 5118 del Nivel Nv.-255) se encuentra en la zona de desprendimiento moderado (ELOS=1,0 – 2,0).
3. Para controlar esta dilución por desprendimiento, se tendría que disminuir la longitud de las cámaras de 85 a 60 m, de manera que se producirían desprendimientos mínimos (ELOS de 0.5-1.0 m) y no desprendimientos moderados (ELOS de 1.0-2.0 m).
4. Longitud máxima de tajeos=60 m.

5. Rellenar como mínimo 10 m del tajeo ya explotado del nivel inmediato superior al nivel de explotación cuando se encuentre por lo menos en la mitad del proceso de extracción del mineral.
6. Si se realiza el relleno indicado anteriormente se pueden considerar pilares puente de 6 m como mínimo para roca regular y para roca buena.
7. Para roca mala se requiere aumentar el espesor del pilar puente a 8 m como mínimo.

En resumen:

Tipo de roca	Pilar puente	Altura de cámaras	Longitud de cámaras	Pilar Costilla	Relleno detrítico
Buena	Mín 6m	Máx 44m	Máx 60m	Min 8m	Min 10m
Regular	Min 6m	Máx 44m	Máx 60m	Min 8m	Min 10m
Mala	Min 8m	Máx 42m	Máx 60m	Min 8m	Min 10m

En relación a la profundización

8. En la profundización las tensiones inducidas aumentarán, por lo que se tendrían que dejar pilares puente mayores a los 6 m anteriormente indicados. Esto se corrobora al realizar el análisis de esfuerzos y deformaciones para la profundización.
9. Se debe rellenar hasta por lo menos unos 10 m con material detrítico el tajeo ya explotado del nivel inmediato superior al nivel de explotación cuando se encuentre por lo menos en la mitad del proceso de extracción del mineral.
10. Para la profundización se deben dejar pilares puente de 6 m como mínimo para roca regular y buena y pilares puente de 8 m como mínimo para roca mala.

11. La longitud de tajeo máximo será de 60 m, de esta manera aumenta la estabilidad de las cámaras y disminuye la dilución.
12. Tras realizar varias iteraciones de cálculos de estabilidad para diferentes geometrías de cámaras, se ha determinado que la dimensión de altura de tajeo más adecuado para el caso de la Veta Falla-Norte es de 40 m.
13. El ancho de los pilares costilla deben ser como mínimo de 8 m efectivos.

En resumen:

Tipo de roca	Pilar puente	Altura de cámaras	Longitud de cámaras	Pilar Costilla	Relleno detrítico
Buena	Mín 6m	Máx 40m	Máx 60m	Min 8m	Min 10m
Regular	Min 6m	Máx 40m	Máx 60m	Min 8m	Min 10m
Mala	Min 8m	Máx 38m	Máx 60m	Min 8m	Min 10m

BIBLIOGRAFÍA

1. DCR Ingenieros S.R.Ltda, Informe interno “Evaluación Geomecánica Mina Condestable 2-Zona prioridad 1”, Setiembre 2001.
2. WILLIAM A. HUSTRULID and RICHARD L. BULLOCK, Underground Mining Methodos.
3. AN EVALUATION OF THE STRENGTH OF SLENDER PILLARS, G. S. Esterhuizen, NIOSH, Pittsburgh, PA
4. Extending the Mathews stability graph for open-stope design, C. Mawdesley, R. Trueman and W. J. Whiten.
5. Support_of_Underground_Excavations_in_Hard_Rock, E. Hoek, P.K. Kaiser and W.F. Bawden

ANEXO A: MUESTREO Y ENSAYOS DE MECÁNICA DE ROCAS

A1 Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Rocas-PUCP

ENSAYOS DE PROPIEDADES FÍSICAS

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM C 97 – 02. Los resultados son los siguientes:

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Sub-muestra</i>	<i>Peso saturado (gr)</i>	<i>Peso suspendido (gr)</i>	<i>Peso seco (gr)</i>	<i>Densidad Seca (gr/cm³)</i>	<i>Densidad Saturada (gr/cm³)</i>	<i>Porosidad Aparente (%)</i>	<i>Absorción (%)</i>
<i>M-2</i>	<i>Mineral 2</i>	<i>A</i>	<i>171.28</i>	<i>116.06</i>	<i>170.32</i>	<i>3.084</i>	<i>3.102</i>	<i>1.739</i>	<i>0.564</i>
		<i>B</i>	<i>144.86</i>	<i>98.19</i>	<i>144.50</i>	<i>3.096</i>	<i>3.104</i>	<i>0.771</i>	<i>0.249</i>
		<i>C</i>	<i>193.19</i>	<i>129.48</i>	<i>192.56</i>	<i>3.022</i>	<i>3.032</i>	<i>0.989</i>	<i>0.327</i>
		<i>D</i>	<i>138.51</i>	<i>93.15</i>	<i>137.74</i>	<i>3.037</i>	<i>3.054</i>	<i>1.698</i>	<i>0.559</i>
		<i>E</i>	<i>112.41</i>	<i>76.06</i>	<i>112.12</i>	<i>3.084</i>	<i>3.092</i>	<i>0.798</i>	<i>0.259</i>
					<i>Promedio</i>	<i>3.065</i>	<i>3.077</i>	<i>1.199</i>	<i>0.392</i>
<i>M-3</i>	<i>Andesita</i>	<i>A</i>	<i>164.75</i>	<i>105.94</i>	<i>164.64</i>	<i>2.800</i>	<i>2.801</i>	<i>0.187</i>	<i>0.067</i>
		<i>B</i>	<i>164.55</i>	<i>105.01</i>	<i>164.41</i>	<i>2.761</i>	<i>2.764</i>	<i>0.235</i>	<i>0.085</i>
		<i>C</i>	<i>129.79</i>	<i>83.87</i>	<i>129.70</i>	<i>2.824</i>	<i>2.826</i>	<i>0.196</i>	<i>0.069</i>
		<i>D</i>	<i>101.94</i>	<i>65.43</i>	<i>101.80</i>	<i>2.788</i>	<i>2.792</i>	<i>0.383</i>	<i>0.138</i>
		<i>E</i>	<i>180.04</i>	<i>116.15</i>	<i>179.86</i>	<i>2.815</i>	<i>2.818</i>	<i>0.282</i>	<i>0.100</i>
					<i>Promedio</i>	<i>2.798</i>	<i>2.800</i>	<i>0.257</i>	<i>0.092</i>

