

UNIVERSIDAD DE SANTIAGO DE CHILE

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería en Minas



**ESTUDIO TÉCNICO ECONÓMICO DE LA FORTIFICACIÓN DE LAS
SALAS DE CHANCADO DEL PROYECTO MINA CHUQUICAMATA
SUBTERRÁNEA**

Ricardo Andrés Troncoso Véliz

Profesor Guía: Pablo Israel Vásquez Vidal.

Trabajo de Titulación presentado en
conformidad a los requisitos para obtener
el Título de Ingeniero Civil en Minas.

Santiago – Chile

2016

© Ricardo Andrés Troncoso Véliz, 2016.

Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-Chile 3.0.

RESUMEN

El presente trabajo de título, es solicitado por la dirección de Minería-Geoinformación Básica en conjunto con el Proyecto de Obras Tempranas de la Vicepresidencia de Proyectos de CODELCO. Se ha de realizar un estudio que garantice la calidad en la constructibilidad y diseño de las obras del sistema de chancado, a lo largo de la vida del proyecto, en resguardo de la productividad, las personas y los equipos que trabajarán en el lugar.

La recopilación de antecedentes en primera instancia considera si la ubicación de las salas de chancado es la adecuada (en base al modelo geológico actual), y si evita la zona geotécnica Cuarzo Menor Sericita ($Q < S$). Se encontraron 3 salas de chancado que pueden ser reubicadas, puesto que ellas no implican interferencias con labores preexistentes, con los cruzados geotécnicos ni con la rampa de exploración.

Para evaluar la fortificación, se determinó a través de métodos empíricos una primera aproximación escalable a la fortificación requerida, el que se basa también en proyectos anteriores.

Una vez definido la fortificación, es evaluada a través de métodos numéricos bidimensionales y tridimensionales, para estimar la sollicitación de esfuerzos, determinar las zonas que presentan concentración de esfuerzos o desconfinamientos y determinar zonas de daño, que en conjunto con la definición de los bloques finitos removibles, permiten determinar si la fortificación propuesta es capaz de contener las inestabilidades que se presentan al momento de construir la excavación, y de acuerdo a los resultados obtenidos, la principal conclusión del estudio es aceptar la fortificación recomendada, ante la ausencia de situaciones de extrema gravedad, que invaliden el diseño.

También se determinan los requerimientos por macrobloque y totales, de los solicitados para fortificación, esto dependiendo de la calidad de roca estimada por sala y de acuerdo a la zona donde se ubican. Dentro de los resultados, se recomienda a la empresa actualizar el informe validado, debido a las diferencias en cuanto a las cantidades totales de elementos de fortificación propuestos en ambos. Además, se determinaron los costos de construcción y total, los que varían entre los 1.9 MUS\$ y 1.98 MUS\$ para roca de buena calidad, y entre los 2.2 MUS\$ y 2.77 MUS\$, en zona de roca con calidad regular, dependiendo de la zona en las que están ubicadas.

Finalmente se recomendó la instrumentación geotécnica, para la caverna de chancado, con el fin de validar los resultados obtenidos en este estudio.

*Dedico este trabajo a toda mi familia
en especial a mis padres y hermana
quienes nunca dudaron que lo lograría.*

*A “Cósmicos” por ser los grandes amigos,
que me acompañaron en esta etapa.*

*Y a todos los que confiaron y me apoyaron
durante este camino para ser un profesional.*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer a mi familia, mi madre, Ernestina Veliz, mujer de esfuerzo infinito, mi padre, Ricardo Troncoso, mi ejemplo de entereza a seguir, mi hermana Bárbara Troncoso, de quien no hay y dudas de que llegará a estas instancias. Sin ellos, llegar aquí no hubiera sido posible, sin su cariño y esfuerzo, a quienes les debo todo.

Al equipo del proyecto Mina Chuquicamata Subterránea, en especial a Francisco Gálvez, Diego Gajardo, Tomás Leño y Antonio Bueno, quienes no solo me brindaron su apoyo durante la realización de mi memoria, sino que también me ayudaron a mi desarrollo como profesional. A las personas que me ayudaron durante mis prácticas profesionales, al entonces equipo del Proyecto Nuevo Nivel Mina, en especial a Juan Jarufe, Giuseppe Barindelli, Daniela Harrison, Antonio Madrid y Jorge Pereira.

A Pablo Vásquez, más que un profesor guía, un amigo, quien ha sido una parte fundamental durante mi desarrollo profesional, con quien haber trabajado estos años, me dio otro punto de vista de lo que es el mundo minero, quien desinteresadamente ha compartido su conocimiento conmigo. Agradecer también a los profesores Luis Quiñones y Miguel Vera, por haberme aceptado como su memorista.

A “Cósmicos” grupo de amigos con los que compartí esta hermosa etapa de la vida, de quienes aprendí valores esenciales, no solo como futuro profesional, sino como persona. Con ellos pasamos largas noches de estudio y trabajos, que al final terminaron por unirnos más. Gracias, sin ustedes, esta no hubiera sido la mejor etapa de mi vida.

A Nicolás, Javier, José Carlos y María José, quienes han estado ahí para darme su apoyo incondicional, no solo durante todo este proceso, sino que también en la vida.

