



JUAN CARLOS CORREA OLAN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO PARA DEFINIR LOS PARÁMETROS
GEOMECÁNICOS DE DISEÑO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS
EN UN PROYECTO UBICADO EN PÁNFILO NATERA,
ZACATECAS.**

Tesis que para obtener el Título de Ingeniero Geólogo presenta:

Juan Carlos Correa Olan

NOVIEMBRE de 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



ÍNDICE

CAPITULO	CONTENIDO	
	RESUMEN	5
1.0	INTRODUCCIÓN	6
2.0	ALCANCES Y OBJETIVOS	7
3.0	ANTECEDENTES GENERALES	8
4.0	RESUMEN DE INFORMACIÓN PREVIA	10
4.1	PRIMERA ETAPA	10
4.2	SEGUNDA ETAPA	11
4.3	GEOFISICA	12
5.0	GEOLOGIA Y GEOTECNIA	15
5.1	MODELO GEOLOGICO	15
5.2	MODELO GEOTECNICO	16
5.3	MODELO ESTRUCTURAL	17
5.4	CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO	21
5.5	CONDICIÓN DE ESFUERZOS	22
5.6	CLASIFICACIÓN RMR	24
5.7	CLASIFICACIÓN GSI	26
5.8	MECANISMOS DE INESTABILIDAD	28
6.0	ANÁLISIS MINERO-GEOTECNICO	30
6.1	DIMENSIONAMIENTO DE UNIDADES DE EXPLOTACIÓN	30
6.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DIMENSIONAMIENTO DE PANELES (METODO DE MATHEWS)	30
6.3	DIMENSONAMIENTO DE PILARES PARA LA EXPLOATCIÓN POR EL METODO DE SALONES Y PILARES	38
6.3.1.	CONSIDERACONES DE DISEÑO	38
6.3.1.1.	RESISTENCIA DE LA ROCA	38
6.3.1.2.	INESTABILIDAD ESTRUCTURAL	43
6.4	CONSIDERACIONES PARA ESTE PROYECTO	43
6.5	CASO 1 PILARES CUADRADOS DE 8 m	45
6.6	RESULTADOS PARA PILARES CUADRADOS DE 8 m	50
6.7	CASO 2 PILARES RECTANGULARES DE 12 m DE ANCHO POR 30 m DE LARGO	52
6.8	RESULTADOS PARA PILARES RECTANGULARES DE 12 m	56



	DE ANCHO POR 30 m DE LARGO	
7.0	CALCULO DE ESFUERZOS EN PILARES RECTANGULARES POR EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS	58
8.0	RECOMENDACIÓN DEL SENTIDO DE AVANCE DE LA EXCAVACIÓN	59
9.0	SEGUIMIENTO GEOTECNICO	61
10.0	CONCLUSIONES	61
10.1.	DE LAS DIMENSIONES DE LAS UNIDADES DE EXPLOTACIÓN	61
10.2	DE LAS DIMENSIONES DE LOS PILARES	62
11.0	RECOMENDACIONES	64
	BIBLIOGRAFÍA	65

INDICE DE FIGURAS

FIGURA	CONTENIDO
5.1	Estado de esfuerzos para un panel de 20 x 20 m. en esta caso los esfuerzos horizontales son de 7.4 Mpa.
5.2	Estado de esfuerzos para un grupo de paneles con pilar intermedio de 5m.
5.3	Estado de esfuerzos con un pilar de cabeza de 10m.
5.4	Clasificación GSI, Hoek y Marinos 2000.
5.5	Condiciones naturales de inestabilidad en excavaciones de túneles en roca.
6.1	Grafico De estabilidad de Mathews
6.2	Calidad de la roca de las zonas de explotación.
6.3	Factor de ajuste A del método de Mathews
6.4	Factor de ajuste B del método de Mathews.
6.5	Factor de ajuste C del método de Mathews.
6.6	Resultados del método de Mathews
6.7	Se muestra que las dimensiones máximas de las paredes de los rebajes deben tener Radios Hidráulicos menores a 10.0 m
6.8	Dimensiones de paneles propuestas
6.9	Resistencia del pilar
6.10	Relación de esbeltez para diferentes alturas de pilares



JUAN CARLOS CORREA OLAN

- 6.11 Grafica de relación de esfuerzo entre resistencia para varias relaciones de esbeltez.
- 6.12 Área tributaria para pilares cuadrados de 8m y espaciamiento de 20m
- 6.13 Distribución de pilares rectangulares de 12x30m con espaciamientos de 20m
- 7.1 Esfuerzos en los pilares calculados por medio de método numérico de elementos finitos
- 8.1 Recomendación del sentido de avance de la explotación
- 10.1 Isométrico de los pilares propuestos de 12x30m.



RESUMEN

En el presente estudio se integró la información de los dos estudios previos en los cuales se tenía planteado que el método de explotación sería mediante un tajo.

Debido a los requerimientos del proyecto se decidió que la explotación de yacimiento se realizara mediante minado subterráneo, por lo cual había que definir los parámetros geomecánicos para llevar a cabo el diseño de las obras subterráneas, para esto el trabajo se dividió en dos partes.

Una parte de este trabajo consistió en la integración de la información de estos dos estudios con el objetivo de realizar la clasificación geomecánica GSI (Geological strength index) la cual se realizó en 40 barrenos, esta información se generó con el objetivo tener datos para crear un modelado numérico en 3D con algún software comercial.

La otra parte de estos trabajos consistió en definir el tamaño de los paneles de explotación mediante los métodos empíricos que son de uso general en la minería; en este estudio se utilizó el método de Mathews, y los datos de calidad de la roca obtenidos de los estudios anteriores. Los resultados del método gráfico de Mathews fueron que se pueden dejar claros de hasta 40 m y 20 m de altura.

Para el diseño se recomiendan paneles de 20m de ancho por 20 m de alto, con una secuencia de minado donde se explota de abajo hacia arriba, y se rellena con pasta.

Se realizó también análisis con el software libre Examine 2D, donde se modelaron los posibles esfuerzos que se presentaran en las obras de minado subterráneo.

El análisis se realizó para la distribución del esfuerzo principal alrededor de una excavación con una geometría cuadrada a una profundidad de 200 donde el esfuerzo vertical in situ es mayor al esfuerzo horizontal.



1.0 INTRODUCCIÓN

El presente trabajo trata de un estudio geotécnico para definir los parámetros geomecánicos de diseño de obras subterráneas en el proyecto minero ubicado en Pánfilo Natera, Zacatecas. Con el objetivo de estimar parámetros de diseño que permitan dimensionar paneles de explotación estables, definir el modelo geotécnico para obtener los límites y, los valores para que se puedan utilizar en la modelación numérica del yacimiento mediante elementos finitos.

El trabajo se dividió en dos partes, una parte es la clasificación GSI para 40 barrenos; esta información es necesaria para la generación del modelo numérico en 3D que se debe realizar posteriormente. Para la elaboración de dicha clasificación se utilizaron las fotografías y registros de los barrenos disponibles de las dos etapas de estudios anteriores. Se revisó cada plano de fotografía y su registro respectivo para calificar la calidad de la roca en intervalos a profundidad con ayuda de la tabla del GSI modificada por Marinós y Hoek en el 2000.

La otra parte del estudio, el cual es motivo de este trabajo se refiere al dimensionamiento de paneles estables para su explotación; estas dimensiones se obtuvieron mediante el método gráfico (Mathews) y se utilizaron los métodos de Lunder y Pakalnis (1997), Golder Associates, NIOSH (2007) y Overt and Duvall para el dimensionamiento de pilares; por otro lado, se realizaron modelos con el software EXAMINE 2D para estimar los esfuerzos horizontales que se presentaran en las obras subterráneas.



2.0 ALCANCES Y OBJETIVOS

A continuación se enlistan los alcances y objetivos este trabajo:

- Analizar la información de los estudios previos realizados en las varias etapas de exploración del proyecto.
- De ser posible obtener parámetros geomecánicos a partir de las velocidades de propagación de las ondas P y ondas S, de los estudios anteriores.
- Realizar la clasificación empíricas del macizo rocoso de GSI.
- Calibrar los modelos geológico, estructural y geotécnico para los bloques a explotar.
- Definir los datos necesarios para alimentar el modelo en 3D.



3.0 ANTECEDENTES GENERALES

Históricamente el primer propietario que se recuerda data de 1928, el cual al final de la segunda guerra mundial, explotó alrededor de un millón de toneladas de óxidos de zinc y cobre, los cuales se extrajeron por tiros denominados Glory Holes. El mineral se enviaba a concentrar a la Fundición de ASARCO en Ciudad Juárez México.

La exploración moderna del yacimiento, a base de perforaciones de diamante con recuperación de núcleos, se llevó a cabo en tres etapas.

- La etapa I se completó entre mayo de 2006 a febrero de 2007, en esta se perforaron 33 barrenos con un total de 8 011 m, la mayoría en una cuadrícula de 70x70m, con una profundidad promedio de 258 m y una profundidad máxima de 420 m.
- En la etapa II, terminada entre enero de 2008 y marzo de 2008, se perforaron 15 barrenos, que totalizaron 4138 m de perforación, colocados en una cuadrícula de 50x50m.
- En una etapa III, en el año de 2010, se perforaron 7 barrenos con un total de 1542 m.

En el año de 2007 se inició la etapa final de exploración geológica del yacimiento para determinar las reservas comprobadas, que se termino en el año de 2009.

La exploración geológica se efectuó con barrenos distanciados 50m. En esa fecha se tuvieron 48 barrenos con los que se logró delimitar el cuerpo mineral que contiene reservas con valor comercial, que permiten desarrollar el proyecto de explotación de este mineral.

Para los estudios de geotecnia realizados en 2009 la compañía propietaria del lote minero realizó la geología superficial de la zona del yacimiento, el estudio de los núcleos, el análisis de leyes en laboratorio y la evaluación del yacimiento.

En el año de 2010, llevó a cabo la perforación de 15 barrenos con recuperación de núcleos; se efectuó la geología superficial regional y de detalle, se efectuó el análisis de los núcleos de la exploración, se realizaron pruebas de laboratorio en núcleos, en siete barrenos se emplearon los métodos de registros geofísicos de



JUAN CARLOS CORREA OLAN

pozo SP (Potencial Espontáneo), registro sísmico de onda completa, registro de Rayos Gamma o GR (“Gamma-Ray”) y Acoustic Televiewer , así como el estudio de los frentes de la explotación subterránea a la que se tenía acceso en el año de 2010, con toda esta información se elaboró el modelo geotécnico para desarrollar el proyecto de la explotación en Tajo.



4.0 RESUMEN DE INFORMACIÓN PREVIA

Para realizar este trabajo se analizó la información de los estudios anteriores dividido en dos etapas.

4.1 PRIMERA ETAPA

La primera etapa fue realizada en 2009 con el objetivo de definir el ángulo estable, óptimo, al que se puede excavar el talud general del tajo; se tomó en cuenta la resistencia de las rocas presentes en el área y sus sistemas estructurales, así mismo se propusieron alternativas para excavar con taludes más inclinados por medio de un sistema de soporte artificial. El objetivo de este estudio era realizar la explotación de los sulfuros de zinc y plomo con un tajo a cielo abierto de unos 200 m de profundidad.

Para efectuar el estudio se analizaron los núcleos, de barrenos efectuados para la exploración del yacimiento mineral; se efectuó la revisión, y el análisis de 32 barrenos de, los 42 realizados para la exploración de reservas mineras del proyecto de Tajo. Con estos datos se formuló el modelo de resistencia del terreno y se determinó la estabilidad de los taludes.

Además, se efectuó el levantamiento geológico estructural y geotécnico en: la superficie, en, las canteras, en varias catas hechas para el muestreo del mineral y en la obra subterránea. Con los datos recopilados se realizó el modelo estructural del terreno y se analizó desde el punto de vista de su estabilidad estructural. Todos estos datos se procesaron para zonificar el terreno de acuerdo a la calidad de la roca mediante la clasificación empírica de Bieniawski o RMR, para formular el modelo geotécnico. Con el análisis de los modelos de resistencia del terreno, del análisis de la estabilidad, mediante el uso de estereogramas y métodos analíticos y del modelo geotécnico, se estimó el ángulo general de inclinación de los taludes estables. También se definieron alternativas con un soporte artificial. Como resultado de esos estudios se concluyó lo siguiente: El tajo sería excavado en granitos, calizas, tobas y basalto. La mayor parte de las paredes del tajo estarán excavadas en granitos y tobas. De acuerdo al levantamiento estructural la inclinación máxima de las paredes finales del talud general del tajo queda limitada por un sistema de



fracturamiento en los granitos que buza a 56°. Debido a que los granitos tienen alteración y las tobas son rocas blandas, la inclinación recomendada para que los taludes sean estables a mediano plazo (7 a 10 años) está en el rango de 45° a 48°.

4.2 SEGUNDA ETAPA

La segunda fase de estudios se realizó en 2010. En esta fase se efectuaron 8 perforaciones con recuperación de núcleos. Están situadas de tal manera que cortan las paredes finales del diseño del proyecto de Tajo. Se analizaron también los núcleos de siete nuevas perforaciones de la ampliación de exploración del yacimiento; estas se encuentran cercanas a las paredes finales del tajo y se realizaron, entre Agosto y Septiembre de 2010.

Los núcleos de los 15 barrenos, se analizaron megascópicamente para obtener datos de la litología, la calidad del terreno y el fracturamiento. Los datos obtenidos se consignan en planos. Del estudio de los núcleos se obtuvieron los siguientes datos:

- Porcentaje de recuperación de la muestra por tramo perforado.
- Medición del R.Q.D y del porcentaje de fracturas por metro.
- Medición de las inclinaciones de las fracturas, por cada 15° grados de inclinación
- Clasificación de las unidades litológicas y petrográficas
- Clasificación de la calidad geotécnica del terreno de acuerdo a la clasificación de GSI y de Bieniawski.
- Fotografía digital de cada una de las cajas de muestreo que contienen los núcleos de roca para integrarlas en planos de AUTOCAD de 60x90.

Se midió en campo con el martillo de Schmidt el factor de rebote de tramos del núcleo, para obtener con los datos de su peso específico la resistencia a la compresión simple, de acuerdo a las recomendaciones de la International Society of Rock Mechanics.

Se seleccionaron y enviaron muestras de los núcleos de 15 barrenos al laboratorio de mecánica de rocas y suelos para obtener los siguientes parámetros:

- Peso específico



- Resistencia a la compresión simple
- Carga puntual
- tecno-compresión

Los datos de estos 15 barrenos se correlacionaron con los resultados obtenidos en 18 barrenos estudiados en la campaña de 2009.