ENSAYOS DE PROPIEDADES FÍSICAS (continuación)

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Sub-muestra</i>	<i>Peso saturado (gr)</i>	<i>Peso suspendido (gr)</i>	<i>Peso seco (gr)</i>	<i>Densidad Seca (gr/cm³)</i>	<i>Densidad Saturada (gr/cm³)</i>	<i>Porosidad Aparente (%)</i>	<i>Absorción (%)</i>
<i>M-4</i>	<i>Tufo</i>	<i>A</i>	<i>123.36</i>	<i>80.94</i>	<i>123.16</i>	<i>2.903</i>	<i>2.908</i>	<i>0.471</i>	<i>0.162</i>
		<i>B</i>	<i>94.05</i>	<i>63.39</i>	<i>93.81</i>	<i>3.060</i>	<i>3.068</i>	<i>0.783</i>	<i>0.256</i>
		<i>C</i>	<i>75.78</i>	<i>50.80</i>	<i>75.60</i>	<i>3.026</i>	<i>3.034</i>	<i>0.721</i>	<i>0.238</i>
		<i>D</i>	<i>77.83</i>	<i>52.53</i>	<i>77.67</i>	<i>3.070</i>	<i>3.076</i>	<i>0.632</i>	<i>0.206</i>
		<i>E</i>	<i>86.07</i>	<i>57.63</i>	<i>85.85</i>	<i>3.019</i>	<i>3.026</i>	<i>0.774</i>	<i>0.256</i>
					<i>Promedio</i>	<i>3.016</i>	<i>3.022</i>	<i>0.676</i>	<i>0.224</i>
<i>M-5</i>	<i>Pórfido</i>	<i>A</i>	<i>85.10</i>	<i>55.38</i>	<i>84.99</i>	<i>2.860</i>	<i>2.863</i>	<i>0.370</i>	<i>0.129</i>
		<i>B</i>	<i>136.29</i>	<i>88.83</i>	<i>136.14</i>	<i>2.869</i>	<i>2.872</i>	<i>0.316</i>	<i>0.110</i>
		<i>C</i>	<i>91.60</i>	<i>59.67</i>	<i>91.50</i>	<i>2.866</i>	<i>2.869</i>	<i>0.313</i>	<i>0.109</i>
		<i>D</i>	<i>83.93</i>	<i>54.63</i>	<i>83.84</i>	<i>2.861</i>	<i>2.865</i>	<i>0.307</i>	<i>0.107</i>
		<i>E</i>	<i>123.66</i>	<i>80.66</i>	<i>123.54</i>	<i>2.873</i>	<i>2.876</i>	<i>0.279</i>	<i>0.097</i>
					<i>Promedio</i>	<i>2.866</i>	<i>2.869</i>	<i>0.317</i>	<i>0.111</i>

ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D2938-95. Los resultados son los siguientes:

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Diámetro (cm)</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Resistencia a la Compresión Simple (kg/cm²)</i>	<i>Resistencia a la Compresión Simple (MPa)</i>
<i>M - 1</i>	<i>Mineral 1</i>	<i>4.25</i>	<i>9.11</i>	<i>15200.00</i>	<i>1071.46</i>	<i>105.07</i>
<i>M - 2A</i>	<i>Mineral 2</i>	<i>5.51</i>	<i>11.57</i>	<i>18000.00</i>	<i>754.88</i>	<i>74.03</i>
<i>M - 2B</i>	<i>Mineral 2</i>	<i>5.51</i>	<i>11.60</i>	<i>17800.00</i>	<i>746.49</i>	<i>73.21</i>
<i>M - 3A</i>	<i>Andesita</i>	<i>4.23</i>	<i>8.92</i>	<i>21600.00</i>	<i>1537.03</i>	<i>150.73</i>
<i>M - 3B</i>	<i>Andesita</i>	<i>4.23</i>	<i>8.94</i>	<i>18400.00</i>	<i>1309.32</i>	<i>128.40</i>
<i>M - 3C</i>	<i>Andesita</i>	<i>4.24</i>	<i>8.45</i>	<i>34000.00</i>	<i>2408.00</i>	<i>236.04 (*)</i>
<i>M - 3D</i>	<i>Andesita</i>	<i>4.23</i>	<i>8.91</i>	<i>28400.00</i>	<i>2020.91</i>	<i>198.18</i>
<i>M - 4A</i>	<i>Tufo</i>	<i>4.25</i>	<i>8.96</i>	<i>23400.00</i>	<i>1649.48</i>	<i>161.76</i>
<i>M - 4B</i>	<i>Tufo</i>	<i>4.25</i>	<i>7.76</i>	<i>20200.00</i>	<i>1423.91</i>	<i>138.06 (*)</i>
<i>M - 5A</i>	<i>Pórfido</i>	<i>4.26</i>	<i>8.90</i>	<i>22200.00</i>	<i>1557.55</i>	<i>152.74</i>
<i>M - 5B</i>	<i>Pórfido</i>	<i>4.25</i>	<i>8.44</i>	<i>28000.00</i>	<i>1973.74</i>	<i>193.39 (*)</i>
<i>M - 5C</i>	<i>Pórfido</i>	<i>4.25</i>	<i>8.91</i>	<i>29000.00</i>	<i>2044.23</i>	<i>200.47</i>
<i>M - 5D</i>	<i>Pórfido</i>	<i>4.25</i>	<i>8.89</i>	<i>21600.00</i>	<i>1522.60</i>	<i>149.32</i>

Observación: (*) Estandarizado según Protodyakonov ($L/D=2$)

ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA

Los resultados son los siguientes:

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Sub-muestra</i>	<i>Diámetro (cm)</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Resistencia a la Tracción (kg/cm²)</i>	<i>Resistencia a la Tracción (MPa)</i>
<i>M - 1</i>	<i>Mineral 1</i>	<i>A</i>	<i>4.25</i>	<i>2.59</i>	<i>2800.00</i>	<i>161.94</i>	<i>15.88</i>
		<i>B</i>	<i>4.25</i>	<i>2.57</i>	<i>2500.00</i>	<i>145.71</i>	<i>14.29</i>
		<i>C</i>	<i>4.25</i>	<i>2.61</i>	<i>2400.00</i>	<i>137.74</i>	<i>13.51</i>
		<i>D</i>	<i>4.25</i>	<i>2.57</i>	<i>2000.00</i>	<i>116.57</i>	<i>11.43</i>
		<i>E</i>	<i>4.25</i>	<i>2.63</i>	<i>1800.00</i>	<i>102.52</i>	<i>10.05</i>
<i>M - 2</i>	<i>Mineral 2</i>	<i>A</i>	<i>5.51</i>	<i>3.10</i>	<i>3000.00</i>	<i>111.81</i>	<i>10.96</i>
		<i>B</i>	<i>5.51</i>	<i>3.05</i>	<i>3500.00</i>	<i>132.59</i>	<i>13.00</i>
		<i>C</i>	<i>5.51</i>	<i>3.06</i>	<i>3900.00</i>	<i>147.26</i>	<i>14.44</i>
		<i>D</i>	<i>5.51</i>	<i>3.09</i>	<i>3800.00</i>	<i>142.09</i>	<i>13.93</i>
		<i>E</i>	<i>5.51</i>	<i>3.05</i>	<i>3000.00</i>	<i>113.64</i>	<i>11.14</i>

ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA (continuación)

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Sub-muestra</i>	<i>Diámetro (cm)</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Resistencia a la Tracción (kg/cm²)</i>	<i>Resistencia a la Tracción (MPa)</i>
<i>M - 3</i>	<i>Andesita</i>	<i>A</i>	<i>5.51</i>	<i>3.20</i>	<i>3900.00</i>	<i>140.81</i>	<i>13.81</i>
		<i>B</i>	<i>5.51</i>	<i>3.15</i>	<i>1500.00</i>	<i>55.02</i>	<i>5.40</i>
		<i>C</i>	<i>5.51</i>	<i>3.24</i>	<i>3750.00</i>	<i>133.73</i>	<i>13.11</i>
		<i>D</i>	<i>5.51</i>	<i>3.28</i>	<i>4300.00</i>	<i>151.47</i>	<i>14.85</i>
		<i>E</i>	<i>5.51</i>	<i>3.21</i>	<i>3200.00</i>	<i>115.18</i>	<i>11.30</i>
<i>M - 4</i>	<i>Tufo</i>	<i>A</i>	<i>4.25</i>	<i>2.56</i>	<i>4600.00</i>	<i>269.16</i>	<i>26.40</i>
		<i>B</i>	<i>4.25</i>	<i>2.54</i>	<i>4500.00</i>	<i>265.38</i>	<i>26.02</i>
		<i>C</i>	<i>4.25</i>	<i>2.57</i>	<i>2500.00</i>	<i>145.71</i>	<i>14.29</i>
		<i>D</i>	<i>4.25</i>	<i>2.61</i>	<i>4000.00</i>	<i>229.57</i>	<i>22.51</i>
		<i>E</i>	<i>4.25</i>	<i>2.50</i>	<i>3500.00</i>	<i>209.71</i>	<i>20.57</i>
<i>M - 5</i>	<i>Pórfido</i>	<i>A</i>	<i>4.21</i>	<i>2.43</i>	<i>3550.00</i>	<i>220.91</i>	<i>21.66</i>
		<i>B</i>	<i>4.21</i>	<i>2.49</i>	<i>4600.00</i>	<i>279.35</i>	<i>27.40</i>
		<i>C</i>	<i>4.21</i>	<i>2.40</i>	<i>3100.00</i>	<i>195.32</i>	<i>19.15</i>
		<i>D</i>	<i>4.21</i>	<i>2.44</i>	<i>3000.00</i>	<i>185.92</i>	<i>18.23</i>
		<i>E</i>	<i>4.21</i>	<i>2.41</i>	<i>3700.00</i>	<i>232.16</i>	<i>22.77</i>

ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Se han ensayado tres testigos indicados por el cliente de la muestra entregada.

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM 2664-95.

A continuación se presentan los resultados obtenidos:

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Probeta</i>	<i>Diámetro (cm)</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>Carga (kg)</i>	σ_{1max} (MPa)	σ_3 (MPa)
<i>M - 1</i>	<i>Mineral 1</i>	<i>A</i>	<i>4.25</i>	<i>7.95</i>	<i>22400.00</i>	<i>153.57 (*)</i>	<i>1.50</i>
		<i>B</i>	<i>4.25</i>	<i>7.89</i>	<i>15600.00</i>	<i>106.85 (*)</i>	<i>3.00</i>
		<i>C</i>	<i>4.25</i>	<i>8.40</i>	<i>23400.00</i>	<i>161.53 (*)</i>	<i>6.00</i>
		<i>D</i>	<i>4.25</i>	<i>8.66</i>	<i>28800.00</i>	<i>199.09</i>	<i>8.00</i>
<i>M - 2</i>	<i>Mineral 2</i>	<i>A</i>	<i>4.25</i>	<i>9.13</i>	<i>25800.00</i>	<i>178.35</i>	<i>1.75</i>
		<i>B</i>	<i>4.25</i>	<i>9.12</i>	<i>28800.00</i>	<i>199.09</i>	<i>3.50</i>
		<i>C</i>	<i>4.25</i>	<i>9.09</i>	<i>22800.00</i>	<i>157.61</i>	<i>7.00</i>
		<i>D</i>	<i>4.25</i>	<i>9.16</i>	<i>57400.00</i>	<i>396.79</i>	<i>9.00</i>

Observación: (*) Estandarizado según Protodyakonov (L/D=2)

ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (continuación)