Y todos los que influyeron de alguna manera, para que yo lograra ser profesional.

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.2.1 Objetivos Principales	1
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES	2
1.3.1 Alcances	2
1.3.2 Limitaciones	2
1.4 METODOLOGÍA DE TRABAJO	3
1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO	3
1.6 MANDANTE DEL ESTUDIO	4
CAPITULO 2. ANTECEDENTES GENERALES.....	5
2.1 VICEPRESIDENCIA DE PROYECTOS.....	5
2.2 CODELCO NORTE	5
2.3 PROYECTO MINA CHUQUICAMATA SUBTERRÁNEA (PMCHS)	7
2.3.1 Características del Yacimiento	7
2.3.2 Recursos Extraíbles.....	9
2.3.3 Método de Explotación	10
2.3.4 Configuración de la Explotación	13
2.3.5 Plan de Producción a Largo Plazo	15
2.3.6 Plan de Producción Corto Plazo.....	17
CAPITULO 3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL EMPLAZAMIENTO.....	21
3.1 MARCO GEOLÓGICO	21
3.2 GEOLOGÍA DEL DISTRITO CODELCO NORTE	22
3.3 CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL	25
3.3.1 Sistemas y Estructuras Principales	25
3.1.1 Dominios Estructurales.....	26
3.1.2 Dominios Estructurales de Control de la Mineralización	27

3.4 UNIDADES DE ALTERACIÓN.....	28
3.5 UNIDADES DE MINERALIZACIÓN	30
3.6 UNIDADES GEOTÉCNICAS.....	31
CAPITULO 4. SISTEMAS DE FORTIFICACIÓN EN ROCA	38
4.1 INTRODUCCIÓN.....	38
4.2 CRITERIOS Y FACTORES DE DISEÑO	39
4.3 TIPOS DE ELEMENTOS DE SOPORTE.....	42
4.3.1 Pernos de Anclaje.....	42
4.3.2 Malla de Alambre	47
4.3.3 Pernos Mixtos	48
4.3.4 Shotcrete.....	48
4.3.5 Marcos de Acero.....	50
CAPITULO 5. UBICACIÓN RECOMENDADA DE LAS SALAS DE CHANCADO	51
5.1 DISEÑO DE LAS SALAS DE CHANCADO.....	51
5.2 ZONIFICACIÓN POR CALIDAD GEOTÉCNICA	54
5.3 INTERFERENCIAS CON OTRAS EXCAVACIONES.....	54
5.4 ZONAS DE MALA CALIDAD GEOTÉCNICA.....	54
5.5 SALAS DE CHANCADO EN ZONAS DE MALA CALIDAD GEOTÉCNICA	55
5.6 PIQUES DE TRASPASO EN ZONAS DE MALA CALIDAD GEOTÉCNICA	57
5.7 RECOMENDACIÓN DE LA UBICACIÓN DE LAS SALAS DE CHANCADO	60
5.7.1 Macro Bloque N-3.....	60
5.7.2 Macro Bloque N-1	62
5.7.3 Macro Bloque S-1	63
5.7.4 Macro Bloque S-2.....	64
5.7.5 Macro Bloque S-4	66
5.7.6 Macro Bloque S-5.....	67
5.7.7 Macro Bloque S-8.....	69
5.8 COMENTARIOS A LA UBICACIÓN DE LAS SALAS DE CHANCADO	69
CAPITULO 6. FORTIFICACIÓN UTILIZANDO METODOLOGÍA EMPÍRICA	70

6.1 MÉTODO DE BARTON.....	70
6.2 MÉTODO DE PALMSTRÖM y NILSEN.....	75
6.3 MÉTODO DE LANG Y BISCHOFF.....	76
6.4 MÉTODO DEL U.S. ARMY CORPS.....	77
6.5 MÉTODO DE HOEK.....	79
CAPITULO 7. MODELAMIENTO NUMÉRICO.....	81
7.1 INTRODUCCIÓN.....	81
7.2 MÉTODOS NUMÉRICOS DIFERENCIALES E INTEGRALES.....	82
7.2.1 Método de Elementos Finitos (FEM).....	84
7.2.2 Método de Elementos de Contorno (BEM).....	86
7.3 CONSIDERACIONES GENERALES.....	88
7.4 MODELO ELÁSTICO TRIDIMENSIONAL.....	90
7.4.1 Zona Norte.....	92
7.4.2 Zona Centro.....	93
7.4.3 Zona Sur.....	95
7.5 MODELO PLÁSTICO BIDIMENSIONAL.....	97
7.5.1 Zona Norte.....	98
7.5.2 Zona Centro.....	98
7.5.3 Zona Sur.....	99
7.6 COMENTARIOS A LOS RESULTADOS DE LOS MODELOS.....	100
CAPITULO 8. ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DEL DISEÑO DE FORTIFICACIÓN.....	102
8.1 CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD.....	102
8.2 FORTIFICACIÓN RECOMENDADA PARA LA CAVERNA DE CHANCADO.....	103
8.3 DETERMINACIÓN DE LOS BLOQUES FINITOS REMOVIBLES.....	105
8.4 EVALUACIÓN DE LA FORTIFICACIÓN RECOMENDADA.....	110
8.5.1 Verificación de Pernos y Cables.....	112
8.5.2 Verificación Estructural del Shotcrete.....	114
8.6 CUBICACIÓN ELEMENTOS DE FORTIFICACIÓN.....	117
8.6.1 Consideraciones Previas.....	117