4.3 GEOFISICA

Dentro de 7 de los 15 barrenos, perforados en 2010, se efectuó un trabajo de registros geofísicos de pozos para obtener datos de resistencia del terreno, porcentaje de arcilla, resistividad, dirección e inclinación de discontinuidades. Los datos obtenidos representan un registro continuo en todo el barreno, se consignan los valores obtenidos en planos que se muestran en el anexo de dicho estudio, a continuación se presentan un resumen de los datos obtenidos:

Barreno CG-III:

Profundidad (m)	Litología	Rango	Rayos Gamma (cps)	Resistencia (Ω -m)	Velocidad (m/s)	ΔT (m/s)	Porosidad ϕ	Densidad (gr/cm ³)
0 - 198	Granito	Mínimo	14.47	29.17	658	120	0.0019	1.50
		Máximo	334.54	668.02	8274	1459	2.62	2.77
		Promedio	148.90	95.53	4245	300	0.4036	2.29

Barreno CG-IV

Profundidad (m)	Litología	Rango	Rayos Gamma (cps)	Resistencia (Ω -m)	Velocidad (m/s)	ΔT (m/s)	Porosidad ϕ	Densidad (gr/cm ³)
0 - 71	Basalto	Mínimo	30.08	3.07	363.7	224.75	0.16	1.47
		Máximo	281.25	65.52	4449.3	1322.15	2.60	2.45
		Promedio	148.133	11.8	2296.4	522.74	0.82	2.06
71 - 90	Brecha	Mínimo	18.25	4.79	2062	82.11	0.010	2.00
		Máximo	282.32	20.36	6258	484.73	0.61	2.31
		Promedio	177.44	12.04	2908	358.88	0.26	2.14
90 - 142	Caliza	Mínimo	7.92	118.4	1036	78.46	0.0012	1.51
		Máximo	289.2	712.1	8477	964.97	1.83	2.40
		Promedio	86.93	110.8	4018	283.52	0.312	2.08
142 - 200	Granito	Mínimo	13.2	95.9	1064	80.65	0.0009	1.68
		Máximo	254.4	300.6	7488	1000.74	2.001	2.59
		Promedio	168.7	163.8	4372	257.62	0.219	2.34

**Barreno CG-V:**

Profundidad (m)	Litología	Rango	Rayos Gamma (cps)	Resistencia (Ω -m)	Velocidad (m/s)	ΔT (m/s)	Porosidad ϕ	Densidad (gr/cm ³)
0 - 16	Caliza	Mínimo	8.018	123.15	671	142	1.5	1.05
		Máximo	202.406	166.36	6563	1489	0.006	1.83
		Promedio	78.81	146.02	3178	367	0.48	1.27
16 - 198	Granito	Mínimo	74.64	34.44	556	121	0.004	0.96
		Máximo	462.23	262.80	6772	1789	3.99	1.93
		Promedio	155.10	108.49	1949	599	1.023	1.43

Barreno CG-VII:

Profundidad (m)	Litología	Rango	Rayos Gamma (cps)	Resistencia (Ω -m)	Velocidad (m/s)	ΔT (m/s)	Porosidad ϕ	Densidad (gr/cm ³)
0 - 199	Granito	Mínimo	9.77	34	812	121.3	0.0014	1.57
		Máximo	264.12	977	8241	1231.3	2.57	2.52
		Promedio	159.319	210	4268	307.1	0.47	2.21

Barreno X-64:

Profundidad (m)	Litología	Rango	Rayos Gamma (cps)	Resistencia (Ω -m)	Velocidad (m/s)	ΔT (m/s)	Porosidad ϕ	Densidad (gr/cm ³)
0 - 22	Caliza	Mínimo	42.25	71.89	893	169	0.010	1.055
		Máximo	249.70	124.39	5899	1119	2.19	1.708
		Promedio	139.50	99.26	2274	512	0.79	1.377
22 - 78	Granito	Mínimo	60.55	16.29	772	125	0.012	0.97
		Máximo	261.09	537.12	7763	1293	2.73	1.77
		Promedio	167.48	84.27	3001	460	0.79	1.33
78 - 85	Caliza	Mínimo	44.91	93.82	2041	1289	0.004	1.05
		Máximo	152.17	169.60	7756	489	0.746	1.38
		Promedio	95.68	131.36	3473	335	0.45	1.27
85 - 198	Granito	Mínimo	61.08	15.65	924	125	0.011	1.08
		Máximo	309.92	191.903	7900	1081	2.20	1.69
		Promedio	160.98	59.23	3678	312	0.33	1.22

**Barreno X-66:**

Profundidad (m)	Litología	Rango	Rayos Gamma (cps)	Resistencia (Ω -m)	Velocidad (m/s)	ΔT (m/s)	Porosidad ϕ	Densidad (gr/cm ³)
0 – 111	Granito	Mínimo	33.45	8.99	1668	121	0.002	1.09
		Máximo	271.60	206	8259	599	0.99	1.45
		Promedio	141.20	69.56	3641	308	0.30	1.22
111 -115	Caliza	Mínimo	131	145	2408	193.11	0.064	1.09
		Máximo	226	194	5178	293.35	0.29	1.21
		Promedio	170	172	4172	242.95	0.17	1.15
115 – 198	Granito	Mínimo	110.25	161.73	1742	161	0.0029	1.09
		Máximo	262.59	6808	7163	6808	0.93	1.43
		Promedio	182.28	1748	5059	1748	0.182	1.17
	Sin Litología	Mínimo	--	--	--	--	--	--
		Máximo	--	--	--	--	--	--
		Promedio	--	--	--	--	--	--

Conclusiones:

Se tendrán tres zonas de terrenos diferentes la primera entre los azimut 330° a 150°, la segunda de 150° a 240° y la tercera de 240 a 330 °

- Las condiciones del terreno mejoran, fuera del yacimiento mineral y que la inclinación general del tajo podrá ser más inclinada en 4 a 8° de la que se había estimado en la primera etapa.
- De 330° a 150° la inclinación deberá ser de 48° y cada 60° se podrá aumentar en 2° hasta llegar a 56°.
- De los 150° a los 300° la inclinación general podrá ser de 52° a 58°, reduciéndola en los siguientes 30° a 48°

De estas dos etapas de estudios, cuyo objetivo era determinar las características geotécnicas de la roca para realizar la explotación por medio de un tajo, se retomaron el modelo geotécnico y el modelo geológico, así como los datos de laboratorio para realizar los análisis del presente estudio.



5.0 GEOLOGIA Y GEOTECNIA

5.1 MODELO GEOLOGICO

Se define de un bloque de caliza del cretácico inferior fue levantado por fuerzas de carácter orogénico continental. Durante esta etapa se pudieron haber inyectado minerales en forma de mantos y vetas en las calizas, con la formación de Skarn mineralizando a skarn a partir de la caliza en contacto con el granito; en el granito se produjo una alteración del tipo sericitación, en una halo paralelo a este contacto, de 5 a 20m.

Durante el levantamiento del terreno parece haberse originado una etapa de circulación de agua, que produjo una karstificación y probablemente, una oxidación de la mineralización. El terreno fue erosionado hasta descubrir calizas y granitos. Siguió una etapa de vulcanismo ácido que cubre el terreno erosionado. En superficie se han desarrollado suelos y materiales granulares de talud, así como, tucurugüay en los primeros 5m del granito.

Durante esta etapa se debe haber producido por hidrotermalismo un depósito de minerales en los huecos de la karsticidad desarrollada en las calizas. Cerca del yacimiento existe un cuello volcánico o chimenea hidrotermal del oligoceno.

Durante esta etapa se produjo una alteración intensa en los granitos en un halo cercano a la fuente de calor, la cual tendrá que dimensionarse con exploración adicional para entender y delimitar el área donde se presenta esta alteración.

Finalmente y después de un tiempo sin vulcanismo y de erosión se extravasaron los basaltos, quizá por alguna fractura de la tectónica de distensión que formó los gravens que se encuentran al W y E del yacimiento mineral.

Con la extrusión de basalto se terminó la etapa de vulcanismo y se desarrolló por meteorización la topografía actual. Durante este tiempo ocurre el movimiento de agua subterránea que originó la zona de oxidación.

Existe una inyección de mineralización que satura la porosidad de la caliza con cierta karsticidad. También se forman mantos entre los planos de estratificación, principalmente en la zona de contacto entre las dos formaciones de calizas.

5.2 MODELO GEOTECNICO



La tectónica y los fenómenos asociados de mineralización, erosión, alteración hidrotermal y meteórica dieron lugar a la formación del modelo geotécnico del terreno y a una parte de sus características geotécnicas.

El granitos se puede considerar como un terreno fracturado continuó en la dirección de las fracturas F1, F2 y F5 y fracturado discontinuo en el sentido de las fracturas o figuras geométricas que forman las fracturas F3 y F4.

Se considera que es un terreno fracturado abierto, con alteración. Permeable en los primeros 6 a 13 m. Debido a la abertura de las fracturas por descompresión y rebote elástico del terreno. Este fenómeno se produce por la erosión, desde que el batolito estaba cubierto por otras rocas hasta su condición actual. Después de los 13m de profundidad se considera un terreno fracturado cerrado, impermeable y sano sin alteración.

Tanto el bloque de calizas como los granitos estuvieron expuestos a la erosión por lo que se desarrolló una morfología característica. Sobre esta superficie se depositaron rocas volcánicas ácidas; al término de este evento hubo nuevamente la emisión de flujos de lava basáltica.

La zona de contacto entre calizas y rocas volcánicas tiene una zona de material areno-limoso con un espesor de 3 m; este contacto se debe considerar como un terreno de roca muy blanda.

La zona de contacto entre granitos y rocas volcánicas contiene un paleosuelo de arena limosa y una zona de tucurugüay del orden de 5 a 10 m de espesor.

Estos materiales de la zona de contacto ya constituyen una roca blanda, que es susceptible de alteración y erosión, por lo que unos meses a un año después de haberla excavado se comportara como suelo.

El proyecto de excavación tiene la forma de un cono ligeramente elipsoidal

La mayor parte de los taludes finales del tajo quedarán en granitos de mala calidad.

La inclinación general estable máxima a la que se pueden excavar estas rocas es 45°.

Otra parte importante quedará excavada en rocas volcánicas blandas las cuales su talud general estable es también de 45°.

Se estima que al llegar a los granitos sanos y en las calizas se puede excavar con inclinaciones de los taludes hasta de 60°.



5.3 MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural del yacimiento fue resultado de las dos etapas de estudios previos, y se dividió de acuerdo a los tres tipos de roca presentes en el yacimiento, que son granitos, calizas y rocas volcánicas.

Granitos

El modelo estructural se llevo a cabo de acuerdo a modelos de intrusión en su origen, con el análisis estadístico de los datos estructurales,, análisis de los sistemas encontrados en cada sitio para determinar los datos estructurales regionales.

Este modelo tectónico de formación de un batolito consiste en que cuando: el magma que se va intrusionando, en su etapa plástica y, hasta que se solidifica, sufre empujes para intrusionarse dentro del terreno, lo cual produce dos sistemas de fracturas ortogonales entre sí. Fracturamiento que forma figuras geométricas de placas o apófisis que se van intrusionando y estas son las fracturas más largas o continuas.

Debido al empuje o fuerza de intrusión se forma fracturamiento debido a la carga axial o de compresión, las que son oblicuas a 45° a la dirección de las fracturas de intrusión.

Los sistemas más abundantes de fracturas obtenidos en cada sitio se analizaron para determinar si corresponden a un sistema de fracturamiento regional.

Los datos obtenidos se analizaron por estereografía para obtener el sistema regional que se utilizó para el análisis estructural de taludes del tajo en proyecto.

Los cinco sistemas de fracturas determinados con la metodología explicada en los párrafos anteriores son las siguientes:



NO.	AZIMUT DEL ECHADO	ECHADO
G F1	232°	56° a 78°
G F2	120°	68° a 74°
G F3	282°	45°
G F4	177°	45°
G F5	176°	0° a 30°

Tabla 5.1. Sistemas de fracturas en granitos.

En una segunda etapa se utilizaron registros geofísicos de pozos para obtener la dirección e inclinación de los sistemas de fracturas, así como, se pueden las fracturas que intersectan el terreno.

De este trabajo se obtuvieron, mediante estereografía, los sistemas de fracturas que cortan al terreno y el número de fracturas con sus inclinaciones. Estos datos se compararon con los datos de dirección de azimut de los sistemas obtenidos mediante geología superficial. De esta comparación se encontró una congruencia con los dos métodos utilizados.

Para obtener los rangos de inclinación se efectuaron histogramas y se encontró la inclinación de los sistemas en que se puede estimar que va a variar el rango; se desecharon los que representan poblaciones menores de 10% en la zona en que pueden provocar deslizamiento que es entre 38° y 56°.

El primer dato es el valor mínimo estimado para el ángulo de fricción y el segundo la inclinación del talud con la se efectuaron los análisis de estabilidad estructural.

En esta etapa se determinó el número de fracturas por metro que cortan a los núcleos, además, se obtuvieron las inclinaciones de las fracturas con respecto al eje del núcleo de roca.

Los análisis con los datos estructurales obtenidos con los registros geofísicos de pozos y núcleos ambas etapa se integraron a los datos estructurales obtenidos con geología de superficie y geología de la mina subterránea.

Calizas



Para elaborar el modelo estructural se utilizó el modelo de depósito sedimentario y la estructura geológica; Se buscaron fases de plegamiento existentes y se consideraron los bloques con su tren estructural.

Se tomaron datos del azimut de echado de la estratificación y datos del azimut del echado de las fracturas. Se cree que se tenía un eje anticlinal con dirección NW 305° SE 125°

El bloque de caliza de la mina puede llegar a ser continuo por debajo de la zona de rocas volcánicas ácidas; probablemente, hacia el SE del yacimiento, que tiene una estructura de plegamiento similar.

La estructura se puede describir como un bloque de caliza con un azimut hacia el SE y echado que va de 54° a 64° y este disminuye hasta ser casi horizontal, y luego vuelve a inclinarse a 30°.

Los sistemas de discontinuidades encontrados para la zona del yacimiento fueron: Plano de estratificación (F1) con azimut del echado SE 150° y echado de 60°. Se encontró que existen dos sistemas de fracturas, una de ellas con el azimut de su echado en sentido opuesto al de la estratificación y con una inclinación perpendicular o complementaria al de la inclinación de la estratificación F1.

Un segundo sistema de fractura F2, con el azimut de su echado perpendicular al de la máxima pendiente del plano de estratificación; buzando hacia el NE o con un ángulo cercano a la vertical lo que indica los esfuerzos de plegamiento.

Se encuentran otros dos sistemas, oblicuos en dirección a 45° del ortogonal formados por el sistema de estratificación F1; se trata de los sistemas formados debido a la compresión o actuación de la fuerza σ_1 del peso o cobertura del terreno. Existen otros dos sistemas aleatorios que pueden tener su origen en la descompresión o rebote elástico del terreno durante la erosión.

Los sistemas de discontinuidades encontradas en la zona del yacimiento y que se utilizaron para los análisis de estabilidad de taludes, característicos del macizo rocoso son los siguientes:



NO.	AZIMUT DEL ECHADO	ECHADO
F1 plano de estratificación	150°	60°
F2	340°	75°
F3	320°	30°
F4	235°	81°

Tabla 5.2. Sistemas de fracturas en calizas.

Rocas Volcánicas

Modelo estructural estudiado en la primera etapa: en esta unidad litológica se utilizó el modelo de depósito de flujos de lava, brechas y tobas, existe; una topografía sobre la cual se depositan estas rocas, casi siempre con un plano de inclinación general que es el plano de depósito o flujo; por lo regular es continuo a distancias mayores que la dimensión del tajo en proyecto y es el plano principal que puede tener materiales débiles al corte, como son los paleosuelos o zonas con vidrio alterado a materiales arcillosos.

En segundo lugar, los sistemas de fracturas de enfriamiento que son los más abundantes pero de longitud corta del orden de 3 a 10 m lo que le da la característica de macizo rocoso discontinuo.

Además se tienen, dos sistemas de fracturas de longitudes de 1 a 3 m que corresponden al fenómeno de asentamiento y compactación de los depósitos de tobas y brechas con inclinación de 45° y 60°; estos materiales son muy abundantes, aunque dispersos.

Hay fenómenos tectónicos como son estructuras tipo graven; sin embargo el área del proyecto minero está retirada de la zona de influencia de estos fenómenos, por lo que no se encuentran fenómenos de fracturamiento o fallamiento con este origen.

En las rocas volcánicas ácidas se estima que se depositaron sobre una superficie con inclinación de 12° a 28°; los basaltos de 12° a 18°. Los planos de depósitos y sistemas de fracturas encontradas son las siguientes:



NO.	AZIMUT DEL ECHADO	ECHADO
F1	143°	80°
F2	275°	62°
F3	18°	73°
F4	333°	60°
F5	67°	81°

Tabla 5.3. Sistemas de fracturas en rocas ácidas dácitas-riolitas

NO.	AZIMUT DEL ECHADO	ECHADO
F1	30°	71°
F2	106°	67°
F3	199°	79°
F4	302°	84°
F5	342°	67°

Tabla 5.4. Sistemas de fracturas en basalto.

5.4 CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO

Para la evaluación de la calidad del macizo rocoso, por un lado se tomaron los resultados de las etapas anteriores de estudios. Se considero principalmente la clasificación del índice Rock Mass Rating (RMR_B) propuesto por Bieniawski (1989), el cual varía entre 0 y 100 (de muy mala calidad a muy buena calidad geotécnica) se asignan puntajes a los siguientes parámetros:

- RQD (Rock Quality Designation).
- UCS (Uniaxial Compressive Strength).
- Espaciamiento de discontinuidades.
- Condición de agua

- Ajuste por orientación de discontinuidades. Este ajuste, aplicado en función del efecto de la orientación de discontinuidades sobre infraestructuras particulares (túneles, taludes, cimentaciones)

Por otro lado, se hizo la clasificación GSI propuesta por Hoek en 1994; para este caso se utilizó la versión modificada por Hoek y Marinos en 2000. Esta clasificación se realizó con los planos de fotografías de los barrenos efectuados en las dos etapas previas de estudios. Se revisó cada barreno y se asignó el valor del GSI y el valor a la resistencia a la compresión simple tomada de datos de laboratorio, disponibles de las dos etapas anteriores.