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Probeta</i>	<i>Diámetro (cm)</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>Carga (kg)</i>	σ_{1max} <i>(MPa)</i>	σ_3 <i>(MPa)</i>
<i>M - 3</i>	<i>Andesita</i>	<i>A</i>	<i>5.51</i>	<i>11.56</i>	<i>49800.00</i>	<i>204.81</i>	<i>2.00</i>
		<i>B</i>	<i>5.51</i>	<i>11.53</i>	<i>35000.00</i>	<i>143.94</i>	<i>4.00</i>
		<i>C</i>	<i>5.51</i>	<i>11.59</i>	<i>43600.00</i>	<i>179.31</i>	<i>8.00</i>
		<i>D</i>	<i>5.51</i>	<i>11.60</i>	<i>37800.00</i>	<i>155.46</i>	<i>10.00</i>
		<i>E</i>	<i>5.51</i>	<i>11.53</i>	<i>41800.00</i>	<i>171.91</i>	<i>3.00</i>
		<i>F</i>	<i>5.51</i>	<i>11.57</i>	<i>59800.00</i>	<i>245.94</i>	<i>12.00</i>
<i>M - 4</i>	<i>Tufo</i>	<i>A</i>	<i>4.25</i>	<i>9.15</i>	<i>4000.00</i>	<i>27.65</i>	<i>1.00</i>
		<i>B</i>	<i>4.25</i>	<i>9.07</i>	<i>11400.00</i>	<i>78.81</i>	<i>2.00</i>
		<i>C</i>	<i>4.25</i>	<i>9.16</i>	<i>15000.00</i>	<i>103.69</i>	<i>4.00</i>
		<i>D</i>	<i>4.25</i>	<i>9.14</i>	<i>41600.00</i>	<i>287.57</i>	<i>7.00</i>
		<i>E</i>	<i>4.25</i>	<i>9.15</i>	<i>7000.00</i>	<i>48.39</i>	<i>3.00</i>

ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (continuación)

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Probeta</i>	<i>Diámetro (cm)</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>Carga (kg)</i>	σ_{1max} (MPa)	σ_3 (MPa)
<i>M - 5</i>	<i>Pórfido</i>	<i>A</i>	<i>4.26</i>	<i>8.91</i>	<i>66400.00</i>	<i>456.86</i>	<i>1.00</i>
		<i>B</i>	<i>4.23</i>	<i>8.90</i>	<i>25600.00</i>	<i>178.64</i>	<i>3.00</i>
		<i>C</i>	<i>4.23</i>	<i>8.89</i>	<i>66000.00</i>	<i>460.57</i>	<i>6.00</i>
		<i>D</i>	<i>4.23</i>	<i>8.91</i>	<i>57600.00</i>	<i>401.95</i>	<i>8.00</i>
		<i>E</i>	<i>4.22</i>	<i>8.90</i>	<i>69200.00</i>	<i>485.19</i>	<i>10.00</i>
		<i>F</i>	<i>4.22</i>	<i>8.89</i>	<i>72800.00</i>	<i>510.43</i>	<i>12.00</i>

ENSAYOS DE PROPIEDADES ELÁSTICAS

Los resultados son los siguientes:

<i>Muestra</i>	<i>Litología</i>	<i>Diámetro (cm)</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (GPa)</i>	<i>Constante de Poisson (ν)</i>	<i>Resistencia última (MPa)</i>
<i>M - 1</i>	<i>Mineral 1</i>	<i>4.19</i>	<i>9.14</i>	<i>16.13</i>	<i>0.47</i>	<i>151.49</i>
<i>M - 2a</i>	<i>Mineral 2</i>	<i>5.52</i>	<i>11.59</i>	<i>15.39</i>	<i>0.42</i>	<i>104.90</i>
<i>M - 2b</i>	<i>Mineral 2</i>	<i>5.52</i>	<i>11.49</i>	<i>15.39</i>	<i>0.31</i>	<i>196.69</i>
<i>M - 3 - 1</i>	<i>Andesita</i>	<i>5.51</i>	<i>11.53</i>	<i>15.76</i>	<i>0.29</i>	<i>125.85</i>
<i>M - 3 - 2</i>	<i>Andesita</i>	<i>5.52</i>	<i>11.57</i>	<i>15.62</i>	<i>0.30</i>	<i>147.52</i>
<i>M - 3 - 3</i>	<i>Andesita</i>	<i>5.52</i>	<i>11.52</i>	<i>14.84</i>	<i>0.30</i>	<i>139.32</i>
<i>M - 4 - 1</i>	<i>Tufo</i>	<i>4.19</i>	<i>9.15</i>	<i>4.58</i>	<i>0.25</i>	<i>32.00</i>
<i>M - 4 - 2</i>	<i>Tufo</i>	<i>4.19</i>	<i>9.20</i>	<i>6.61</i>	<i>0.16</i>	<i>35.56</i>
<i>M - 5 - 1</i>	<i>Pórfido</i>	<i>4.22</i>	<i>8.87</i>	<i>16.81</i>	<i>0.32</i>	<i>280.45</i>
<i>M - 5 - 2</i>	<i>Pórfido</i>	<i>4.22</i>	<i>8.91</i>	<i>16.57</i>	<i>0.32</i>	<i>263.63</i>
<i>M - 5 - 3</i>	<i>Pórfido</i>	<i>4.22</i>	<i>8.95</i>	<i>15.92</i>	<i>0.34</i>	<i>280.45</i>