8.6.2 Cubicaciones Por Unidad Básica	119
8.6.3 Cubicación Total de Elementos de Fortificación	122
8.5 EVALUACIÓN ECONÓMICA FORTIFICACIÓN	123
CAPITULO 9. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA PARA CAVERNAS	124
9.1 TÉCNICAS DE INSTRUMENTACIÓN PARA EL MONITOREO GEOTÉCNICO	124
9.1.1 Técnica de Overcoring.....	124
9.1.2 Instrumentación de Monitoreo de Convergencia en Túneles.....	128
9.1.3 Instrumentos de Monitoreo de Desplazamientos de Macizo Rocosos Circundante...	128
9.1.4 Instrumentos de Medición de Cargas sobre Sistemas de Soporte	129
9.2 CRITERIOS DE DISEÑO DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA.....	130
9.3 PLAN DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICAS PARA LAS SALAS DE CHANCADO	131
9.3.1 Monitoreo de Desplazamientos de Macizo Rocosos	131
9.3.2 Medición de Cargas sobre Sistemas de Soporte	133
9.3.3 Medición de Esfuerzos “In Situ”	134
CAPITULO 10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	135
BIBLIOGRAFÍA	139
ANEXOS	142
ANEXO A ETAPAS CONSTRUCTIVAS DE LA SALA DE CHANCADO	143
ANEXO B FORTIFICACIÓN POR MÉTODO DE BARTON.....	152
ANEXO C RESULTADOS MODELO NUMÉRICO ELÁSTICO.....	156
ANEXO D DETERMINACIÓN DIAGRAMAS DE FUERZAS	179
ANEXO E VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DEL SHOTCRETE SALA DE CHANCADO....	183
ANEXO F DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE FALLA DE LOS ELEMENTOS DE SOPORTE	188
ANEXO G CUBICACIÓN DE ELEMENTOS DE SOPORTE	191

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Reservas Extraíbles.	9
Tabla 3.1: Categorización de Estructuras.....	26
Tabla 3.2: Propiedades de los DGT involucrados en el Sector Norte.	32
Tabla 3.3: Propiedades de los DGT involucrados en la Zona Central.	34
Tabla 3.4: Propiedades de los DGT Involucrados en la Zona Sur	36
Tabla 4.1: Funcionalidad de los Sistemas de Soporte	38
Tabla 5.1: Descripción de Labores en Sala de Chancado.	52
Tabla 5.2: Categorización Parámetros Roca Intacta.	54
Tabla 6.1: Recomendación de ESR.....	71
Tabla 6.2: Determinación del Diámetro Equivalente por Labor.	72
Tabla 6.3: Determinación del Q de Barton por UGTB presente en el Análisis.	73
Tabla 6.4: Determinación de la Máxima Luz Libre y el Pattern Preliminar de Fortificación.	74
Tabla 6.5: Determinación del Largo del Elemento de Soporte.	75
Tabla 6.6: Largo de Pernos según Método de Palmström y Nilsen.	76
Tabla 6.7: Resumen Longitud del Soporte según método de Lang & Bischoff.	77
Tabla 6.8: Resumen Longitud del Soporte según método del US Army Corps.	78
Tabla 6.9: Recomendación Largo Elemento de Soporte.....	80
Tabla 7.1: Estado Tensional Considerado para el Análisis	89
Tabla 7.2: Propiedades de Roca Intacta y de Macizo Rocosos Utilizadas en Análisis.....	89
Tabla 7.3: Desplazamientos y Deformaciones Máximas.	101
Tabla 8.1: Fortificación Recomendada para la Caverna de Chancado Roca Regular.....	104
Tabla 8.2: Fortificación Recomendada para la Caverna de Chancado Roca Buena.....	105
Tabla 8.3: Sistemas Estructurales Incorporados en el Análisis.....	106
Tabla 8.4: Densidad de las UGTB Analizadas.....	107
Tabla 8.5: Datos Cuña Crítica Pique de Traspaso N°4 UGTB Nor-Oeste.....	108
Tabla 8.6: Verificación de Pernos y Cables Zona Norte.....	112
Tabla 8.7: Verificación de Pernos y Cables Zona Centro.....	113
Tabla 8.8: Verificación de Pernos y Cables Zona Sur.....	113
Tabla 8.9: Elementos de Soporte (pernos) por metro lineal para roca Regular.....	119
Tabla 8.10: Elementos de Soporte (Malla y Shotcrete) por metro lineal para Roca Regular....	120
Tabla 8.11: Elementos de Soporte (Cables) por metro lineal para roca Regular.....	120
Tabla 8.12: Elementos de Soporte (Pernos) por Metro Lineal para Roca Buena.....	121
Tabla 8.13: Elementos de Soporte (Malla y Shotcrete) por Metro Lineal para Roca Buena.....	121
Tabla 8.14: Elementos de Soporte (Cables) por Metro Lineal para Roca Buena.....	122
Tabla 8.15: Requerimiento Total de Elementos de Fortificación.....	122
Tabla 8.16: Costo Total por Sala de Chancado Construida y Fortificada.....	123
Tabla 9.1: Elementos de Instrumentación Salas de Chancado.....	134