5.5 CONDICIÓN DE ESFUERZOS

Para el análisis se consideró un campo de esfuerzos gravitacionales, con alturas de carga promedio entre 150 m y 200 m. Lo anterior implica un régimen de esfuerzos con magnitudes entre 4 y 6 MPa en sentido vertical y un esfuerzo horizontal de 1/3 del valor del esfuerzo vertical. Para los esfuerzos verticales se realizó un modelo con el software EXAMINE 2D 7.0 con una profundidad de 200 m con paneles de 20 de ancho por 20 de altura; los resultados fueron esfuerzos horizontales de hasta 13.5 Mpa en los pilares de costilla. Como se puede ver en las figuras siguientes:

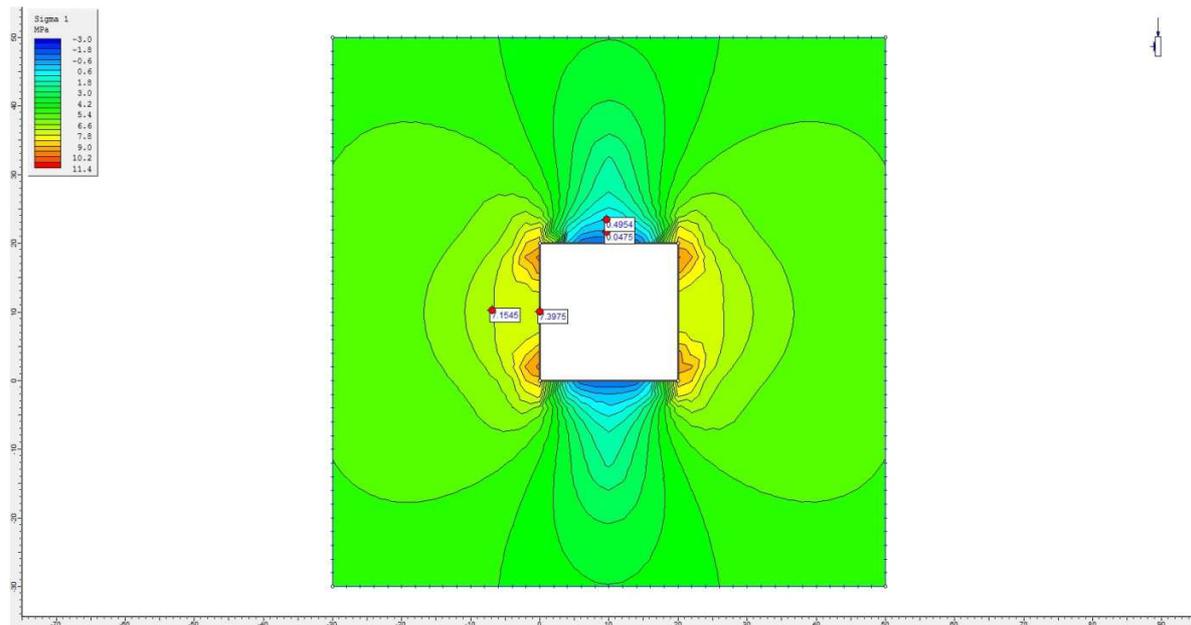


Figura 5.1 Estado de esfuerzos para un panel de 20 x 20 m.

La Figura 5.1 muestra la distribución del esfuerzo principal alrededor de una excavación con una geometría cuadrada a una profundidad de 200 m. Como el esfuerzo vertical in “situ” es mayor al esfuerzo horizontal, la figura muestra una concentración del esfuerzo compresivo en las paredes de la excavación de alrededor de 1.5 veces el esfuerzo vertical estimado. Por otro lado el esfuerzo tangencial en la pared del techo es muy bajo o de distensión lo que puede provocar caída de bloques si la estructura es adversa.

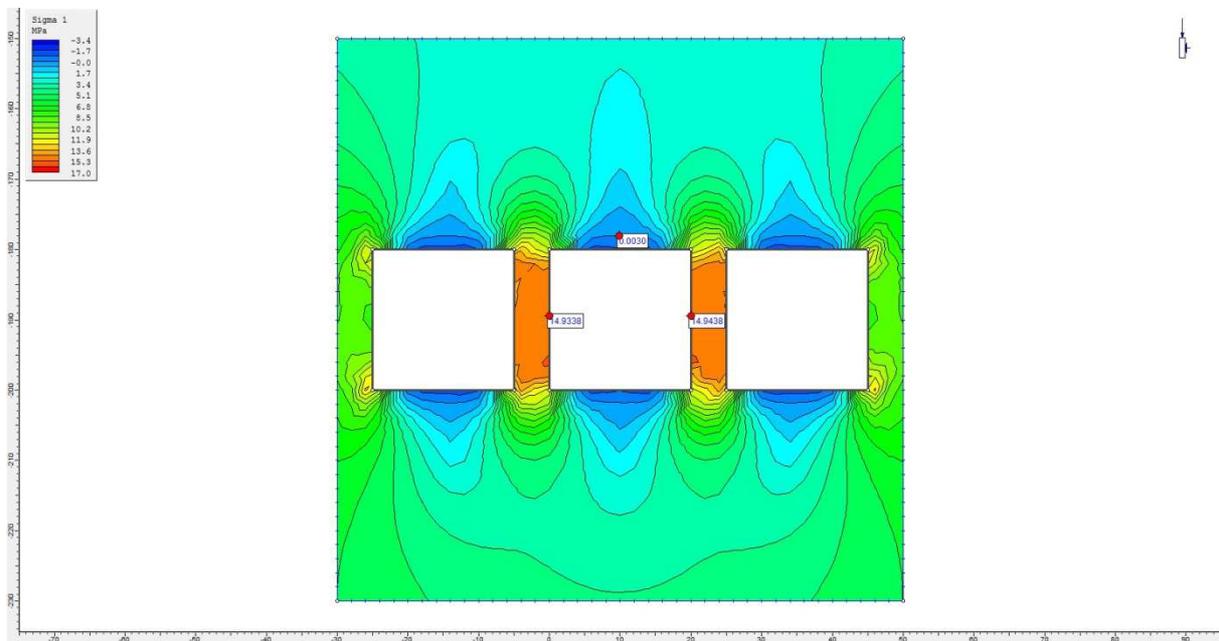


Figura 5.2 Estado de esfuerzos para un grupo de paneles con pilar intermedio de 5m.

La figura 5.2 muestra la distribución del esfuerzo principal en los pilares de costilla. Se puede ver en la figura que el esfuerzo es uniforme lo cual es una condición típica de un pilar esbelto. La magnitud del esfuerzo medio en el pilar se eleva a 2 veces el esfuerzo vertical.

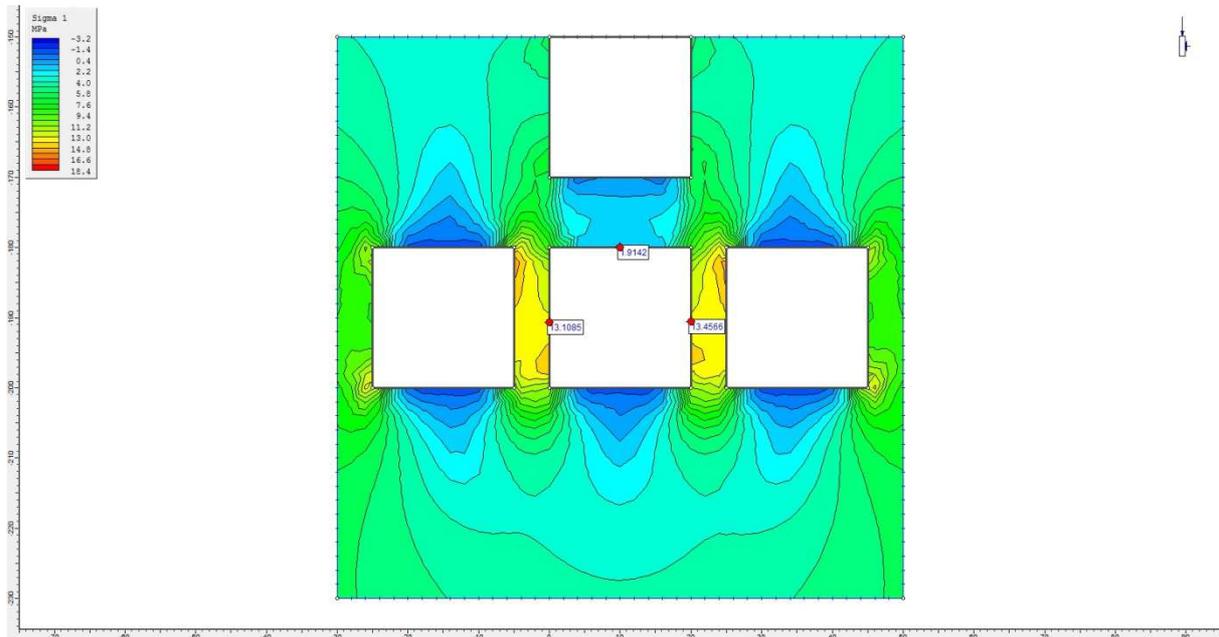


Figura 5.3 Estado de esfuerzos con un pilar de cabeza de 10m, en este caso los esfuerzos en los pilares son de 13.5 Mpa.

La figura 5.3 muestra la distribución del esfuerzo principal en el pilar de corona. El esfuerzo medio en el pilar es casi igual en magnitud al esfuerzo vertical “in situ”. También se puede observar una disminución del esfuerzo en los pilares de costilla por un efecto de sombreado de esfuerzos provocado por la excavación superior lo cual indica que con una secuencia de minado apropiada se puede conseguir una reducción de esfuerzos en los pilares.

5.6 CLASIFICACIÓN RMR

El sistema de clasificación de los macizos rocosos, RMR por sus siglas en inglés (Rock Mass Rating), o también llamado clasificación geomecánica, fue desarrollado por Bieniawski en 1973, para analizar la estabilidad de excavaciones subterráneas en roca. Este fue modificado con el tiempo a medida que se analizaron más casos de construcción en roca, en conformidad con las normas y procedimientos internacionales, la última modificación fue en 1992.

El índice RMR se calcula mediante 6 parámetros, 5 derivados de las características del macizo rocoso y el sexto asociado a un ajuste con base en la orientación de las discontinuidades.



La expresión que define el índice es:

$$RMR=A+ B + C+ D+ E+ F$$

Donde:

A = Resistencia a la compresión simple o índice de carga puntual

B = RQD (índice de calidad de la rocas)

C = Espaciamiento de discontinuidades

D = Características de las discontinuidades

E = Condiciones de agua subterránea

F = Ajuste por orientación de las discontinuidades

En la Tabla 5.5 se muestra la clasificación de Bieniawski, obtenida de los datos resultados de la primera etapa.

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR (BIENIAWSKY, 1989)				
ROCA		PUNTUACIÓN	CALIDAD	CLASE
CALIZA	MASIVA	84	MUY BUENA	I
	OXIDADA	54	MEDIA	III
	BRECHADA	82	MUY BUENA	I
GRANITO	SANO	75	BUENA	II
	ALTERADO	66	BUENA	II
	MUY ALTERADO	33	MALA	IV
BASALTO	SANO			
	ALTERADO	40	MALA	IV
TOBA	SANA			
	ALTERADA	35	MALA	IV
SKARN		64	MEDIA	III
ZONA DE ÓXIDOS		35	MALA	IV
ZONA MINERALIZADA SULFUROS MASVOS		69	MEDIA	III

Tabla 5.5 Clasificación RMR



5.7 CLASIFICACIÓN GSI

Para el presente estudio se introdujo el índice geológico de resistencia GSI (Geological Strength index, Hoek y Marinos 2000); este sistema de clasificación geomecánica fue ideado para deducir los parámetros de resistencia y deformabilidad entrada para los análisis con métodos numéricos; por su parte el RMR es utilizado principalmente para proponer sistemas de soporte.

El GSI es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo.

Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y según la condición de la superficie. En la estructura se tiene en cuenta la alteración que sufren las rocas, que viene dada por las formas y aristas que presentan; también se considera su cohesión. Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si está alterada, si ha sufrido erosión, que tipo de textura presenta y el tipo de recubrimiento existente.

Una vez realizadas las observaciones se escoge en la figura 5.4 la situación que más se acerca a la realidad del macizo a estudio, así se obtiene el valor del GSI.

Como se observa en la figura 5.4 los valores del GSI varían desde 1 hasta 100. Los valores cercanos al 1 corresponden a las situaciones del macizo rocoso de menor calidad, es decir con la superficie muy erosionada, con arcilla blanda en las juntas; presenta una estructura poco resistente debido a las formas redondas, y a la gran cantidad de fragmentación que sufre el macizo. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, implican macizos de gran calidad, ya que significa una estructura marcada por una pequeña fragmentación en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.

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

Figura 5.4 Clasificación GSI, Hoek y Marinos 2000.

5.8 MECANISMOS DE INESTABILIDAD

Al excavar una obra subterránea se pueden encontrar tres tipos de condiciones naturales que dan lugar a la pérdida de resistencia del macizo rocoso y, por tanto, a problemas de estabilidad (Figura 5.5):

- Orientación desfavorable de las discontinuidades
- Orientación desfavorable de las tensiones con respecto al eje del túnel.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación a través de las fracturas.

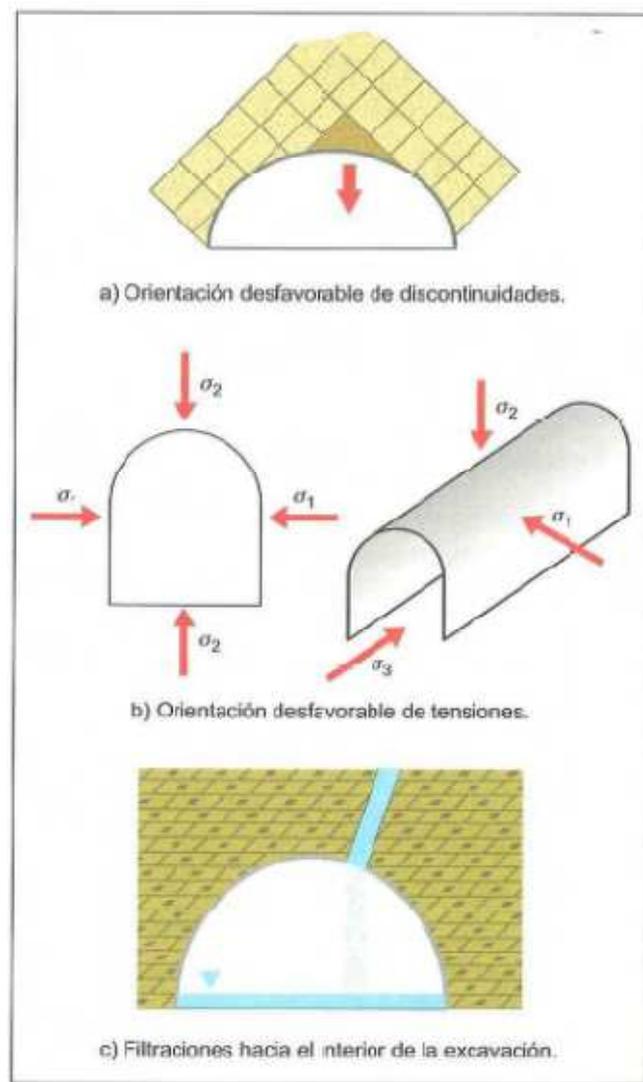


Figura 5.5 Condiciones naturales de inestabilidad en excavaciones de túneles en roca.



Estas condiciones están directamente relacionadas con los siguientes factores geológicos: estructura, discontinuidades, resistencia de la roca matriz, condiciones hidrológicas y estado tensional.

Por otro lado la excavación del túnel genera una serie de acciones inducidas que se suman a las citadas condiciones naturales como son:

- Pérdida de la resistencia del macizo que rodea a la excavación como consecuencia de la decompresión creada: apertura de discontinuidades, fisuración y sobreexcavación por voladuras, alteraciones, flujos de agua hacia el interior del túnel.
- Reorientación de los campos tensionales que da lugar a cambio de tensiones.

Para el caso de las obras subterráneas de este proyecto, según los resultados y las condiciones del macizo rocoso, se pueden presentar inestabilidades en forma de caída de cuñas y deformaciones inducidas por la baja resistencia de la roca en algunas zonas que corresponden a la clasificación RMR IV y V que son de mala calidad; para el adecuado manejo de estas inestabilidades se deberá utilizar un sistema de soporte que deberá ser diseñado de acuerdo a la inestabilidad y a las condiciones de la roca en las zonas mencionadas.



6.0 ANÁLISIS MINERO-GEOTENICO

Para el análisis de las dimensiones y los paneles a explotar se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

- El método de minado es por barrenación larga
- Los paneles una vez explotados serán rellenos con pasta.
- La explotación se realizará de abajo hacia arriba con tumbe por subniveles.

6.1 DIMENSIONAMIENTO DE UNIDADES DE EXPLOTACIÓN

Para determinar las dimensiones adecuadas de los paneles a explotar, y de los pilares de soporte se utilizaron métodos empíricos y métodos gráficos de uso y aceptación amplia en la minería. Así se eligió el método de Mathews para el dimensionamiento de paneles y los métodos de Lunder y Pakalnis, Golder Associates, NIOSH y Overt and Duvall para el diseño de pilares; los resultados de estos métodos se presentan en los siguientes puntos.

6.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DIMENSIONAMIENTO DE PANELES (METODO DE MATHEWS)

Una técnica ampliamente usada en el proceso de diseño de casas de máquinas o cámaras para definir las dimensiones de unidades de explotación, es el Método Gráfico de Estabilidad introducido por Mathews (1980). Más tarde fue 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; y permite estimar la probabilidad de falla para un determinado diseño de rebaje (ver figura 6.1).

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) – es decir Q, 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 de macizo y condición geotécnica del área a explotar. Una vez calculado, se ingresa a la gráfica de Mathews (Figura 6.1) y se evalúa la condición de estabilidad para un determinado valor de radio hidráulico (Área/Perímetro) del alto y del bajo de un rebaje.