ANEXO B: PLANOS

01 Plano Zonificación Geomecánica Nivel -300

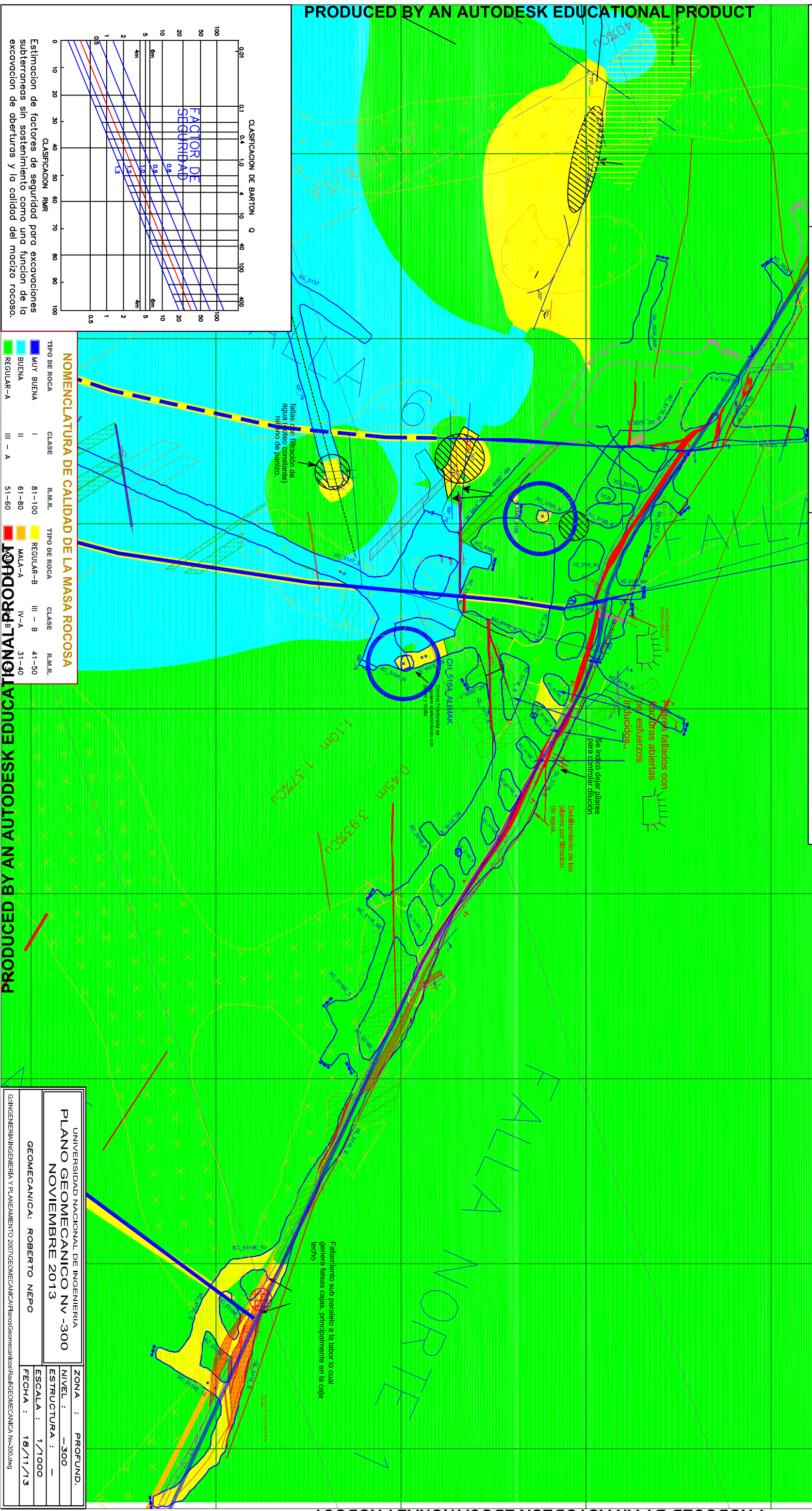
02 Plano Zonificación Geomecánica Nivel -350

03 Plano Zonificación Geomecánica Nivel -400

Tipo de Roca	ABERTURAS MÁXIMAS SIN SOPORTE	
	Permanentes	Temporales
IIIB	61	70
IIIA	51	55
IIIB	41	50
IVA	31	40
IVB	21	30

- MINA CONDESTABLE
LABORES MINERAS DE DESARROLLO Y PREPARACION SECCIONES DE 3 A 5 mts. DE ABERTURA
- IIA SIN SOPORTE O PERNOS MUY OCASIONALMENTE. DESATE DE BLOQUES INESTABLES.
 - IIIB PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES PUNTUALMENTE.
 - IIIA PERNOS HELICOIDALES DE 7 PIES SISTEMATICOS DE 7 PIES (1.4mx1.4m).
 - IIIB PERNO HELICOIDAL SISTEMATICO DE 7 PIES (ROMBO 1.2mx1.4m)+MALLA 3"x3" O SHOTCRETE DE 2" CON FIBRA.
 - IVA PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES (CUADRADO 0.90mx0.90m)+MALLA ELECTROSOLDADA DE 3"x3" Y/O SHOTCRETE DE 2"+PERNO HELICOIDAL 7 PIES.
 - IVB SHOTCRETE DE 2" CON FIBRA+PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES+MALLA ELECTROSOLDADA DE 3"x3" SIN FIBRA.

- MINA CONDESTABLE
LABORES MINERAS DE EXPLORACION
- IIIB DESATE DE BLOQUES INESTABLES. MANTOS:SOSTENIMIENTO NATURAL CON PILARES DE 5mx5m CAMARAS DE 10m.
 - IIIA VETAS: PERNO SPLIT SET DE 7 PIES PUNTUALMENTE CON PLANTILLA DE MADERA. MANTOS: SOSTENIMIENTO NATURAL CON PILARES DE 5mx5m Y CAMARAS DE 8m.
 - IIIB VETAS:PERNO SPLIT SET SISTEMATICO DE 7 PIES CON PLANTILLA DE MADERA ESPACIADO 1.5mx1.5m.
 - IIIA VETAS:PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES+MALLA ELECTROSOLDADA DE 3"x3" ESPACIADO 1.2mx1.2m.
 - IVB MANTOS: PILARES DE 5mx5m CON CAMARAS DE 5m. EVALUAR EL METODO DE EXPLORACION.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PLANO GEOMECANICO NV -300
NOVIEMBRE 2013