Tabla 10.1: Fortificación Utilizando Metodología Empírica.....	135
Tabla 10.2: Resultados Modelamiento Elástico Tridimensional	136

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Ubicación Complejo CODELCO Norte.	5
Figura 2.2: Vista Aérea del Complejo CODELCO Norte.	6
Figura 2.3: Caracterización del Yacimiento Chuquicamata.	8
Figura 2.4: Recursos Yacimiento Chuquicamata.	9
Figura 2.5: Porcentajes de Certeza de las Plantas por Nivel.	10
Figura 2.6: Disposición General de los Macrobloques.	10
Figura 2.7: Vista Isométrica de un Panel Caving.....	11
Figura 2.8: Vista Isométrica de un Block Caving.	12
Figura 2.9: Niveles de Explotación	13
Figura 2.10: Distribución Vertical de Obras	15
Figura 2.11: Diseño de Explotación.	19
Figura 2.12: Secuencia de Hundimiento Macro Bloques 1841 Norte 1 y 1841 Sur 1.	20
Figura 3.1: Depósitos del Distrito CODELCO Norte.	22
Figura 3.2: Sistema de Fallas de Domeyko.	23
Figura 3.3: Geología del Distrito CODELCO Norte.	25
Figura 3.4: Dominios Estructurales.	28
Figura 3.5: Zona Norte.	32
Figura 3.6: GSI Zona Norte.....	33
Figura 3.7: UGTB de la Zona Central.	34
Figura 3.8: GSI Zona Central.	35
Figura 3.9: UGTB Zona Sur.	36
Figura 3.10: GSI Zona Sur.	37
Figura 4.1: Funciones de la Fortificación.	38
Figura 4.2: Perno de Anclaje Mecánico.	43
Figura 4.3: Perno Rosca lechado con Resina.	44
Figura 4.4: Perno lechado con Cemento.	44
Figura 4.5: Perno Split Set.	45
Figura 4.6: Perno Swellex.	45
Figura 5.1: Modelo Tridimensional Sala de Chancado.	51
Figura 5.2: Vista en Perfil Sala de Chancado.	52
Figura 5.3: Chancador de Mandíbula a Instalar en la Sala de Chancado.	53
Figura 5.4: Modelo Operativo Sala de Chancado.	53
Figura 5.5: Distribución de la Zona Q<S en el Nivel de Producción.....	55

Figura 5.6: Vista superior Nivel de Producción MB-N3.	56
Figura 5.7: Vista superior En Corte Nivel de Producción MB-N3.	56
Figura 5.8: Vista superior Nivel de Producción MB-S1.	57
Figura 5.9: Vista superior En Corte Nivel de Producción MB-S1.	57
Figura 5.10: Vista Superior En Corte MB-N1.	58
Figura 5.11: Vista Superior En Corte MB-S2.	58
Figura 5.12: Vista Superior En Corte MB-S4.	59
Figura 5.13: Vista Superior En Corte MB-S5.	59
Figura 5.14: Vista Superior En Corte MB-S8.	60
Figura 5.15: Vista superior de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N3.	61
Figura 5.16: Vista superior de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N3.	61
Figura 5.17: Vista superior En Corte de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N3.	62
Figura 5.18: Vista superior de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N1.	62
Figura 5.19: Vista superior En Corte de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N1.	63
Figura 5.20: Vista superior de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-S1.	63
Figura 5.21: Vista superior En Corte de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-S1.	64
Figura 5.22: Intersección del Pique de Traspaso N°2 de la Sala del MB-S2 con el Cruzado Geotécnico N°4.	64
Figura 5.23: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S2 Una Línea de Zanja.	65
Figura 5.24: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S2 Dos Líneas de Zanja.	65
Figura 5.25: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S2 Tres Líneas de Zanja.	66
Figura 5.26: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S4 Dos Líneas de Zanja.	67
Figura 5.27: Condición Actual de la Sala de Chancado del MB-S5.	67
Figura 5.28: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S5 Una Líneas de Zanja.	68
Figura 5.29: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S5 Dos Líneas de Zanja.	68
Figura 5.30: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S5 Dos Líneas de Zanja.	69
Figura 7.1: Esquemmatización de un Modelo Numérico Diferencial.	83
Figura 7.2: Esquemmatización de un Modelo Numérico Integral.	84
Figura 7.3: Resultado de un Modelo Numérico Plástico, utilizando FEM.	85
Figura 7.4: Resultado de un Modelo Numérico Elástico, utilizando BEM.	87
Figura 7.5: Complejidad de la Geometría del Modelo que se puede utilizar en BEM.	88
Figura 7.6: Modelo Tridimensional de la Sala de Chancado.	90
Figura 7.7: Grillas de Análisis Definidas para el Modelo Tridimensional.	91
Figura 7.8: Resultado Modelo Numérico Tridimensional Zona Norte.	92
Figura 7.9: Zona de Daño Sala de Chancado Construida Zona Norte.	93