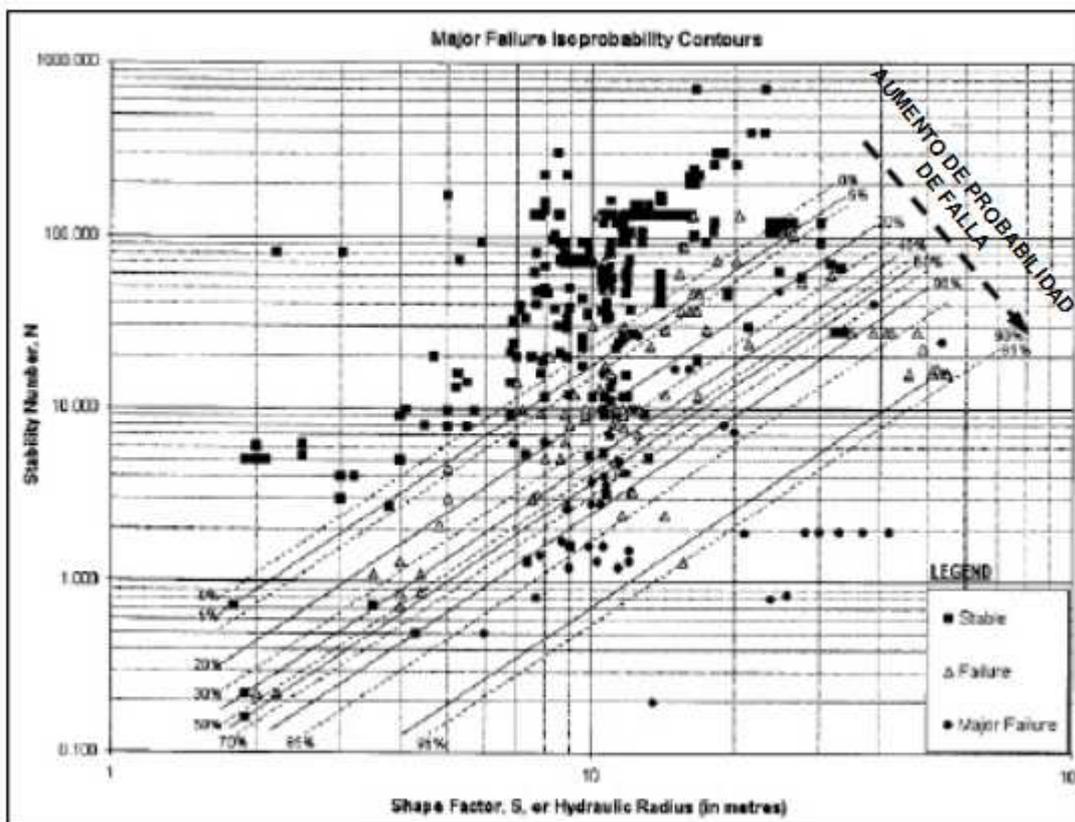


Figura 6.1 Grafico De estabilidad de Mathews

La aplicación del método al proyecto, la estimación del parámetro Q' (Q con SRF igual a 1) se basó en las propiedades del macizo rocoso obtenidas de las dos etapas de estudios; se obtuvieron mediante técnicas empíricas que relacionan valores de Q de Barton a partir de los valores de RMR_B de la primera etapa, (ver figura 6.2); los valores utilizados en esta clasificación RMR son una resistencia a la compresión simple de **60 Mpa**, según la clasificación realizada en la primera etapa; se tiene un RMR de **69** para los sulfuros masivos que es la zona a explotar, con este valor se utilizó la siguiente ecuación:

$$Q = 10^{(RMR-44)/21}$$

El resultado de sustituir en la ecuación es un N (stability number) de **10.23**

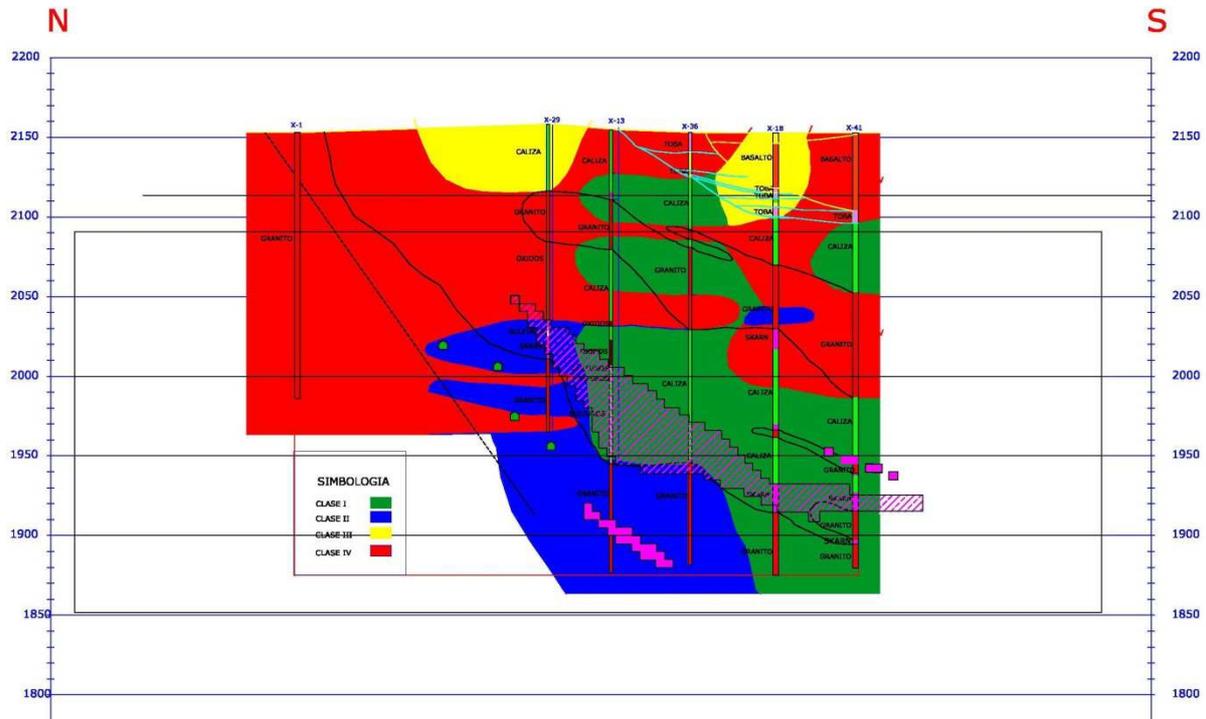


Figura 6.2 Calidad de la roca de las zonas de explotación.

Para la estimación de los factores de ajuste A, B y C, se considera una condición de esfuerzos gravitacionales y los factores de ajuste del método gráfico (ver figura 6.3). En el modelo geotécnico las paredes y techos de los rebajes corresponden principalmente a rocas de calidad I y II. Se consideraron las propiedades de estas unidades geotécnicas para la estimación del parámetro N

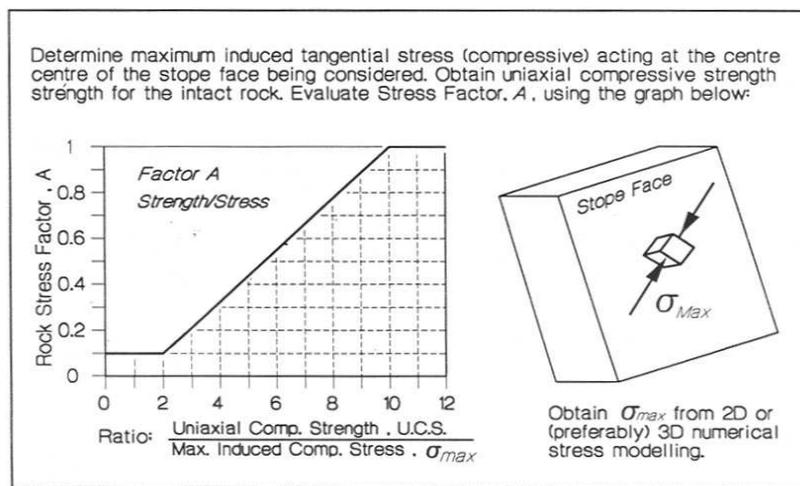


Figura 6.3 Factor de ajuste A del método de Mathews.

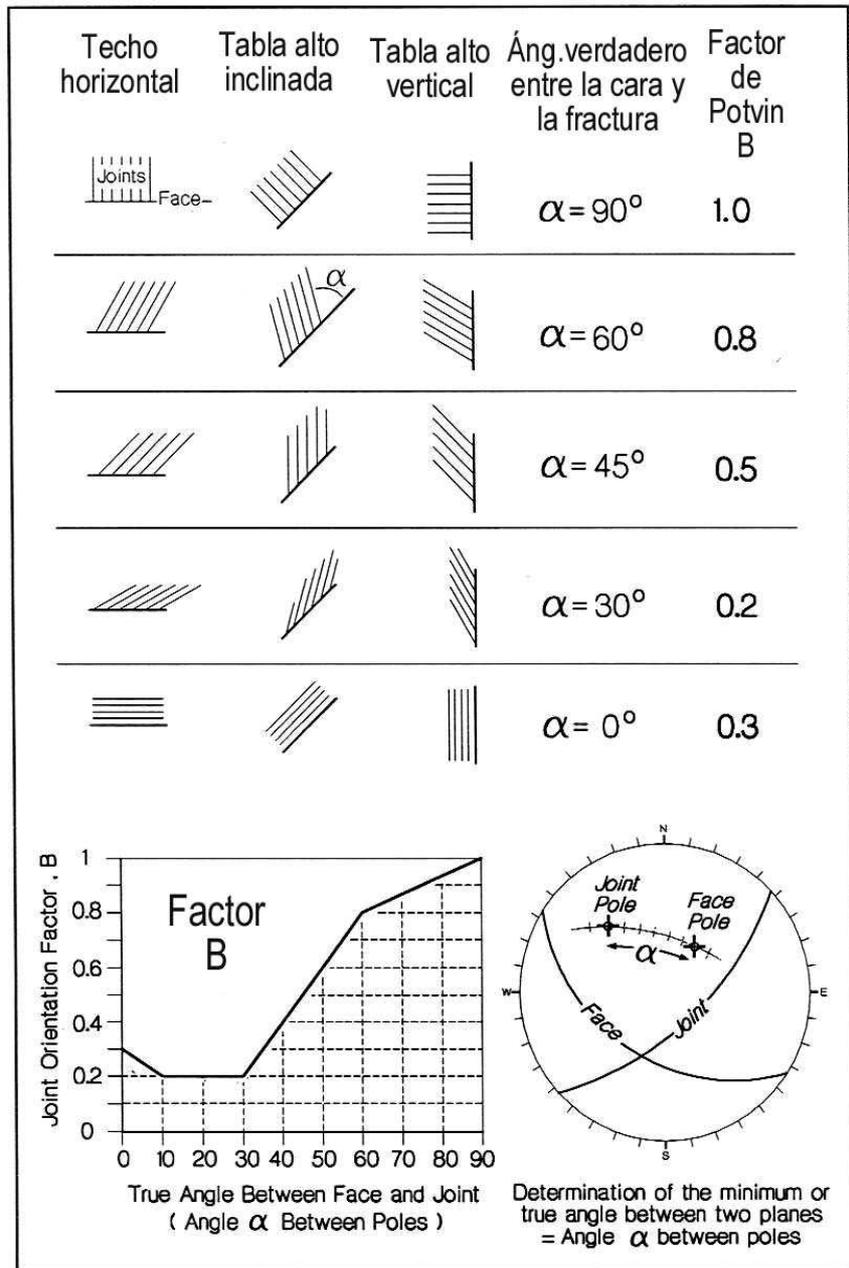


Figura 6.4 factor de ajuste B del método de Mathews.

C, Factor de ajuste por efecto de la gravedad.

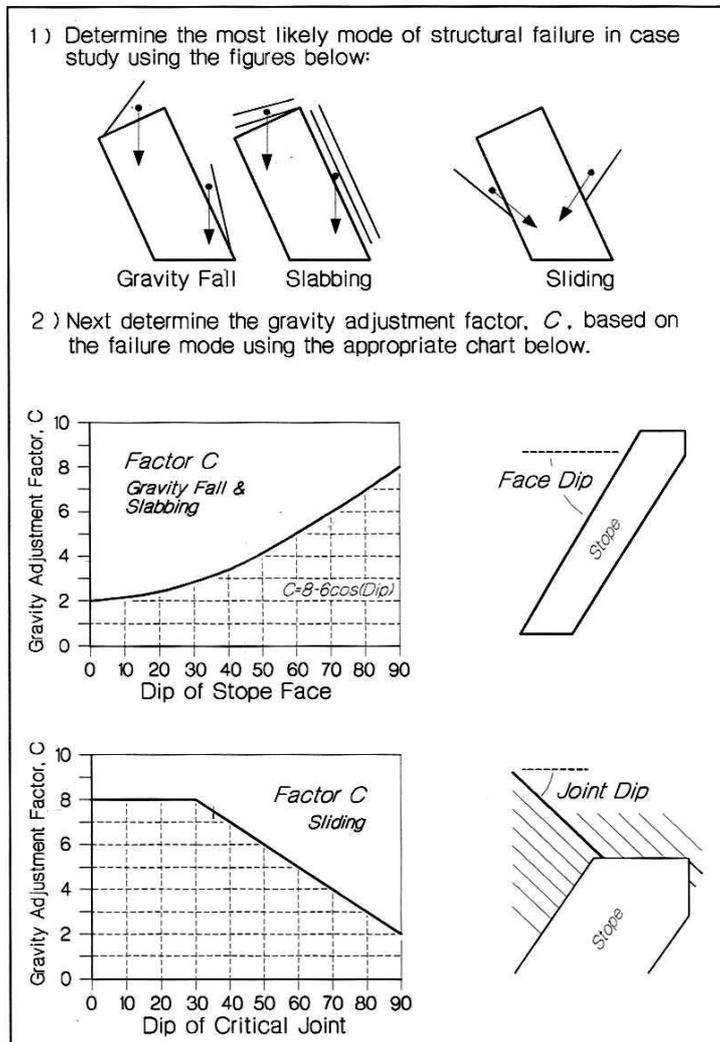


Figura 6.5 Factor de ajuste C del método de Mathews.

En la figura 6.6 se presentan los resultados de la aplicación de la metodología de Mathews. El resultado es de **N=10.23**. Con este valor la probabilidad de falla según la gráfica es menor de cero, es decir, que es un diseño seguro con esta metodología.

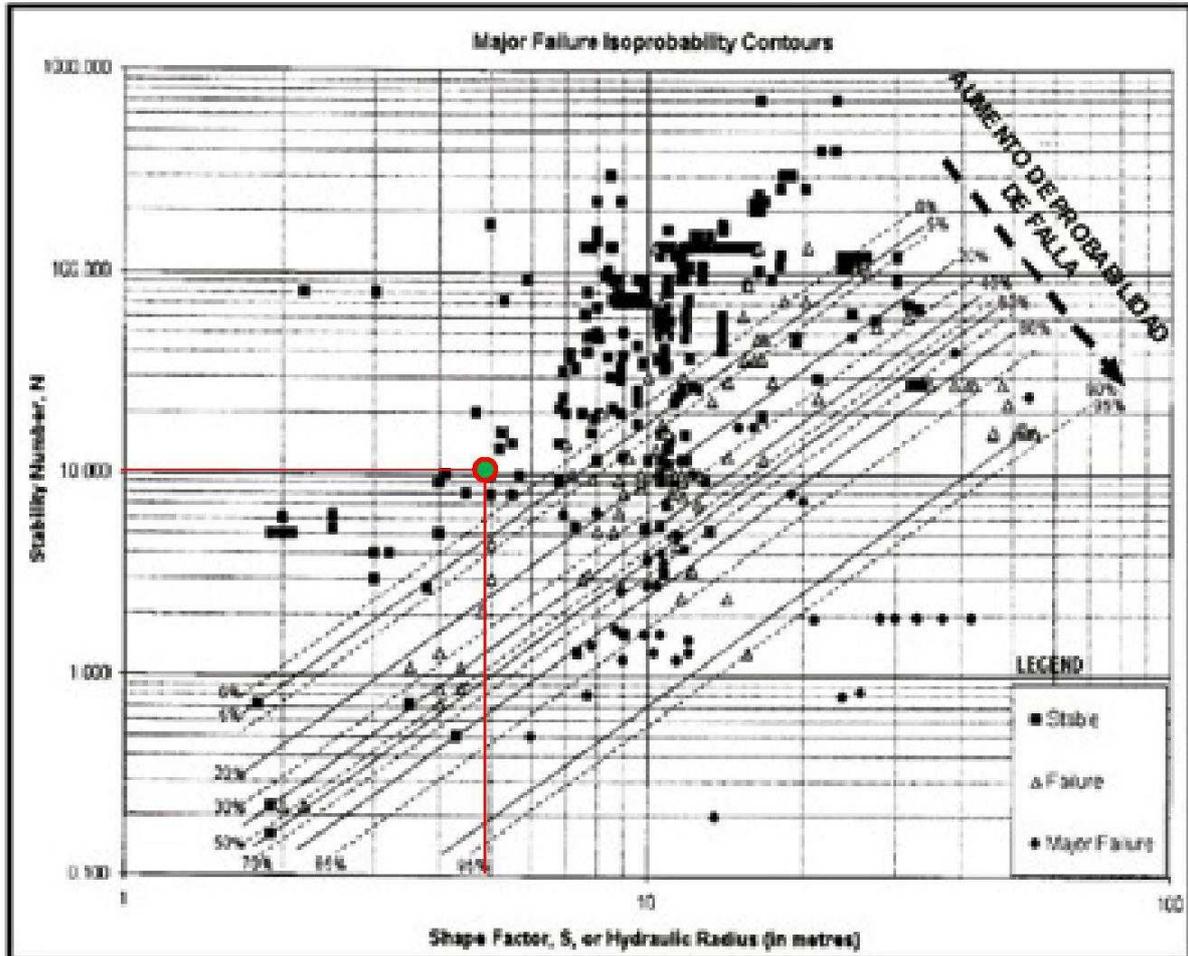


Figura 6.6 Resultados del método de Mathews

En la figura 6.7 se muestra que las dimensiones máximas de las paredes de los rebajes deben tener Radios Hidráulicos menores a 10.0 m.