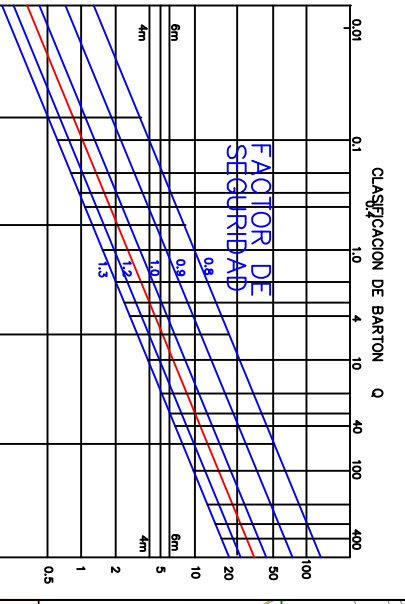
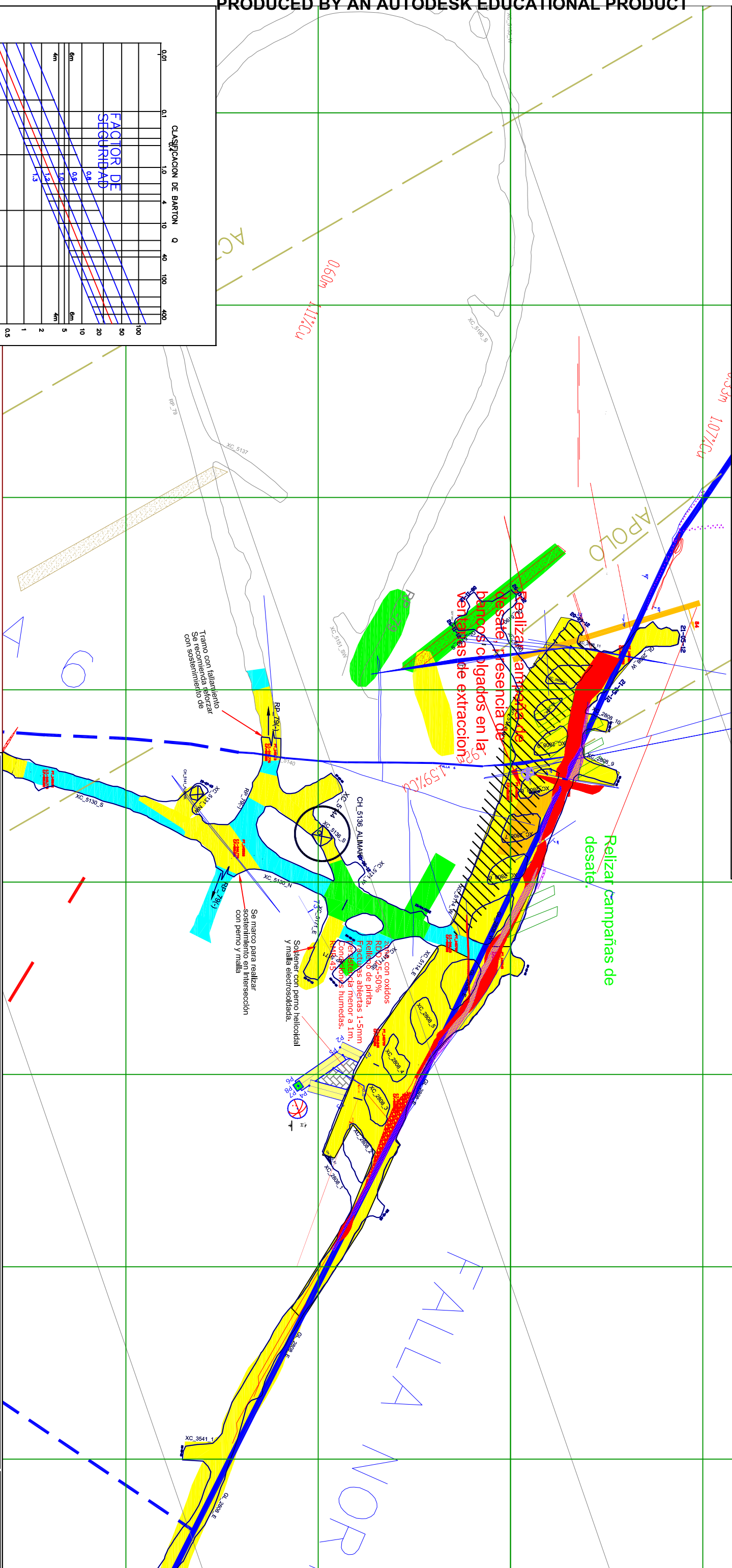
GEOMECANICA: ROBERTO NEPO

ZONA : PROFUND.
NIVEL : -300
ESTRUCTURA : -
ESCALA : 1/1000
FECHA : 18/11/13

GI:INGENIERIA/INGENIERIA Y PLANEAMIENTO 2007/GEOMECANICA/PlanosGeomecanicas/Reali/GEOMECANICA NV-300.dwg

ABERTURAS MÁXIMAS SIN SOPORTE				
Tipo de Roca	R.M.R.	Permanentes	Temporales	
IIB	61	8 m	13 m	
IIIA	51	5 m	8 m	
IIIB	41	3 m	5 m	
IVA	31	2 m	3 m	
IVB	21	30	2 m	2 m

MINA CONDESTABLE LABORES MINERAS DE DESARROLLO Y PREPARACION SECCIONES DE 3 A 9 Mts. DE ABERTURA		MINA CONDESTABLE LABORES MINERAS DE EXPLOTACION	
IIA	SIN SOPORTE O PERNOS OCASIONALMENTE. DESATE DE BLOQUES INESTABLES.	IIB	DESATE DE BLOQUES INESTABLES. MANTOS/SOSTENIMIENTO NATURAL CON PILARES DE 6mX5m CAMARAS DE 10m.
IIB	PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES PUNTUALMENTE. PERNOS HELICOIDALES DE 7 PIES SISTEMATICOS DE 7 PIES (1.4mX1.4m).	IIIA	VEJAS: PERNO SPLIT SET DE 7 PIES PUNTUALMENTE CON PLANILLA DE MADERA. MANTOS/SOSTENIMIENTO NATURAL CON FILARES DE 6mX5m Y CAMARAS DE 8m.
IIIA	PERNO HELICOIDAL SISTEMATICO DE 7 PIES (ROMBO 1.2mX1.4m)+MALLA 3'X3' O SHOTCRETE DE 2' CON FIBRA.	IIIB	VEJAS: PERNO SPLIT SET SISTEMATICO DE 7 PIES CON PLANILLA DE MADERA ESPACIADO 1.5mX1.5m. MANTOS: FILARES DE 6mX5m CAMARAS DE 6m.
IIVA	PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES (CUADRADO 0.90mX0.90m)+MALLA ELECTROSOLDADA DE 3'X3' Y/O SHOTCRETE DE 2'+PERNO HELICOIDAL 7 PIES.	IIVA	VEJAS: PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES +MALLA MANTOS: FILARES DE 6mX5m CON CAMARAS DE 6m.
IIVB	SHOTCRETE DE 2' CON FIBRA+PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES+MALLA ELECTROSOLDADA DE 3'X3'+SHOTCRETE DE 1' SIN FIBRA.	IIVB	EVALUAR EL METODO DE EXPLOTACION.



Estimacion de factores de seguridad para excavaciones subterranas sin sostenimiento como una funcion de la excavacion de aberturas y la calidad del macizo rocoso.