Figura 7.10: Resultado Modelo Numérico Tridimensional Zona Centro.....	94
Figura 7.11: Zona de Daño Sala de Chancado Construida Zona Centro.....	95
Figura 7.12: Resultado Modelo Numérico Tridimensional Zona Sur.	95
Figura 7.13: Zona de Daño Sala de Chancado Construida Zona Sur.	96
Figura 7.14: Geometría a Considerar en el Modelamiento Plástico.	97
Figura 7.15: Puente de Roca Considerado en el Análisis Plástico.	97
Figura 7.16: Resultado Modelamiento Numérico Elastoplástico Zona Norte	98
Figura 7.17: Resultado Modelamiento Numérico Elastoplástico Zona Centro.	99
Figura 7.18: Resultado Modelamiento Numérico Elastoplástico Zona Sur.	100
Figura 8.1: Perfil Pique de Traspaso N°4 UGTB Nor-Oeste.....	109
Figura 8.2: Vista Isométrica Pique de Traspaso N°4 UGTB Nor-Oeste.	109
Figura 8.3: Perfil Pique de Traspaso N°4 UGTB Nor-Oeste Aplicando Capa de Shotcrete.....	110
Figura 8.4: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Norte.	114
Figura 8.5: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Centro	115
Figura 8.6: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Sur.....	116
Figura 8.7: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Sur.	117
Figura 9.1: Metodología del Overcoring USBM.	125
Figura 9.2: Celda Hollow Inclusion.	126
Figura 9.3: Fracturamiento Hidráulico.....	127
Figura 9.4: Fuente de Generación de la Emisión Acústica.....	127
Figura 9.5: Disposición de Extensómetros en Salas de Chancado.....	132
Figura 9.6: Disposición de Celdas de Carga en Pernos y Cables.....	133

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1: Plan de Producción 50400 ktpa (140 ktpd).	15
Gráfico 2.2: Área activa.....	16
Gráfico 2.3: Área nueva.	16
Gráfico 6.1: Ábaco de Determinación de Soporte.	73
Gráfico 6.2: Recomendación del Largo de Soporte.....	77
Gráfico 6.3: Abaco del US Army Corps con la recomendación del Largo de Soporte.	78
Gráfico 6.4: Longitud de pernos o cables para Techo de Cavernas de Grandes Dimensiones.	79
Gráfico 6.5: Longitud de pernos o cables para Cajas de Cavernas de Grandes Dimensiones.	80
Gráfico 7.1: Metodología de Cálculo del FS para Determinar Zonas de Daño.	91
Gráfico 8.1: Factor de Seguridad de las Cuñas Sin Considerar la Fortificación	107
Gráfico 8.2: Factor de Seguridad de las Cuñas Considerando la Fortificación.....	108
Gráfico 8.3: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Norte.	115

Gráfico 8.4: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Norte	115
Gráfico 8.5: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Centro.	116
Gráfico 8.6: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Sur.....	116
Gráfico 8.7: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Norte.	117

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Mina Chuquicamata Subterránea es un proyecto estructural y estratégico que representa parte importante del futuro de Codelco, el cual consiste en la transformación del rajo abierto más grande del mundo, en una gigante operación subterránea que permitirá explotar parte de los recursos que quedarán bajo el actual yacimiento, el que -tras haber entregado riqueza a Chile por más de 100 años- dejará de ser rentable dentro de la próxima década.

La Vicepresidencia de Proyectos de CODELCO se encuentra actualmente realizando la ingeniería de detalle y construcción de obras tempranas del Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea. La explotación de la mina rajo abierto de cobre más grande del mundo ha llegado a un nivel de profundidad tal, que los costos de transporte y la relación estéril-mineral se han vuelto ineficientes (haciendo que su extracción al corto plazo ya no sea económicamente rentable), motivo por el cual, se contempla la extracción subterránea con un ritmo inicial de 4.000 t/día (producción de los frentes de avance) a contar de 2018, alcanzando en régimen las 140.000 t/día, considerando 9 años de ramp up.

El Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea considera la explotación del yacimiento en cuatro niveles por el método Block Caving, a través de una configuración por Macro Bloques. Bajo cada uno de ellos, se ubica una o dos salas de chancado que se conectan al nivel de producción mediante un sistema de traspaso compuesto por cuatro piques, dos estaciones de traspaso y dos troncos piques.