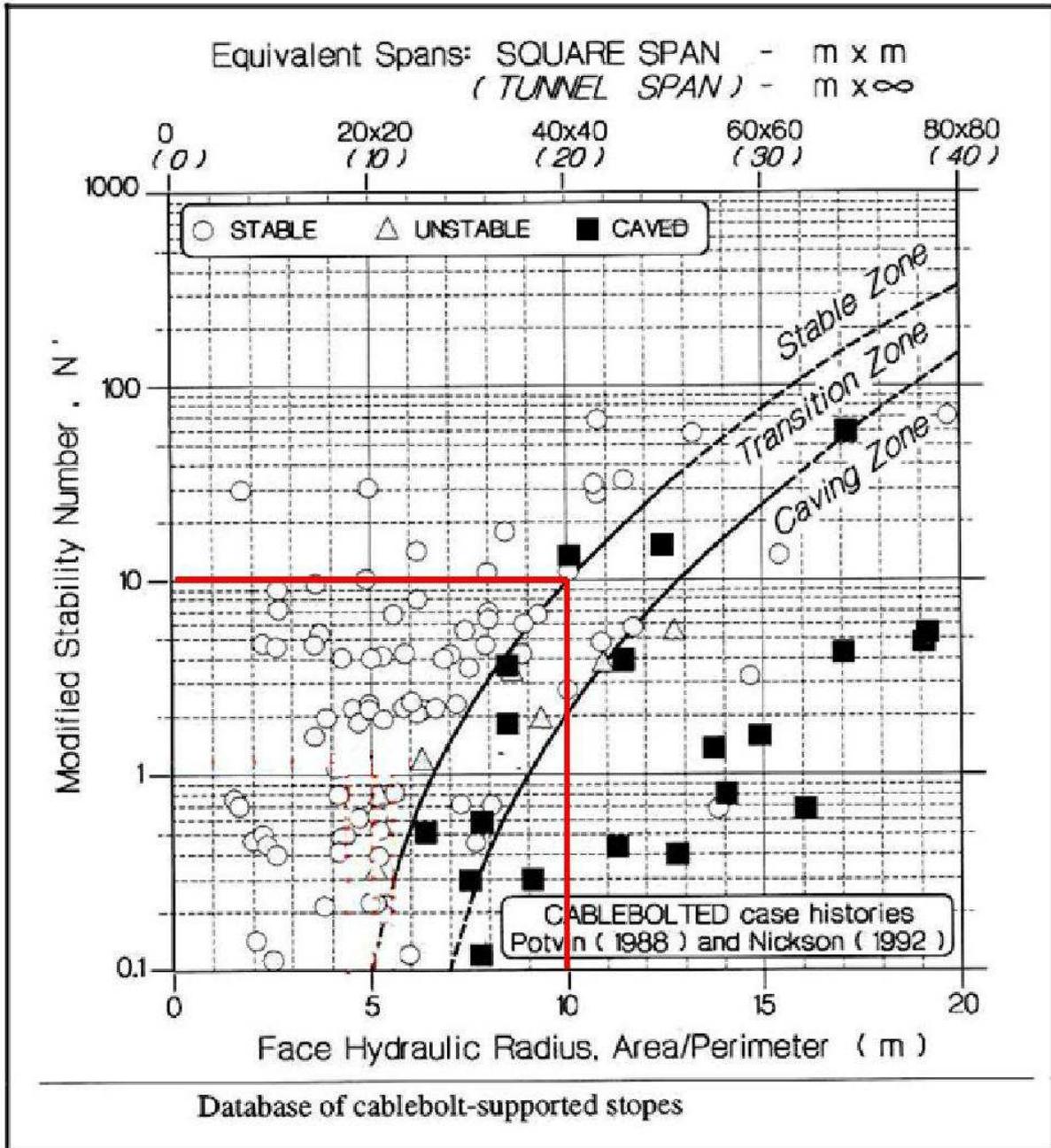


Figura 6.7 se muestra que para $N=10.23$ el radio hidráulico debe ser menor de 10 para esta en la zona estable.

Con este radio hidráulico se proponen las siguientes dimensiones:

CASO	DIMENSIONES (m)	RADIO HIDRÁULICO
I	a=20 b=20 d=60 c=5	5 7.5
II	a=20 b=20 c=5 d=80	6 8
III	a=20 b=30 c=5 d=80	6 8

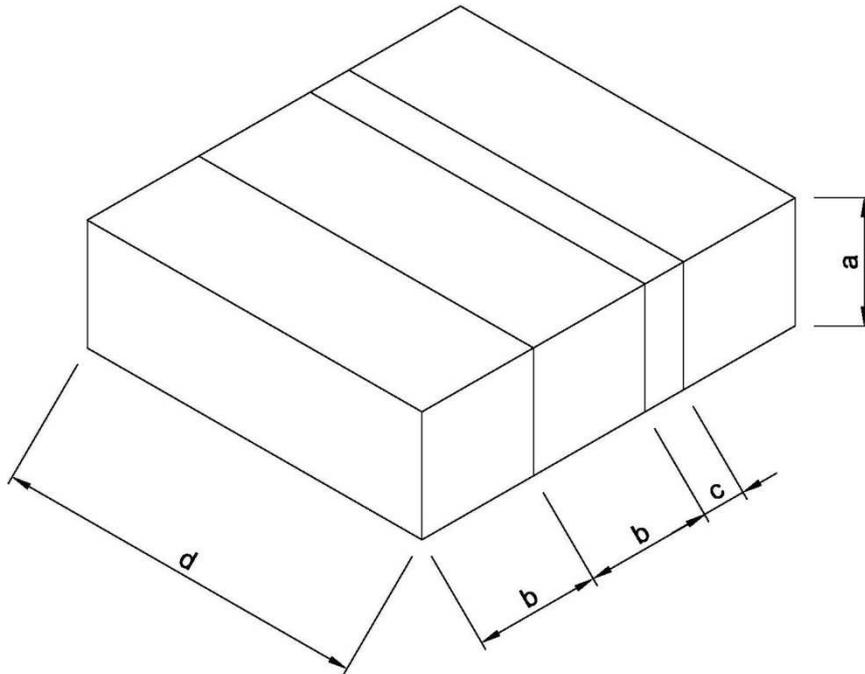


Figura 6.8 Dimensiones de paneles propuestas.

En estos tres casos propuestos, el radio hidráulico es menor de 10; con estas dimensiones, la excavación el diseño se encuentra dentro de la zona de seguridad, según este método.

- Debido a que las dimensiones del cuerpo son mayores a las máximas dimensiones estables, se requerirá mantener pilares de costilla de 5 o de 10 m entre unidades de explotación.



- Otra forma de estabilizar los paneles es el relleno con pasta; se pueden utilizar varias combinaciones y relaciones de contenido de cemento.

6.3 DIMENSIONAMIENTO DE PILARES PARA LA EXPLOTACIÓN POR EL METODO DE MINADO DE SALONES Y PILARES

Debido a los altos costos de rellenar los paneles con pasta se decidió analizar la opción del método de minado de cámaras y pilares. A continuación se presentan las consideraciones y resultados de los cálculos hechos.

6.3.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El diseño de explotación de un cuerpo mineral por el método de salones y pilares depende de la estabilidad de los pilares y la estabilidad de la bóveda.

La estabilidad de un pilar está determinada por resistencia de la roca o por el dominio estructural de la roca del pilar. A continuación se mencionan estos dos casos:

6.3.1.1 Resistencia de la roca

La resistencia de un pilar puede ser definida como su resistencia a la compresión axial.

- Un pilar es estable desde el punto de vista de resistencia si su relación del resistencia del pilar entre el esfuerzo actuante es mayor a 1.5
- Si es menor que 1 es inestable instantánea o muy corto plazo.
- Si es mayor de 1 y menor a 1.5 es estable a corto o mediano plazo.
- Si es mayor a 1.6 es estable a mediano y largo plazo.

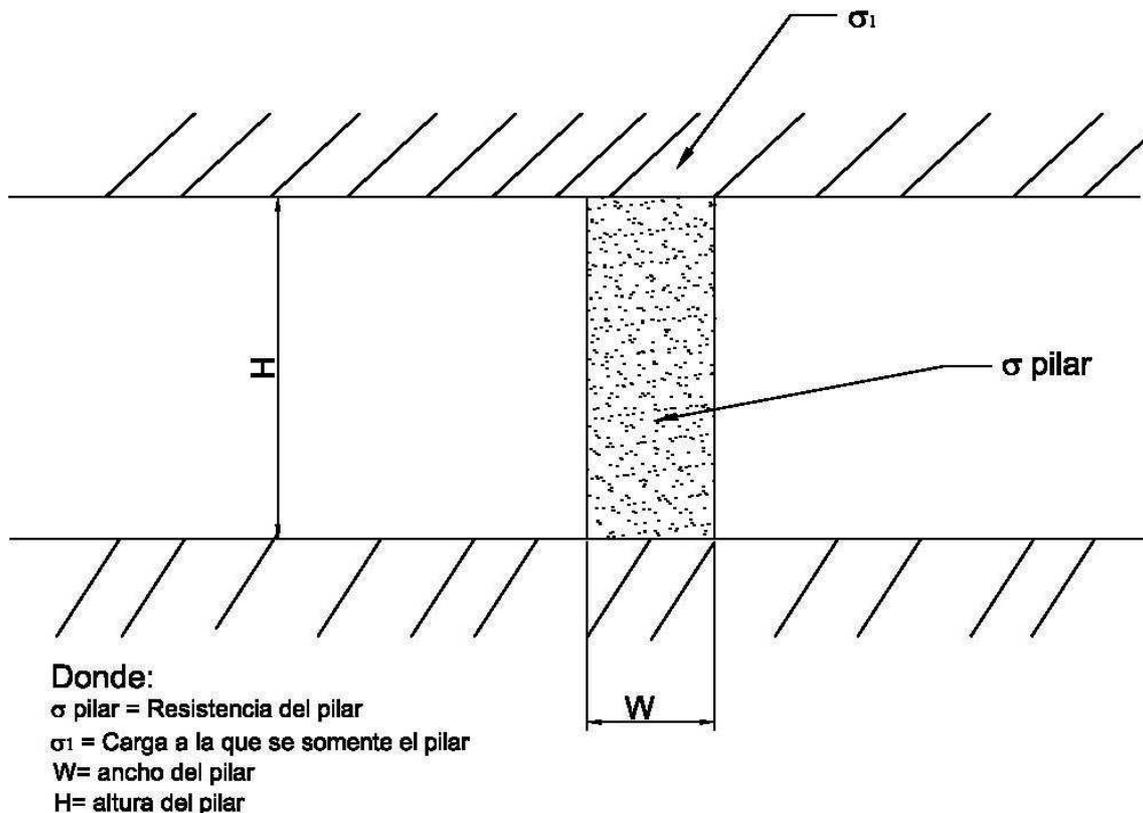


Figura 6.9 Resistencia del pilar

En la figura 6.9 se pueden ver los parámetros de para el cálculo del factor de seguridad FOS, donde la resistencia del pilar se divide entre la carga a la que estará sometido el pilar **FOS= σ pilar / σ_1** esta relación debe ser mayor a 1.6 para ser estable a largo plazo como se expuso en el párrafo anterior.

La resistencia de un pilar va en función de su esbeltez, debido a que a medida que la relación (en un pilar de sección transversal cuadrada) de la longitud de uno de sus lados con la altura del pilar es menor a 0.8 comienza a sufrir deflexiones. Esto se debe debido a las aceleraciones impartidas por el uso de explosivos en su cercanía o deformaciones del terreno al excavar nuevos huecos en la cercanía del pilar. En la figura 5.1 se muestran varias relaciones de esbeltez para pilares de 10m de ancho y alturas variables.

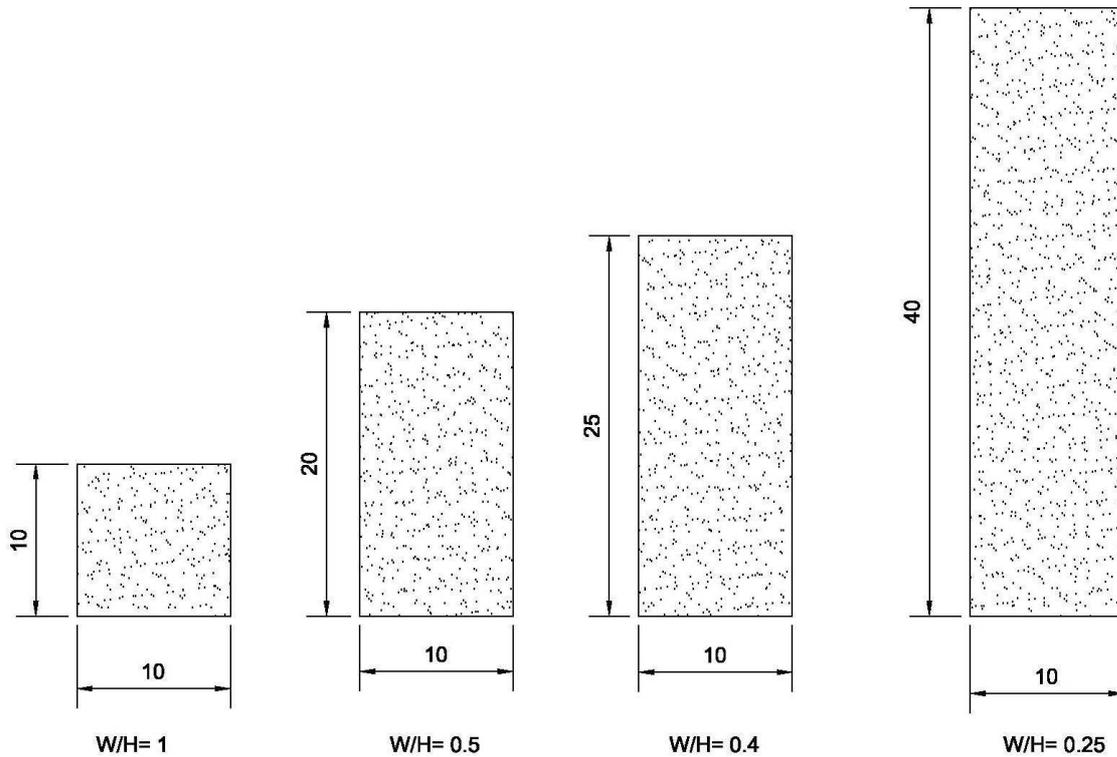


Figura 6.10 Relación de esbeltez para diferentes alturas de pilares

Ésta deflexión origina que el pilar sufra tensiones que lo cortan o producen su ruptura.

Si la esbeltez tiene un factor mayor a 0.8 se considera la resistencia a la compresión simple de la roca intacta por un factor de 0.7 y se debe calcular con un factor de seguridad de 1.6 para estabilidad a largo plazo. Y no menor de 1.5 para que se considere estable a mediano plazo y de 1.3 para que se considere estable a corto y mediano plazo.

Si el pilar tiene un factor de esbeltez de entre 0.4 y 0.8, se considera el 50% de la resistencia a la compresión simple de la roca y se debe calcular con un factor de seguridad de 1.8 para que el pilar se considere estable a largo y no menor de 1.5 para que se considere estable a mediano plazo, 1.3 para que se considere estable a corto y mediano plazo.

Por ejemplo una probabilidad de falla 1:1000 es igual a un FOS=1.63 en los pilares de yacimientos de carbón de Australia y de 1/2 con un FOS=1.1.

No se recomiendan pilares con un factor de relación ancho entre alto del pilar menor a 0.4 ya que estadísticamente cuando esta relación es menor se tiene un porcentaje

de fallas alto. En la figura 7.3 se presenta la resistencia con varias relaciones de esbeltez y se puede observar que a mayor relación de esbeltez (W/H) aumenta la resistencia del pilar.