NOMENCLATURA DE CALIDAD DE LA MASA ROCOSA

TIPO DE ROCA	TIPO DE ROCA	TIPO DE ROCA	TIPO DE ROCA
MUY BUENA	REGULAR-B	MALA-A	REGULAR-A
BUENA	MALA-B	MALA-B	REGULAR-A

CLASE	CLASE	CLASE	CLASE
I	II - B	III - A	IV - B
II	IV - A	III - A	IV - B
III - A	31-40	21-30	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	ZONA :	PROFUND.
PLANO GEOMECANICO	NIVEL :	-350
NIVEL -350	ESTRUCTURA :	-
GEOMECANICA : ROBERTO NEPO	ESCALA :	1/1000
	FECHA :	18/1/2013

INGENIERIA INGENIERIA Y PLANEAMIENTO 2007/GEOMECANICA/PlanoGeomecanica/Real/GEOMECANICA N.-350.dwg

MINA CONDESTABLE
LABORES MINERAS DE DESARROLLO Y PREPARACION SECCIONES DE 3 A 5 METROS DE ABERTURA

- IIIA** SIN SOPORTE O PERNOS MUY DECASIONALMENTE. DESATE DE BLOQUES INESTABLES.
- IIIB** PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES PUNTUALMENTE.
- IIIA** PERNOS HELICOIDALES DE 7 PIES SISTEMATICOS DE 7 PIES (1.4m x 1.4m).
- IIIB** PERNO HELICOIDAL SISTEMATICO DE 7 PIES (ROMBO 1.2m x 1.4m) + MALLA 3"x3" O SHOTCRETE DE 2' CON FIBRA.
- IIIA** PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES CUADRADADO (0.90m x 0.90m) + MALLA ELECTROSOLDADA DE 3"x3" Y/O SHOTCRETE DE 2' + PERNO HELICOIDAL 7 PIES.
- IIIV** SHOTCRETE DE 2' CON FIBRA + PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES + MALLA ELECTROSOLDADA DE 3"x3" + SHOTCRETE DE 1' SIN FIBRA.

MINA CONDESTABLE
LABORES MINERAS DE EXPLOTACION

- IIIB** DESATE DE BLOQUES INESTABLES. MANTOS/SOSTENIMIENTO NATURAL CON PILARES DE 5m x 5m CAMARAS DE 10m.
- IIIA** VETAS: PERNO SPLIT SET DE 7 PIES PUNTUALMENTE CON PLANTILLA DE MADERA. MANTOS/SOSTENIMIENTO NATURAL CON PILARES DE 5m x 5m Y CAMARAS DE 8m.
- IIIB** VETAS: PERNO SPLIT SET SISTEMATICO DE 7 PIES CON PLANTILLA DE MADERA ESPACIADO 1.5m x 1.5m. MANTOS: PILARES DE 5m x 5m CAMARAS DE 6m.
- IIIV** VETAS: PERNO HELICOIDAL DE 7 PIES + MALLA ELECTROSOLDADA DE 3"x3" ESPACIADO 1.2m x 1.2m. MANTOS: PILARES DE 5m x 5m CON CAMARAS DE 5m.
- IIVB** EVALUAR EL METODO DE EXPLOTACION.

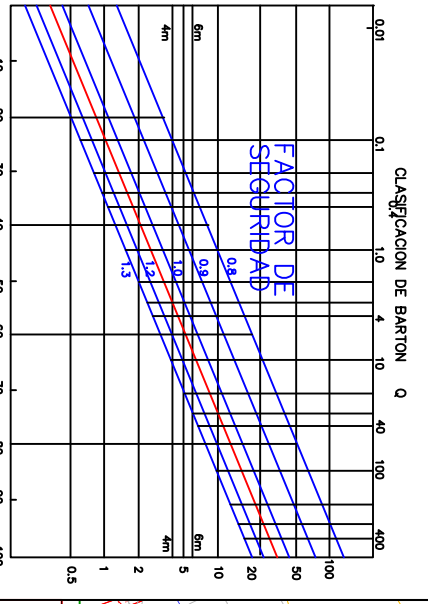
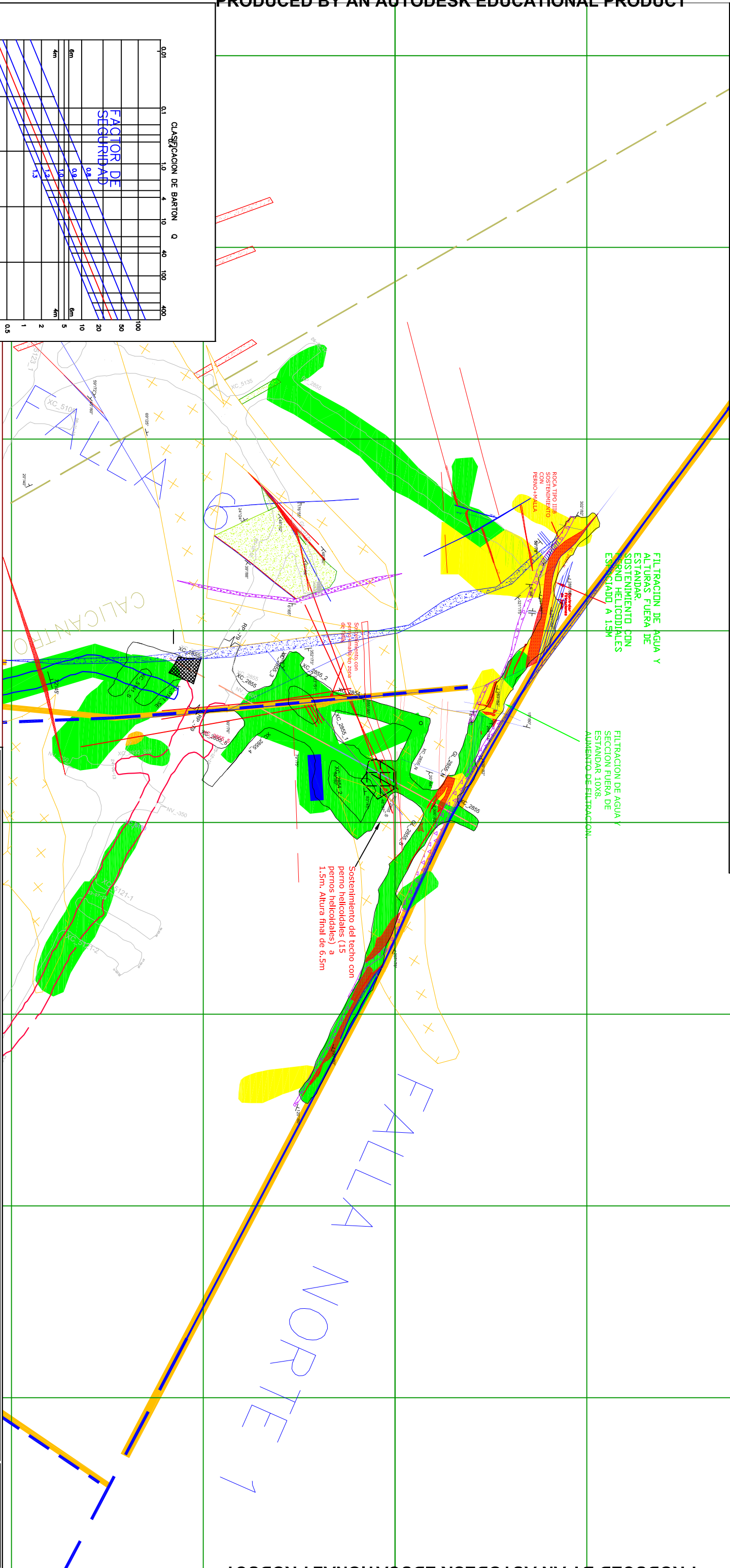
ABERTURAS MAXIMAS SIN SOPORTE