Por esto se ha pedido por parte de la Vicepresidencia de proyectos, realizar un estudio que garantice la calidad en la constructibilidad y diseño de las obras del sistema de chancado, a lo largo de la vida del proyecto, en resguardo de la productividad, las personas y los equipos que trabajarán en el lugar.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Principales

- Realizar un estudio que valide el diseño, desde un punto de vista tanto geotécnico como geomecánico, de las distintas salas de chancado que se construirán en el Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea.
- Determinar los costos de fortificación necesarios para mantener la estabilidad de la construcción de las salas de chancado.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Definir los Criterios de aceptabilidad y de diseño para cavernas de grandes dimensiones.
- Validar tanto el diseño geométrico como la fortificación de las salas de chancado.
- Determinar la ubicación factible de las salas de chancado, evitando zonas de mala calidad geotécnica, las que podrían comprometer la estabilidad de la labor.
- Cuantificar el estado tensional del sector por medio de modelos 3D.
- Estimar el comportamiento del macizo rocoso en el contorno de las excavaciones, determinar zonas de desconfinamiento, traccionadas y/o de altas concentraciones de esfuerzos, con el fin de cuantificar los espesores de plasticidad que ocurren.
- Estimar mediante métodos empíricos, los requerimientos de fortificación de las salas de chancado.
- Determinar los bloques finitos removibles de las distintas labores que constituyen las salas de chancado.
- Definir el cómo, cuándo y dónde ubicar la instrumentación geotécnica.
- Definir la fortificación temporal de avance por etapa constructiva.
- Cuantificar los elementos de soporte requeridos para el sistema de chancado, sobre la base de los análisis y evaluaciones geomecánicas, que permitan asegurar las condiciones de estabilidad.

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

1.3.1 Alcances

El estudio consistirá en realizar la recopilación de antecedentes sobre la construcción de las salas de chancado, lo que incluye las propiedades tanto geotécnicas como geomecánicas y el diseño de estas, con esto determinar la ubicación factible de las salas de chancado por macrobloque, evitando sectores con calidad geotécnica deficiente, evitando problemas futuros en la estabilidad de la caverna. Luego, a través de modelos numéricos elásticos y plásticos, cuantificar las necesidades y determinar los requerimientos de fortificación de acuerdo a los parámetros requeridos por el Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea. Además de realizar un análisis económico, para determinar en los gastos que deberá realizar el proyecto para fortificar las salas chancado.

1.3.2 Limitaciones

Este análisis solo corresponde al nivel de chancado, del primer nivel de explotación, comprendiendo desde el piso del nivel de producción y hasta el piso de la sala de chancado.

Cabe destacar que los resultados que se obtengan en base a los modelos, estarán bajo los supuestos de este, como lo son suponer un macizo rocoso continuo, elástico, homogéneo e isótropo.

La información proporcionada es confidencial, por lo que algunas propiedades, parámetros y resultados no podrán ser expuestos en el entregable final.

1.4 METODOLOGÍA DE TRABAJO

La metodología se basará en un estudio previo de las propiedades características de las zonas de emplazamiento de las salas de Chancado del PMCHS, esto incluye, la caracterización de las unidades donde está planificada la construcción, la definición de los dominios estructurales que definirán la estabilidad de la zona, el estado tensional y las propiedades del macizo rocoso como parámetros de diseño de las cavernas.

Luego, a través de modelos empíricos se determinara la fortificación preliminar a fin de identificar el patrón de fortificación tales como, espaciamiento, longitud y distancia a la frente de excavación en función del autosoporte del macizo.

Lo siguiente es la construcción del modelo, tanto bidimensional, como tridimensional, y a través de métodos numéricos obtener resultados que permitan interpretar si los requerimientos de fortificación obtenidos mediante la metodología empírica son suficientes, subestimados o sobrestimados.

Una vez teniendo los requerimientos de fortificación, en base a los costos unitarios de los elementos de fortificación se determinara el costo total de la fortificación de las salas de chancado y el impacto que tendrá en el costo total del proyecto.

1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

Dentro de la Vicepresidencia de Proyectos de CODELCO, particularmente en el Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea, es de vital importancia el aseguramiento de la calidad de construcción de las obras de ingeniería, puesto que no solo es cerciorar el cumplimiento de los criterios de diseño impuestos por la corporación, sino precisar la durabilidad y calidad de la construcción, durante toda la vida útil de la labor, esto conlleva a prevenir posibles eventos, tanto a corto como a largo plazo, los cuales van desde interrupciones para el ingreso y producción la mina, hasta accidentes fatales.

Dentro de las obras constructivas interior mina se encuentran las salas de chancado y sistemas de trasposos. Por cada macro bloque existente, se ubicaran dos salas de chancado, que conectan al nivel de producción mediante un sistema de traspaso compuesto por cuatro piques, dos estaciones de traspaso y dos troncos de pique.

El diseño del sistema de traspaso, debe ser evaluado y eventualmente modificado de acuerdo a criterios geomecánicos que aseguren la estabilidad de las excavaciones durante su vida útil. Estos criterios contemplan: La calidad geotécnica del macizo rocoso involucrado, la influencia de

las principales estructuras geológicas y la interacción con otras excavaciones existentes bajo los Macro Bloques tales como labores de exploración.

Es por esto que se ha solicitado por parte de la Vicepresidencia de Proyectos, un estudio geotécnico y geomecánico del diseño de las salas de chancado, de acuerdo a la actualización de las propiedades de las diferentes unidades geotécnicas donde se emplazaran. Donde se analizará el escenario constructivo de cada una, los requerimientos de fortificación, tanto temporal como definitiva, el costo que se debe incurrir para mantener la estabilidad de la labor.