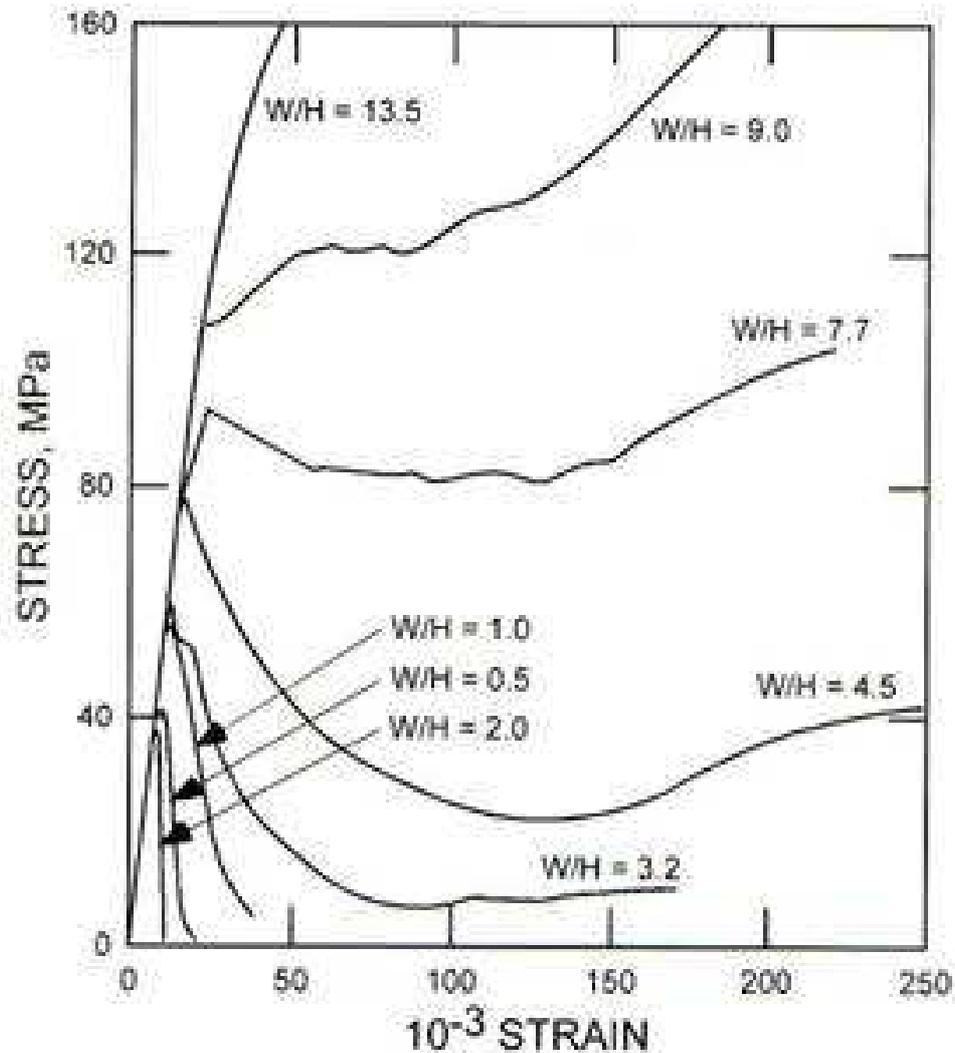


Figura 6.11 Grafica de relación de esfuerzo entre resistencia para varias relaciones de esbeltez.

La resistencia del pilar se puede aumentar por soporte formado por anclas y revestimiento de varilla retenidas por las anclas y concreto lanzado de tal manera que se evite la deformación del pilar en el sentido horizontal y con una magnitud que pueda llegar a alcanzar $1/3$ de σ_1 . Es necesario conocer el comportamiento de muestras de roca en pruebas triaxiales al variar la fuerza aplicada y la fuerza de



confinamiento para seleccionar la magnitud de la deformación que se trata de evitar y la magnitud del refuerzo necesario.

Para la excavación por salones y pilares, desde el punto de vista de la resistencia, es conveniente efectuar la comprobación de la estabilidad del pilar por resistencia mediante un análisis por métodos numéricos. Con este se pueden revisar los esfuerzos y las deformaciones que se producen en el pilar al cargarlo. Al mismo tiempo se revisa la concentración de esfuerzos y deformaciones al excavar salones adyacentes. Esto por lo menos a una distancia de 3 salones del frente; Con las dimensiones finales de estos mismos utilizando la simulación del procedimiento de excavación que se va a emplear en la explotación del yacimiento.

También existe una inestabilidad cuando se encuentra una capa de material blando intercalado. Cuando este material blando tiene una resistencia a la compresión muy baja o inferior al esfuerzo σ_1 sobre el pilar. Bajo estas condiciones el material de relleno se deforma y fluye fuera del pilar y deja sin apoyo a la roca, lo que puede provocar un colapso.

El Pilar también puede colapsar por el daño producido por las voladuras. El daño sobre las caras puede ser de importancia tal que el pilar se vuelva de menores dimensiones, las que pueden originar una inestabilidad. Por lo tanto es muy importante que cuando se diseña la excavación se proyecte por un método de voladuras controladas como son pre-corte o pos-corte.

La inestabilidad por resistencia produce rasgos de inestabilidad, en las rocas duras antes de su rotura total; el cual se manifiesta por el fracturamiento de tipo lajas (spalling), fracturas verticales centrales. Cuando el proceso de destrucción o rotura del pilar es avanzado producen disgregaciones en forma de óvalos en la unión del pilar con la bóveda los cuales continúan a lo largo de toda la bóveda y se unen entre dos o más pilares. Estas disgregaciones se producen cuando los esfuerzos horizontales son muy altos. De magnitud de 2 veces el esfuerzo vertical.

Una vez seleccionado el procedimiento es necesario hacer el diseño de la instrumentación a colocar para medir los esfuerzos y deformaciones que se generan durante la excavación y poder hacer los ajustes necesarios.



6.3.1.2 Inestabilidad estructural

La inestabilidad estructural ocurre cuando una discontinuidad del tipo de fractura, planos de estratificación o falla, cortan o seccionan un pilar y cuando la inclinación de estas discontinuidades es mayor al ángulo de fricción entre sus planos.

Cuando se tiene este tipo de inestabilidad es necesario conocer si es posible neutralizarla por medio de, un soporte artificial como anclas, viguetas de acero o varilla corrugada y concreto lanzado, que puedan impedir el deslizamiento.

En el caso de inestabilidades con una continuidad mayor a la sección del pilar, es necesario además seleccionar el procedimiento de excavación de tal manera que se pueda colocar el soporte artificial antes de excavar la frente.

En el caso del este proyecto la inclinación de las capas o estratos es de 60°, principalmente y se tendrán pequeñas zonas con 30° y 45°, por lo tanto se puede decir que la mayor parte de los pilares mostrarán una inestabilidad estructural.

6.4 Condiciones de diseño de Pilares del este Proyecto

Se emplearon las ecuaciones de diseño por área de influencia sobre el pilar, y se asignó un peso específico a la roca de cobertura de 3. El 50% de la resistencia a la compresión simple para las muestras de roca ensayadas en el laboratorio de mecánica de rocas.

Un factor de seguridad de 1.5, debido a que los pilares deben ser estables a mediano plazo y se podrá bajar hasta a 1.3 si efectúa el relleno de los salones.

La máxima relación de longitud del lado del pilar con la altura del mismo no sea menor que 0.4

El claro máximo de la bóveda se llevó a cabo con los datos obtenidos en la clasificación GSI y el claro de la clasificación de Mathews.

Se analizaron varias dimensiones de pilares para llegar al factor de seguridad de 1.5 como mínimo. Pero desde un punto de vista más práctico, un pilar de 60m de altura requiere una relación de esbeltez de 0.5 y, con esto se necesita un pilar de 30x30 m lo cual resulta antieconómico para el proyecto.



JUAN CARLOS CORREA OLAN

Para los análisis de las diferentes dimensiones de los pilares se utilizaron cuatro diferentes formulas empíricas; Overt and Dual (1967), las recomendadas por la NIOSH (NATIONAL INSTITUTE FOR OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH), también la propuesta por Golder Associates, y finalmente la propuesta por Lunder and Pakalnis; con los resultados propuestos por estos diferentes autores se hizo la comparación de factores de seguridad obtenidos con diferentes dimensiones de pilares. En el presente estudio se presentan pilares cuadrados de 8x8 m y pilares rectangulares de 12x 30 m, y con espaciamientos de 20m.

6.5 CASO 1 PILARES CUADRADOS DE 8 m

Para este caso se analizaron pilares cuadrados de 8m de lado y con altura, de hasta, de 20m y 40m con lo cual se tiene una relación de ancho entre alto de hasta 0.4 y 0.2 respectivamente; y se evaluará la resistencia del pilar con las formulas antes mencionadas a una profundidad de 200 m. Se calculó un área tributaria de la siguiente forma:

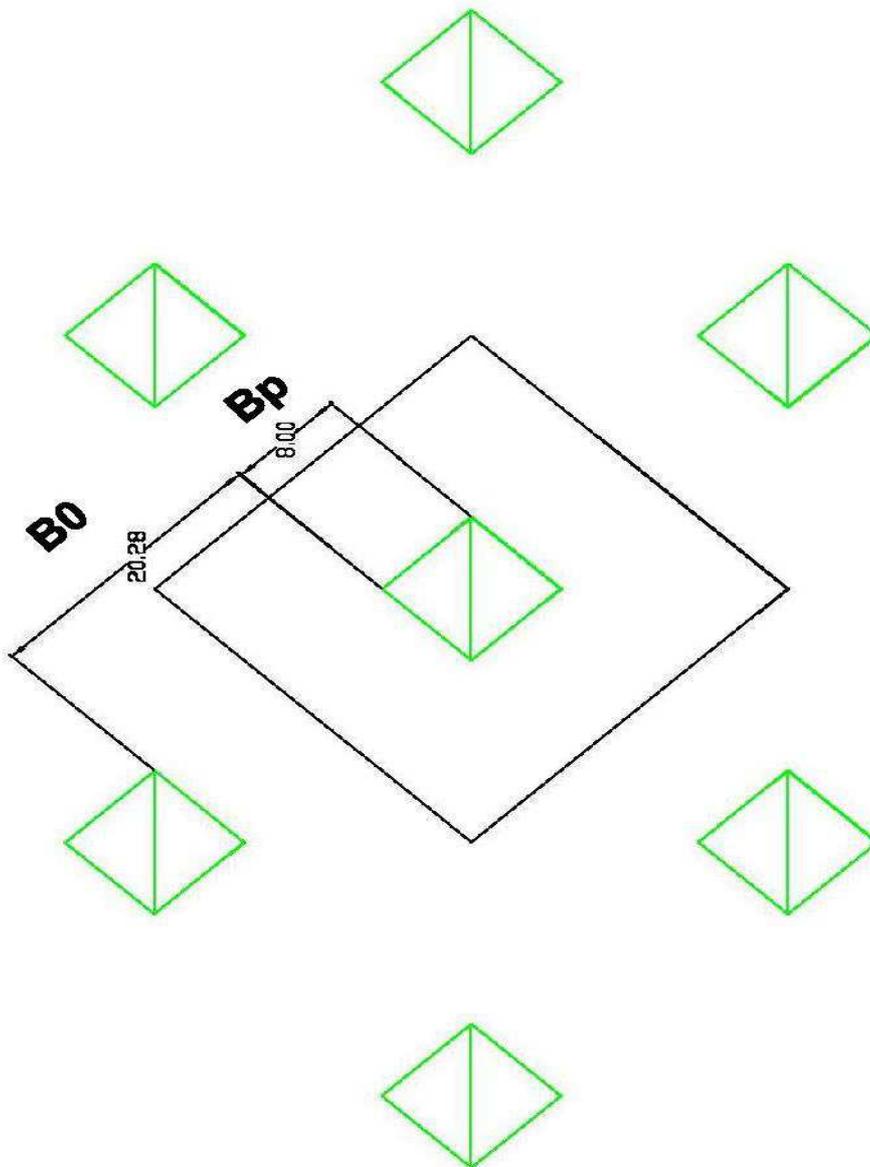


Figura 6.12 Área tributaria para pilares cuadrados de 8m y espaciamiento de 20m.



Cálculo del área tributaria:

$$\sigma_z = \gamma Z (BP+B0)/BP = 0.03 \text{ MN/m}^3 \times (200\text{m}) \times \{(8+20)/8\}\text{m} = \mathbf{20.6 \text{ MPa}}$$

Cálculo de Resistencia del pilar por método NIOSH(National Institute for Occupational Safety and Health)

$$S = 0.65 \text{ UCS } (W^3/H^{59})$$

Donde:

S= Resistencia del pilar

UCS= Resistencia a la compresión simple

W= ancho de pilar

H= altura del pilar

Para un pilar cuadrado de 8m y 40m de altura:

$$W = 8\text{m}$$

$$H = 40\text{m}$$

UCS= 118 Mpa (obtenido de datos de laboratorio)

$$S = 0.65 (118\text{MPa}) (8^3/40^{59}) = 16.17 \text{ MPa}$$

$$S = \mathbf{16.17 \text{ Mpa}}$$

El factor de seguridad es de FOS= resistencia del pilar/ carga por área tributaria

$$\text{FOS} = 16.17 \text{ Mpa} / 20.6 \text{ Mpa} = \mathbf{0.78}$$

Por lo tanto este pilar no es seguro.

Para un pilar de 8 m y 20 m de altura:

$$W = 8\text{m}$$

$$H = 20\text{m}$$

UCS= 118 MPa

$$S = 0.65 (118 \text{ MPa}) (8^3/20^{59}) = 24.36 \text{ MPa}$$

$$S = 24.36 \text{ MPa}$$

$$\text{FOS} = 24.36 \text{ MPa} / 20.6 \text{ MPa} = \mathbf{1.18}$$

Por lo tanto este pilar no es seguro



Calculo por el método de Overt and Duval

Se tomara el valor de carga por área tributaria mencionado anteriormente y la misma dimensión de los pilares de 8m

$$S= UCS(0.778.+0.222(W/H))$$

Donde:

S= resistencia del pilar

UCS= resistencia a la compresión simple de la roca intacta (para este caso se usara el 50% del este valor para calcular en zona segura)

W=ancho del pilar

H=altura del pilar

Para un pilar de 8m de altura y 40 m de alto.

W=8 m

H= 40 m

UCS= 59 Mpa(118 MPa x0.5)

Sustituyendo en la formula:

$$S= 59 \text{ Mpa} \{(0.778+0.222(8/40))\} = \mathbf{48.5 \text{ MPa}}$$

Con este método el factor de seguridad es de

$$FOS= 48.5 \text{ MPa}/20.6 \text{ MPa} = \mathbf{2.35}$$

Por lo tanto es un pilar seguro.

Para un pilar cuadrado de 8 m y 20 m de altura;

UCS= 59Mpa (118x0.5)

W= 8 m

H= 20 m

Se sustituye en la formula:

$$S= 59 \text{ Mpa} \{(0.778+0.222(8/20))\} = \mathbf{51.14 \text{ MPa}}$$



Con este método el factor de seguridad es de

$$\text{FOS} = 51.14 \text{ MPa} / 20.6 \text{ MPa} = \mathbf{2.48}$$

Por lo tanto es un pilar seguro.

Calculo por el método de GOLDER

Para calcular a la resistencia de un pilar GOLDER ASSOCIATES recomienda usar la siguiente ecuación:

$$S = \text{UCS} \times 0.3478 \times (W/H)^{0.75}$$

Para un pilar de 8m y 40 m de altura se tiene lo siguiente:

UCS= 118Mpa (obtenido de pruebas de laboratorio)

W= 8m

H=40 m

Al Sustituir:

$$S = (118 \text{ MPa}) \times 0.3478 \times (8\text{m}/40\text{m})^{0.75}$$

$$S = 12.27 \text{ MPa}$$

Se calcula el factor de seguridad **FOS= 12.27/20.6 = 0.59**

Por lo tanto **no** es un pilar seguro

Para un pilar cuadrado de 8m y 20 m de altura

$$S = \text{UCS} \times 0.3478 \times (W/H)^{0.75}$$

Para un pilar de 8m y 20 m de altura se tiene lo siguiente:

UCS= 118Mpa

W= 8m

H=20 m

Se Sustituye:

$$S = (118 \text{ Mpa}) \times 0.3478 \times (8\text{m}/20\text{m})^{0.75}$$

$$S = \mathbf{20.64 \text{ Mpa}}$$

Se calcula el factor de seguridad **FOS= 20.64/20.6 = 1.00**



Por lo tanto **no** es un pilar seguro

Método de Lunder and Pakalnis (1997)

Este método empírico fue propuesto en 1997 y considera el confinamiento medio de los pilares

$$S=K\sigma_c(C_1+C_2k)$$

Donde K = 0.44 (de 178 observaciones en roca dura, y representa la resistencia debida a la fricción)

σ_c = Resistencia a la compresión simple.