Tipo de Roca	R.M.R.	Permanentes (m)	Temporales (m)
IIA	71	80	20
IIIB	61	70	13
IIIA	51	60	8
IIIB	41	50	5
IIIV	31	40	3
IIVB	21	30	2

MINA CONDESTABLE
TABLA DE ABERTURAS MAXIMAS

FILTRACION DE AGUA Y ALTURAS FUERA DE ESTANDAR. SOSTENIMIENTO CON PERNO HELICOIDALES ESPACIADO A 1.5M.

FILTRACION DE AGUA Y SECCION FUERA DE ESTANDAR 10X8. AUMENTO DE FILTRACION.



NOMENCLATURA DE CALIDAD DE LA MASA ROCOSA

TIPO DE ROCA	CLASE	R.M.R.	TIPO DE ROCA	CLASE	R.M.R.
MUY BUENA	I	81-100	REGULAR-B	III - B	41-50
BUENA	II	61-80	MAJA-A	IV-A	31-40
REGULAR-A	III - A	51-60	MAJA-B	IV-B	21-30

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PLANO GEOMECANICO
NIVEL -400

GEOMECANICA : ROBERTO NEPO

ZONA : PROFUND.
NIVEL : -400
ESTRUCTURA : -
ESCALA : 1/1000
FECHA : 18/11/2013

INGENIERIA INGENIERIA Y PLANEAMIENTO 2007/GEOMECANICA/PlanosGeomecanicos/RaulVEGMECANICA NV--400.dwg

Phase2 Analysis Information

Project Settings

Document Name: input condestable 2014.fez
Last saved with Phase2 version: 7.013
Project Title: Project1
Number of Stages: 6
Analysis Type: Plane Strain
Solver Type: Gaussian Elimination
Units: Metric, stress as MPa

Stress Analysis

Maximum Number of Iterations: 500
Tolerance: 0.001
Number of Load Steps: Automatic
Convergence Type: Absolute Energy
Tensile Failure: Reduces Shear Strength
Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

Groundwater

Method: Piezometric Lines
Pore Fluid Unit Weight: 0.00981 MN/m³

Field Stress

Field stress: gravity
Ground surface elevation: 400 m
Unit weight of overburden: 0.027 MN/m³
Total stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 1
Total stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 1
Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

Mesh

Mesh type: graded
Element type: 3 noded triangles
Number of elements on Stage 1: 1517
Number of nodes on Stage 1: 789
Number of elements on Stage 2: 1455
Number of nodes on Stage 2: 774
Number of elements on Stage 3: 1517
Number of nodes on Stage 3: 789
Number of elements on Stage 4: 1461
Number of nodes on Stage 4: 777
Number of elements on Stage 5: 1517
Number of nodes on Stage 5: 789
Number of elements on Stage 6: 1493
Number of nodes on Stage 6: 784

Mesh Quality

All elements are of good quality

Poor quality elements defined as:

Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00

Minimum interior angle < 2.0 degrees

Maximum interior angle > 175.0 degrees

Material Properties

Material: Andesita

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	0.027 MN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	12679.1 MPa
Poisson's ratio	0.3
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	158.6 MPa
mb parameter	2.76039
s parameter	0.004587
a parameter	0.503276
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: Porfido

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	0.028 MN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	13430.4 MPa
Poisson's ratio	0.3
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	125.9 MPa
mb parameter	2.72606
s parameter	0.005214
a parameter	0.503051
Piezo to use	None

Ru value	0
----------	---

Material: Tufo

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	0.03 MN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	8119.2 MPa
Poisson's ratio	0.3
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	91.8 MPa
mb parameter	1.90735
s parameter	0.00187
a parameter	0.50535
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: Mineral

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	0.026 MN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	500 MPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 MPa
Peak friction angle	45 degrees
Peak cohesion	0.05 MPa
Material type	Elastic
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: Relleno mineralizado

Initial element loading	body force only
Unit weight	0.027 MN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	20000 MPa
Poisson's ratio	0.3

Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 MPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	10.5 MPa
Material type	Elastic
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: Relleno desmonte

Initial element loading	body force only
Unit weight	0.023 MN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	12679.1 MPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 MPa
Peak friction angle	40 degrees
Peak cohesion	0 MPa
Material type	Elastic
Piezo to use	None
Ru value	0

List of All Coordinates

Excavation boundary

X	Y
190.014	199.768
184.64	199.768
181.795	184.138
173.966	141.126
166.439	99.7683
172.151	99.7683
179.539	141.126
187.222	184.138

External boundary

X	Y

20.0686	12.4614
101.179	12.4614
143.525	12.4614
156.919	12.4614
198.231	12.4614
347.818	12.4614
347.818	269.276
265.746	269.276
211.645	269.276
192.893	269.276
161.942	269.276
20.0686	269.276

Material boundary

X	Y
101.179	12.4614
161.942	269.276

Material boundary

X	Y
198.231	12.4614
265.746	269.276

Material boundary

X	Y
181.795	184.138
187.222	184.138

Material boundary

X	Y
173.966	141.126
179.539	141.126

Material boundary

X	Y
192.893	269.276

143.525	12.4614
---------	---------

Material boundary

X	Y
211.645	269.276
156.919	12.4614