1.6 MANDANTE DEL ESTUDIO

El presente estudio fue realizado por petición de la Dirección de Minería-Geoinformación básica de la Vicepresidencia de Proyectos de Codelco, en conjunto con el Proyecto de Obras Tempranas del Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea.

CAPITULO 2. ANTECEDENTES GENERALES

2.1 VICEPRESIDENCIA DE PROYECTOS

La vicepresidencia de Proyectos nace el año 2005 con el fin de gestionar y ejecutar los proyectos de inversión, que conceptualiza, diseña, construye y pone en marcha todos aquellos proyectos con base geo-minero-metalúrgica que superan los US\$ 10 millones, independizando de las distintas divisiones, proyectos de gran envergadura.

En las etapas preinversionales de ingeniería (estudios de prefactibilidad y factibilidad) la VP procura maximizar la rentabilidad de la inversión, generando valor en cada una de las fases de desarrollo, con el objetivo de ofrecer el mejor negocio posible a la Corporación. Luego, en la etapa de ejecución inversional, se busca capturar la promesa ofrecida privilegiando los aspectos plazo, costo, calidad y sustentabilidad, con un estándar de gestión de proyectos de alto nivel que se orienta a maximizar el valor económico de Codelco.

2.2 CODELCO NORTE

Como resultado de la fusión entre las divisiones Chuquicamata y Radomiro Tomic el año 2002, se creó Codelco Norte. El complejo minero se encuentra ubicado en la comuna de Calama, provincia de El Loa, II Región de Antofagasta, a 1650 kilómetros al norte de Santiago, 2900 metros sobre el nivel del mar, donde actualmente se encuentran en explotación tres minas a rajo abierto, Chuquicamata, Mina Sur y Radomiro Tomic. Chuquicamata, comenzó sus operaciones el año 1910, pero sus propiedades mineras eran conocidas desde mucho antes, incluso entre las culturas prehispánicas.

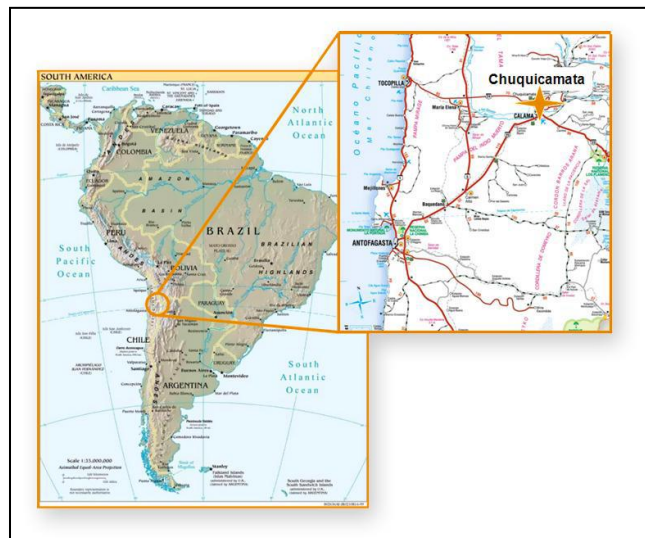


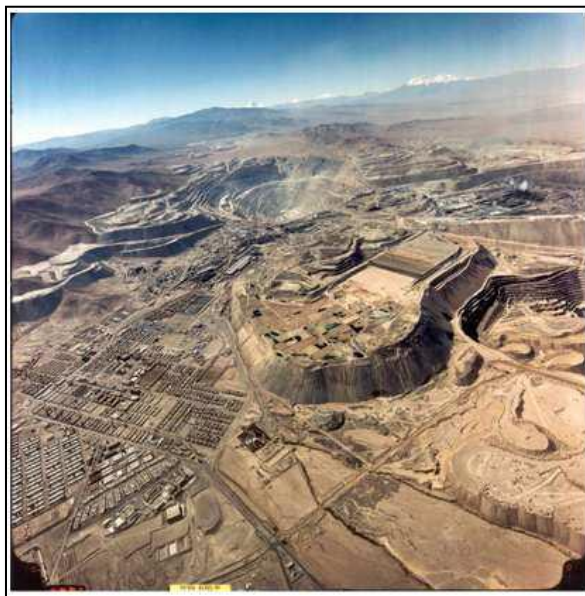
Figura 2.1: Ubicación Complejo CODELCO Norte.
Fuente: CODELCO, 2012.

La producción comercial de Chuquicamata, Mina Sur y Radomiro Tomic está compuesta fundamentalmente por cátodos electrorefinados y electroobtenidos con una pureza de 99,99%, concentrados de molibdenita, trióxido de molibdeno y barras anódicos.

La producción de Codelco Norte es de unas 755.258 toneladas de cátodos electrorefinados y electroobtenidos con una pureza de 99,99 por ciento de cobre. También produce unas 12.900 toneladas métricas de contenido fino de molibdeno. Además, se obtienen otros subproductos, como barras anódicos y ácido sulfúrico.

Dentro de los proyectos principales, se encuentra la ejecución del proyecto Explotación Sulfuros Radomiro Tomic (agosto 2008). Se trata de un sistema de chancado y traspaso de material para transportar minerales sulfurados del yacimiento Radomiro Tomic hasta las plantas concentradoras de Chuquicamata, ubicadas a 8,2 kilómetros de distancia.