C1 y c2 son constantes de ajuste

$$S=0.44 \sigma_c(0.68+0.52 k)$$

Donde $k = \tan[a \cos (1-C_{pav})/(1+C_{pav})]$

$$Y C_{pav}= 0.46[\log(W/H+0.75)]^{1.4W/H}$$

Se calcula para un pilar cuadrado de 8 m y 40m de altura

$$C_{pav}= 0.46[\log(8/40+0.75)]^{1.4/(8/40)} = -1.25 \times 10^{-12}$$

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

$$k= 0.017$$

Por lo tanto para este caso $S= 0.44UCS (0.68+0.52x(0.017))$

Para un pilar cuadrado de 8m y 40 m de altura

$$W=8 \text{ m}$$

$$H=40\text{m}$$

UCS= 118Mpa (obtenido de pruebas de laboratorio)

$$S=0.44(118\text{MPa})(0.68+0.0084)= 35.7 \text{ Mpa}$$

Entonces el factor de seguridad queda de la siguiente forma:

$$FOS = 35.3/20.6 = 1.73$$

Por lo tanto es un pilar seguro

Para un pilar cuadrado de 8m y 20 m de altura:



$$C_{pav} = 0.46[\log(8/20+0.75)]^{1.4/(8/40)} = 2.53 \times 10^{-5}$$

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

$$k = 0.014$$

Por lo tanto para este caso $S = 0.44UCS (0.68 + \{0.52 \times 0.014\})$

para un pilar cuadrado de 8m y 20 m de altura

$$W = 8 \text{ m}$$

$$H = 20 \text{ m}$$

$$UCS = 118 \text{ MPa}$$

$$S = 0.44(118 \text{ MPa})(0.68 + (0.52 \times 0.014)) = 35.68 \text{ Mpa}$$

Entonces el factor de seguridad queda de la siguiente forma:

$$FOS = 35.68 / 20.6 = \mathbf{1.73}$$

Por lo tanto es un pilar seguro

6.6 RESULTADOS

En seguida se presenta la siguiente tabla con los resultados de para pilares cuadrados de 8 m y alturas de 20 y 40 m respectivamente. Se comparan los resultados por los diferentes métodos empíricos.

Tabla 6.1 resultados par pilares cuadrados de 8 m

Pilar cuadrado de 8m	NIOSH	Overt and Duvall	GOLDER	Lunder and Pakalnis
FOS para 40 m de altura	0.78	2.35	0.59	1.77
FOS para 20 m de altura	1.18	2.48	1	1.73

Como se puede observar en la tabla anterior los pilares NO son seguros por el método de la NIOSH y el método de GOLDER; cabe destacar que estos métodos son empíricos; y se basan en las estadísticas de pilares de varias minas alrededor



JUAN CARLOS CORREA OLAN

del mundo. Para pilares cuadrados de 8m con alturas de 40 m el factor de esbeltez es de solo 0.2 lo cual no es recomendable.

Para pilares de 20 m de altura el factor de esbeltez es de 0.4 lo cual es muy bajo para cuestiones de diseño. Por lo tanto estas dimensiones de pilares no son recomendables por de seguridad y por el método de minado analizado en este informe.

Por lo anterior las dimensiones de los pilares deben aumentar considerablemente para llegar a un diseño seguro.

6.7 CASO 2 PILARES RECTANGULARES DE 12 m DE ANCHO y 30 m DE LARGO

Para cumplir con las condiciones de diseño y de relación de esbeltez, después de haber calculado varias dimensiones de pilares, se proponen pilares rectangulares de 12m x 30m orientados de norte a sur, para de esta forma se disminuyan los efectos estructurales como la estratificación en los pilares. Y con una altura de hasta 40m, con los espaciamientos de 20 m. También se hizo el cálculo por los cuatro métodos presentado anteriormente y se presentan a continuación.

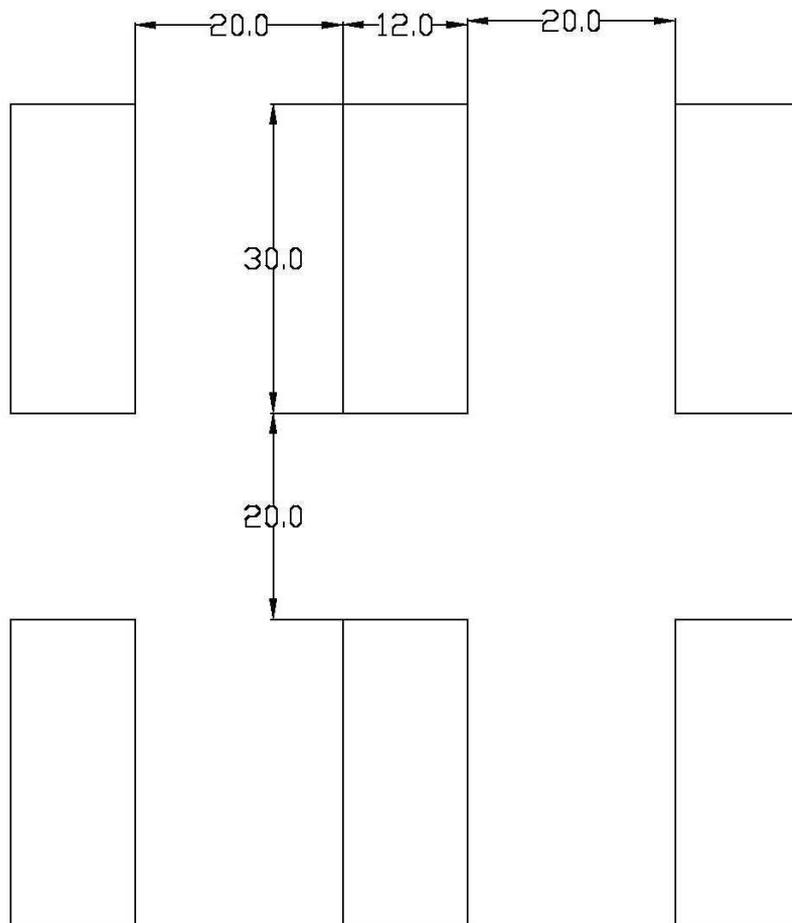


Figura 6.13 Distribución de pilares rectangulares de 12x30m con espaciamientos de 20m



Cálculo de la carga por el método del área tributaria para pilares rectangulares:

$$\sigma_z = \gamma Z (W+B)(L+B)/WL = 0.03 \text{ MN/m}^3 \times 200\text{m} \times (12+20)+(20+30)/(12 \times 30) \text{ m} =$$

26 MPa

Para pilares rectangulares hay que calcular su ancho efectivo para sustituirla en las formulas de cálculo de resistencia del pilar:

$$W_e = 4A_p/C$$

Donde

A_p = área del pilar

C = perímetro del pilar

Para este caso:

$$A_p = 12\text{m} \times 30\text{m} = 360\text{m}^2$$

$$C = (2 \times 12) + (2 \times 30) = 84\text{m}$$

Se sustituye:

$$W_e = 4 \times (360\text{m}^2) / 84\text{m} = \mathbf{17.14 \text{ m}}$$
 este es el ancho efectivo para un pilar rectangular de 12x30 m.

Cálculo de Resistencia del pilar por método NIOSH(National Institute for Occupational Safety and Health)

$$S = 0.65 \text{ UCS } (W^3/H^{.59})$$

Donde:

S = Resistencia del pilar

UCS = Resistencia a la compresión simple

W = ancho de pilar

H = altura del pilar

Para un pilar rectangular con ancho efectivo de 17.14m y 40m de altura:



$$W= 17.14 \text{ m}$$

$$H= 40\text{m}$$

$$UCS= 118 \text{ Mpa}$$

$$S= 0.65 (118\text{MPa}) (8^{-3}/17.14^{.59})= 26.77 \text{ MPa}$$

$$S= \mathbf{26.77 \text{ Mpa}}$$

El factor de seguridad es de FOS= resistencia del pilar/ carga por área tributaria

$$FOS=26.77 \text{ Mpa}/ 26 \text{ Mpa}= \mathbf{1.02}$$

Por lo tanto este pilar no es seguro.

Cálculo por el método de Overt and Duvall

Se tomará el valor de carga por área tributaria mencionado anteriormente y el ancho efectivo de 17.14m

$$S= \mathbf{UCS(0.778.+0.222(W/H))}$$

Donde:

S= resistencia del pilar

UCS= resistencia a la compresión simple de la roca intacta (para este caso se usara el 50% del este valor para calcular en zona segura)

W=ancho del pilar

H=altura del pilar

Para un pilar rectangular de 12x30m y ancho efectivo de 17.14m y 40 m de altura.

$$We=17.14 \text{ m}$$

$$H= 40 \text{ m}$$

$$UCS= 59 \text{ Mpa}$$

Se sustituye en la formula:

$$S= 59 \text{ Mpa} \{(0.778+0.222(17.14/40)\text{m}\}= \mathbf{51 \text{ MPa}}$$

Con este método el factor de seguridad es de:

$$FOS= 51 \text{ MPa}/26 \text{ MPa}= \mathbf{1.98}$$



Por lo tanto es un pilar seguro.

Cálculo por el método de GOLDER ASSOCIATES

Para calcular a la resistencia de un pilar Golder Associates recomienda usar la siguiente ecuación:

$$S=UCS \times 0.3478 \times (W/H)^{0.75}$$

Al sustituir para un pilar rectangular de 12x30 m, con ancho efectivo de 17.4m y 40 m de altura se tiene lo siguiente:

$$UCS= 118\text{Mpa}$$

$$We= 17.14\text{m}$$

$$H=40\text{ m}$$

Se Sustituye:

$$S=(118\text{ Mpa}) \times 0.3478 \times (17.14\text{m}/40\text{m})^{0.75}$$

$$S= 21.73\text{ MPa}$$

Se calcula el factor de seguridad **FOS= 21.73/26 = 0.83**

Por lo tanto **no** es un pilar seguro

Método de Lunder and Pakalnis (1997)

$$S=K\sigma_c(C_1+C_2k)$$

Donde K = 0.44 (de 178 observaciones en roca dura, y representa la resistencia debida a la fricción)

σ_c = Resistencia a la compresión simple.

C1 y c2 son constantes de ajuste

$$S=0.44 \sigma_c(0.68+0.52 k)$$

$$\text{Donde } k = [a \cos (1-Cpav)/(1+Cpav)]$$

$$\text{Y } Cpav= 0.46[\log(W/H+0.75)]^{1.4W/H}$$

Se calcula para un pilar rectangular de 12 x 30 m, con ancho efectivo de 17.14 m y 40m de altura



$$C_{pav} = 0.46[\log(17.14/40+0.75)]^{1.4/(17.14/40)} = 0.033$$

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

$$k = 0.3757$$

Por lo tanto para este caso $S = 0.44UCS (0.68 + 0.52(0.3757))$

Para un pilar rectangular de 12x 30m, con un ancho efectivo de 17.14 m y 40 m de altura

$$W = 17.14 \text{ m}$$

$$H = 40 \text{ m}$$

$$UCS = 118 \text{ MPa}$$

$$S = 0.44(118 \text{ MPa})(0.68) = \mathbf{45.45 \text{ Mpa}}$$

Entonces el factor de seguridad queda de la siguiente forma:

$$FOS = 45.44/26 = \mathbf{1.74}$$

Por lo tanto es un pilar seguro

6.8 RESULTADOS PARA PILARES RECTANGULARES DE 12X30 m

En seguida se presenta la siguiente tabla con los resultados de para pilares rectangulares de 12x30 m y ancho efectivo de 17.14m para una altura de 40 m los resultados por los diferentes métodos empíricos son:

Pilar rectangular de 12x30m	NIOSH	Overt and Duvall	GOLDER	Lunder and Pakalnis
FOS para 40 m de altura	1.02	1.98	0.83	1.74

7.0 CÁLCULO DEL ESFUERZO EN PILARES RECTANGULARES POR MEDIO DEL MÉTODO NÚMÉRICO DE ELEMENTOS FINITOS

Para comparar los resultados obtenidos con los cálculos realizados por métodos empíricos se realizó un cálculo de los esfuerzos en los pilares rectangulares propuestos de 12m de ancho por 30m de largo pilares por medio de método numérico de elementos finitos; se tomo una resistencia la compresión simple de 118 Mpa y una GSI promedio de 60 a 70, que es el valor obtenido en los sulfuros masivos; los resultados se presentan en la siguiente figura:

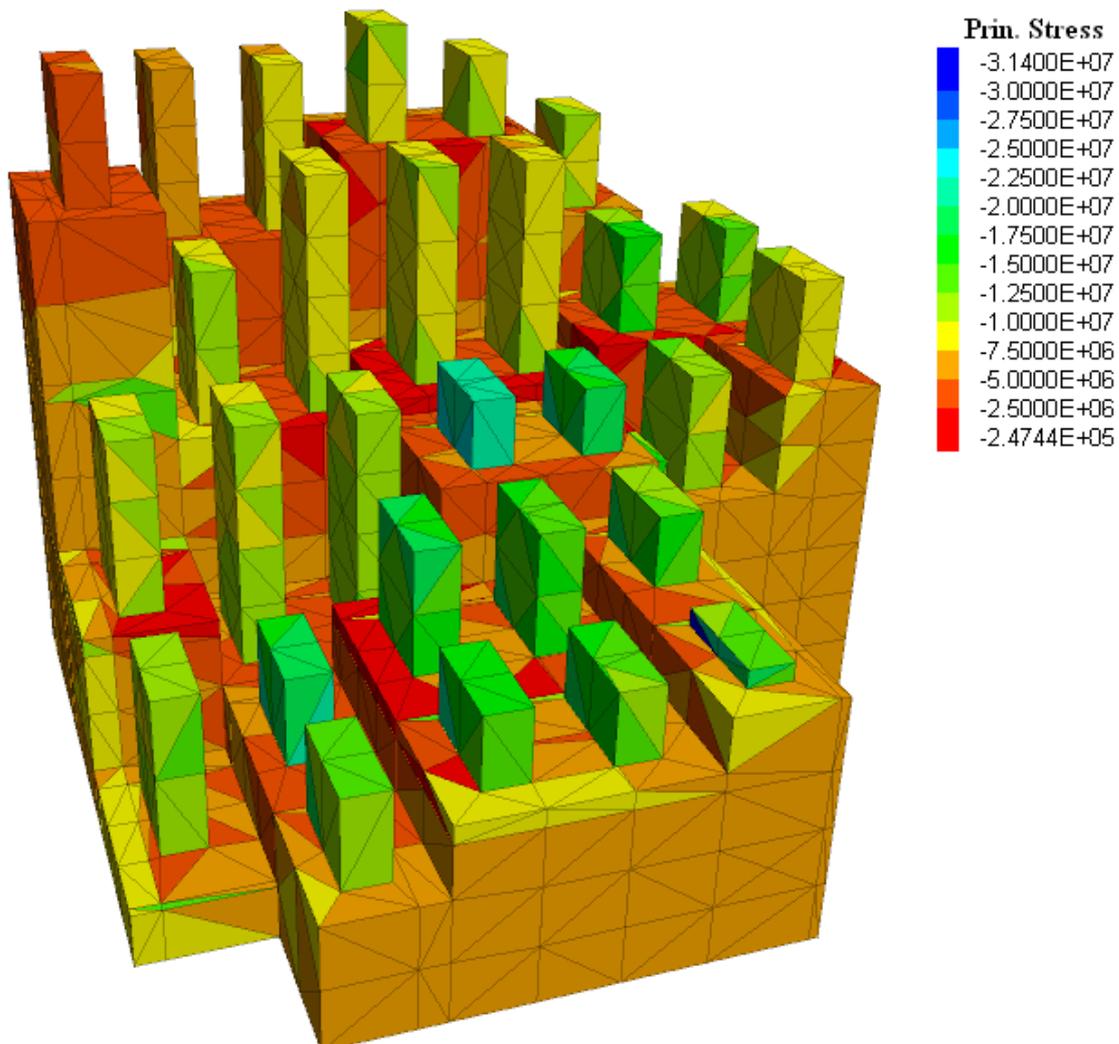


Figura 7.1 Esfuerzos en los pilares calculados por medio de método numérico de elementos finitos



En la figura 7.1 se pueden observar los esfuerzos en los pilares que van desde 5 MPa para los que tienen menor esfuerzo (color naranja) hasta 23 MPa en los que están sometidos a un mayor esfuerzo (color azul).

Si se comparan estos resultados con los valores obtenidos por el método de área tributaria, son menores. y no, y se encuentra que no son los mismos en todos los pilares; solo hay 4 casos en los que el esfuerzo llega a los 23 Mpa y es el caso más desfavorable con este método.

Con el método de cálculo por área tributaria se obtuvieron valores de 20.6 Mpa para pilares cuadrados de 8m y con espaciamientos de 20 m y 26 MPa para pilares rectangulares de 12x 30m con espaciamientos de 20 m.

Con los valores obtenidos con el método numérico de elementos finitos se procedió a calcular el factor de seguridad para los pilares rectangulares propuestos de 12x30m; para estos cálculos se tomara el valor más alto obtenido por el método numérico de elementos finitos. Aunque hay pilares que tienen la cuarta parte del esfuerzo por este mismo método.

A continuación se presenta la tabla 7.1 donde se comparan los factores de seguridad obtenidos con el método numérico de elementos finitos esfuerzos en el pilar de 25 MPa y la resistencia del pilar usando los métodos empíricos:

Tabla 7.1 calculo de factor de seguridad para pilares con cargas de 25 Mpa

	METODO DE CALCULO DE RESISTENCIA DEL PILAR			
	NIOSH	Overt and Duvall	GOLDER	Lunder and Pakalnis
Resistencia del pilar (Mpa)	26.77	51	21.73	45.45
Carga del pilar método numérico	25	25	25	25
FOS	1.07	2.04	0.86	1.818



Como se puede observar en la figura 7.1, la mayoría de los pilares tienen una carga de 17.5 Mpa; esto es con el método numérico de elementos finitos, por lo cual se procedió a calcular el factor de seguridad para dichos pilares usando la resistencia del pilar obtenida con los métodos empíricos, los resultados se presentan a continuación:

Tabla 7.2 Cálculo de factor de seguridad para pilares con cargas de 17 Mpa

	METODO DE CALCULO DE RESISTENCIA DEL PILAR			
	NIOSH	Overt and Duvall	GOLDER	Lunder and Pakalnis
Resistencia del pilar (Mpa)	26.77	51	21.73	45.45
Carga del pilar método numérico	17	17	17	17
FOS	1.57	3	1.26	2.67

Según los resultados anteriores, los pilares propuestos de 12x 30m se pueden considerar seguros, al combinar los dos métodos de cálculo.

8.0 RECOMENDACIÓN DEL SENTIDO DE AVANCE DE LA EXCAVACIÓN

La dirección de excavación que se recomienda para este proyecto, se puede deducir de los estudios anteriores, y de las condiciones de las zonas que ya fueron explotadas con anterioridad, la dirección propuesta en el sentido del echado de las calizas, como se puede ver en la figura 6.9 donde se presenta la zona a explotar y un estereograma con las fracturas y la dirección de la estratificación.

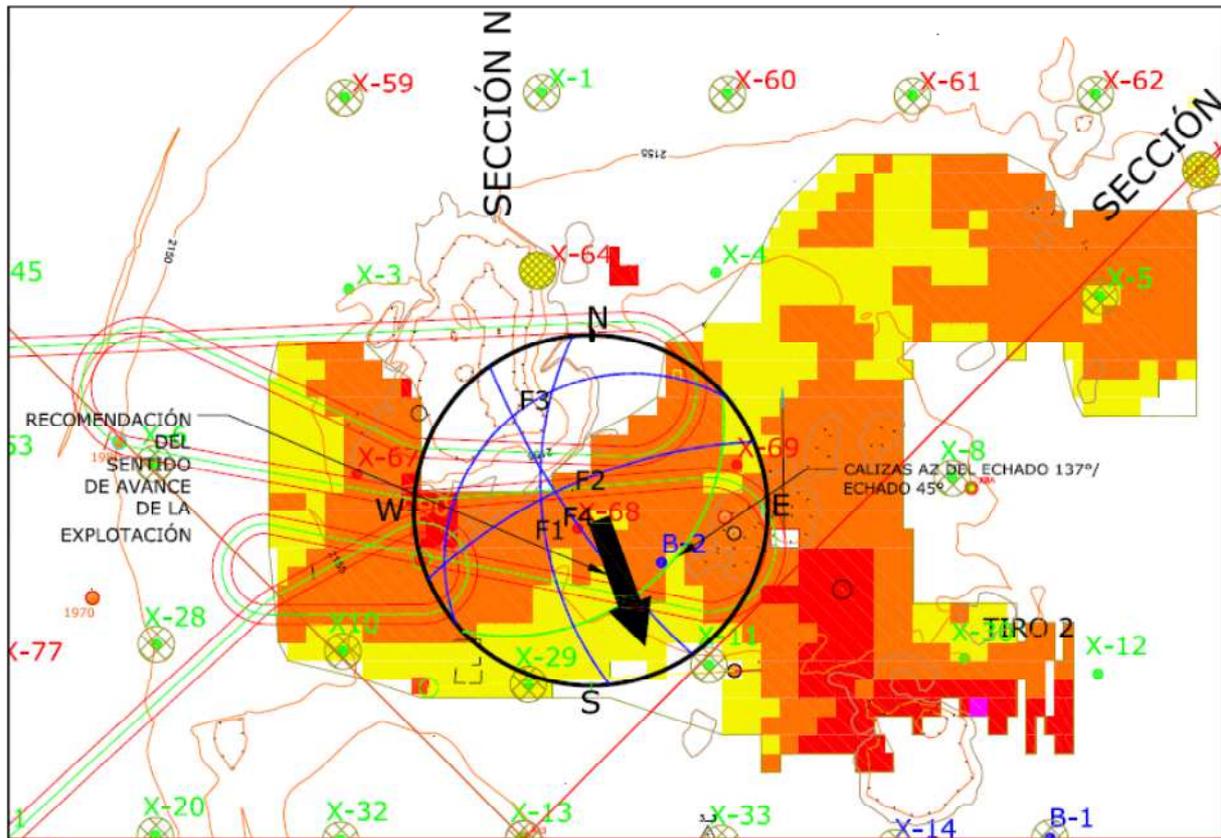


Figura 8.1 Recomendación del sentido de avance de la explotación.

En caso de utilizar otra dirección de avance, se deberá tener en cuenta que se pueden presentar problemas de índole geotécnico como son salida de cuñas, deslizamiento de bloques y volteo; estos posibles problemas se pueden resolver con sistemas de sostenimiento artificial, como son anclas, mallas, concreto lanzado, etc. Para esto se deberá hacer el seguimiento geotécnico de las excavaciones, y hacer los proyectos de estabilización conforme se detecten los posibles mecanismos de falla.



9.0 SEGUIMIENTO GEOTÉCNICO

Es importante destacar que durante las dos etapas de estudio se obtuvieron datos muy confiables y de muy buena calidad para realizar los diseños necesarios desde el punto de vista geotécnico; es importante considerar durante las subsecuentes etapas de diseño y durante la explotación de la mina se cuente seguimiento geotécnico para prevenir potenciales inestabilidades. Así se debe llevar a cabo un sistema de soporte artificial adecuado a las condiciones que se presenten. Se recomienda también seguir con los trabajos de geotécnia hasta el momento realizados; por ejemplo, en caso de existir más barrenación, se deberá hacer el levantamiento geotécnico del barreno y tomar las fotografías para realizar los planos de fotografía del barreno con cámara de alta resolución para seguir alimentando la base de datos que se ha generado hasta el momento; toda esta información será de mucha utilidad durante las siguientes etapas del proyecto.

Se propone también realizar un programa de instrumentación para tener un sistema de alerta ante potenciales inestabilidades.

10.0 CONCLUSIONES

10.1 DE LAS DIMENSIONES DE LA UNIDADES DE EXPLOTACIÓN

De los trabajos realizados se puede concluir que las dimensiones propuestas para las unidades de explotación son adecuadas desde el punto de vista de los métodos empíricos utilizados en este trabajo.

Estas dimensiones son paneles de 20 m de ancho por 20 m de alto y hasta 80 metros de longitud,

De acuerdo a los diseños propuestos para los páneles el sentido de avance se recomienda de NW a SE en el sentido de la estratificación.

No se considera el ingreso de personal o equipo a la zona de explotación (páneles) Durante la operación se deberán controlar las voladuras para minimizar los daños en paredes y pilares; de este modo, se evita generar potenciales mecanismos de ruptura.



Durante la operación se recomienda llevar el control geotécnico de la mina periódicamente por personal especializado para identificar los mecanismos de inestabilidad, y llevar el control del sistema de soporte artificial en donde sea necesario.

Se recomienda llevar un seguimiento sistemático, con un buen control y gestión de la información, con el objetivo de tener una base geotécnica de datos que permita estandarizar criterios y procedimientos de reacción para responder ante los potenciales mecanismos de ruptura que se puedan presentar durante la operación.

Se recomienda diseñar un sistema de monitoreo geomecánico con los siguientes objetivos:

- Conocer el comportamiento del macizo rocoso
- Anticipar la dilución
- Optimizar la explotación
- Tener un sistema de alerta temprana de potenciales inestabilidades.
- Poner un sistema de soporte artificial donde sea necesario.

10.2 DE LAS DIMENSIONES DE LOS PILARES

De los resultados discutidos en el subcapítulo 6.4 se puede decir que los pilares cuadrados de 8m y con alturas mayores a 20 m no son seguros; y no se recomienda utilizar estas dimensiones en caso de emplear el método de minado analizado para este proyecto.

Los pilares que se recomiendan son de forma rectangular y de dimensiones de 12 m de ancho por 30 m de largo para tener un ancho efectivo del pilar de 17.14 m, y una altura del pilar de hasta 40 metros, con espaciamientos de 20 metros; Aunque con los métodos de la NIOSH y GOLDER el factor de seguridad FOS es menor a 1.5 por el método de área tributaria; con el cálculo con método numérico de elementos finitos se tienen factor de seguridad arriba de 1.5 en 3 de los cuatro métodos usados. Por estas razones se considera que estos pilares ya son seguros desde el punto de vista de resistencia.

Estos pilares rectangulares se pueden recomendar desde el punto de vista estructural ya que la dirección de lado largo de los pilares propuesta; se toma en cuenta en el sentido de la estratificación. La dirección recomendada de excavación

es perpendicular a la dirección de la estratificación que tiene una dirección del echado de 137° en dirección SE. Solo en caso necesario se va a requerir reforzar estos pilares artificialmente, en lugares donde se encuentren estructuras mayores como fallas.

Para lograr esto se deberá hacer un mapeo de las discontinuidades durante la operación de la mina y proyectar estas en las zonas donde se van a alojar los pilares para diseñar el tratamiento de refuerzo artificial en caso de ser necesario.

Este método de minado de salones y pilares requiere dejar un millón nueve mil toneladas de mineral, lo cual representa el 20% de las reservas minables, esto resulta antieconómico para este yacimiento como se puede ver en la figura 10.1

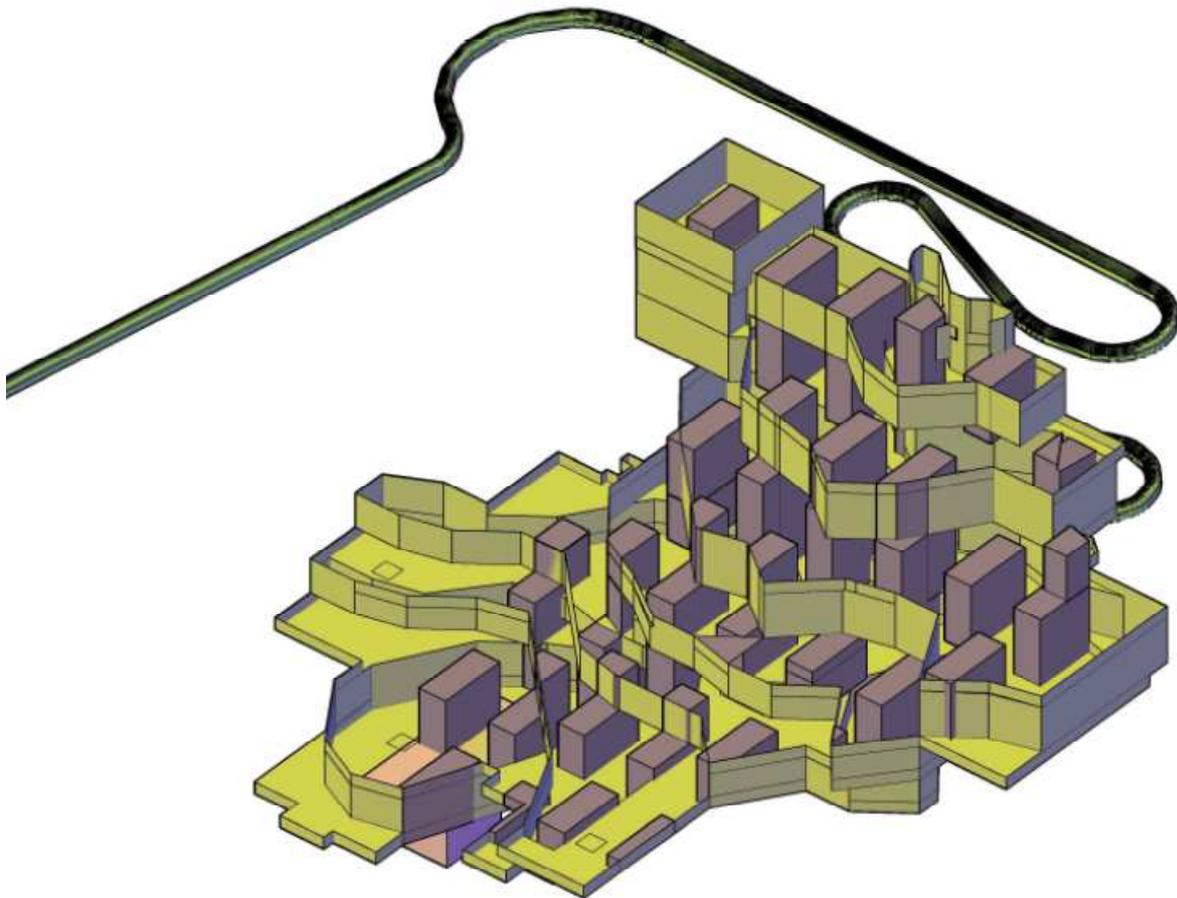


Figura 10.1 Isométrico de los pilares propuestos de 12x 30 m.

Se buscaron otras alternativas de métodos de minado para reducir costos de la operación de relleno con pasta, como dejar pilares esbeltos y relleno, pero se debe



rellenar como mínimo el 50% de la altura de los salones; esta alternativa deja como mínimo 300 mil toneladas de mineral y hay que aumentarle el costo del relleno.

Otra alternativa por ejemplo es el VCR (vertical cráter retreat), pero en este caso hay un aumento en la dilución, además de que no hay un control de las leyes y se requiere la construcción de una gran cantidad de obras de desarrollo, ya que estas deben estar más lejos de la zona a minar por seguridad y se afectaría la extracción de la zona de mixtos (óxidos y sulfuros).

Como resultado de los análisis anteriores se puede concluir que el mejor método de minado para este yacimiento es el de usar relleno de pasta, desde el punto de vista económico y sobre todo desde el punto de vista de la seguridad.

Una vez que comience la operación y de acuerdo al comportamiento de la roca desde el punto de vista de resistencia, y levanten en mapas a detalle las discontinuidades mayores; de esta manera se podrán proponer sistemas de optimización del método de minado para reducir los costos de la explotación.

11.0 RECOMENDACIONES

A continuación se enlistan una serie de recomendaciones a seguir para aumentar la seguridad y la eficiencia del minado una vez que comience la operación.

- Realizar un modelo geológico en 3D, para que se defina con exactitud la posición de las estructuras mayores.
- Durante la operación se debe llevar a cabo el mapeo de las discontinuidades para anticipar posibles problemas de caídos y diseñar sistemas de reforzamiento antes de llegar a las zonas problemáticas.
- Llevar un seguimiento por personal de mecánica de rocas para conocer el comportamiento del macizo rocoso.



BIBLIOGRAFÍA

Goel R. K. and Bhawani Singh. Engineering Rock Mass Classification: Tunnelling, Foundations and Landslides. Jul 29, 2011.

González de Vallejo Luis y Mercedes Ferrer. Ingeniería geológica. Universidad Complutense de Madrid, España. Instituto Geológico y Minero de España, Madrid. 2004.

Hoek E. and Brown E. T. Excavaciones subterráneas en roca. McGraw–Hill. 1985.

Hoek E., P. K. Kaiser, W. F. Bawdeen. Support of Underground Excavations in Hard Rock. Editor Balkema. 2002.

NIOSH, Pillar and Roof Span Design Guidelines for Underground stone Mines, information circular, 2011

Lunder, P. J. and Pakalnis, R. C. (1997) Determination of the strength of hard-rock mine pillars. CIM Bull.,90 (1013): 51–5.

Hudson John A. and John P. Hamson. Engineering Rock Mechanics (Introduction to the principles). Pergamon Press. 1997.

Pariseau William G. Design Analysis in Rock Mechanics. University of Utah, USA. CRC Press. 2006.

Mathews KE, Hoek DC, Wyllie DC, Stewart SBV [1980]. Prediction of stable excavation spans for mining at depths below 1,000 metres in hard rock. Report to Canada Centre for Mining and Energy Technology (CANMET), Department of Energy and Resources; DSS File No. 17SQ.23440-0-90210. Ottawa, Canada.

Potvin Ives, Dick Staney, John Hadjigeorgion (Editors). Surface support in mining. ACG (Australian Centre for Geomechanics).

Xia–Ting Feng and John A. Hudson. Rock Engineering Design. CRC Press. 2011

Cheng-Yu Ku , Numerical Modeling of Fractured Rock Masses: Numerical Modeling of Fractured Rock Masses Using Numerical Manifold Method, VDM, Alemania 2009.

E. T. Brown, Block Caving Geomechanics, JKMRRC, University of Queensland, 200