Paralelamente, se avanzó en el estudio de prefactibilidad del proyecto Mina Chuquicamata Subterránea, que ayudará a extraer los recursos mineros ubicados debajo del actual rajo, el que dejará de ser rentable hacia fines de la siguiente década. La iniciativa tiene una inversión estimada en US\$ 2.000 millones y supone la transformación del rajo más grande del mundo en una operación subterránea. Su capacidad de producción en régimen será de 340 mil toneladas de cobre fino anuales durante al menos 50 años. Mina Chuquicamata Subterránea inició su estudio de factibilidad durante 2009.



**Figura 2.2: Vista Aérea del Complejo CODELCO Norte.
Fuente: Bustamante, 2010 (1).**

2.3 PROYECTO MINA CHUQUICAMATA SUBTERRÁNEA (PMCHS)

El plan de negocio asociado a Chuquicamata considera una transición desde una explotación a rajo abierto a una subterránea, debido al término de la vida económica del primer método hacia fines de esta década. La exploración geológica realizada, muestra que existe una gran cantidad de recursos remanentes bajo los futuros taludes finales del rajo y en profundidad, los que no pueden ser explotados de manera económica vía Rajo Abierto.

Esta cantidad de recursos remanentes, abre la posibilidad de realizar un tipo de explotación diferente, que mantenga de manera rentable el giro del negocio. Para esto, la División comenzó a estudiar hace algunos años, la viabilidad técnica y el potencial económico de una explotación de estos recursos considerando una minería subterránea, generando con esto uno de los proyectos estructurales que permitiría sustentar un Plan de Negocios por 50 años aproximadamente, una vez iniciada la operación de dicha mina subterránea.

Los estudios realizados a la fecha por la Corporación, muestran que el Rajo Abierto de Chuquicamata agota sus reservas en el entorno del año 2018, producto de la disminución natural de las leyes medias de cobre del mineral; el aumento de las distancias de transporte; la gran cantidad de lastre que debe removerse para extraer una tonelada de mineral y el creciente riesgo geotécnico, debido al aumento de la profundidad del rajo.

La División Codelco Norte desarrolló entre los años 2001 y 2005, diversos análisis para configurar un estudio a nivel de ingeniería de perfil de la explotación, que permitiera visualizar el potencial económico de una eventual explotación subterránea y sus aspectos críticos. A partir de éstos, se establecieron análisis específicos y complementarios a la ingeniería de perfil, finalizados el año 2006, los que permitieron confirmar la viabilidad técnica y el potencial económico, producto de una explotación subterránea, dando paso consecuentemente, al desarrollo de una Ingeniería de Prefactibilidad para esta explotación, la que fue concluida durante el primer semestre del 2009.

El Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea (PMCHS), contempla el emplazamiento de una mina subterránea masiva y su infraestructura correspondiente, para recuperar cerca de 1.700 millones de toneladas de mineral de una ley media de 0,71% Cu, 499 ppm de Mo y 460 ppm de As, durante un período de operación de 45 años aproximadamente, precedida por una fase de construcción y puesta en marcha de cerca de 10 años.

2.3.1 Características del Yacimiento

Chuquicamata es un yacimiento de cobre diseminado que está delimitado al Oeste por una falla regional denominada Falla Oeste, presentando una secuencia de alteración de las rocas en el sentido Oeste-Este con una gran persistencia en la vertical. Esto se traduce en una fuerte intercalación de rocas más y menos competentes en el lado Oeste del yacimiento, diversidad que decae gradualmente hacia el lado Este, donde las rocas presentan características más uniformes.

La presencia de mineralización es más intensa en las rocas con mayor alteración, con una gradación hacia el Este. La Figura 2.3 ilustra las características del yacimiento.

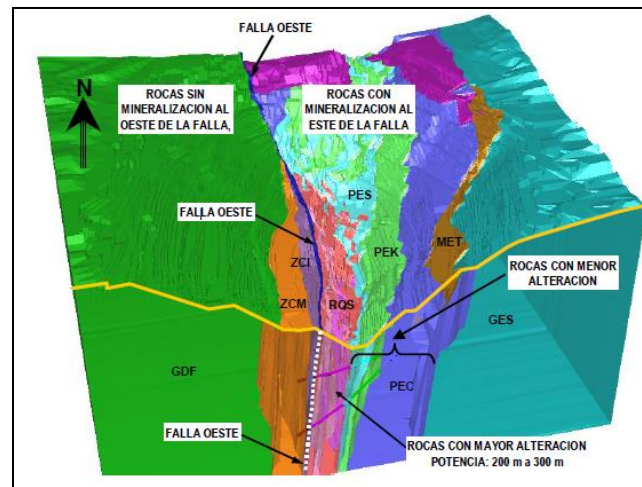


Figura 2.3: Caracterización del Yacimiento Chuquicamata.
Fuente: CODELCO, 2012.

La caracterización geotécnica del yacimiento muestra un campo de esfuerzos insitu con una componente vertical de 20 MPa y una componente horizontal de 25 MPa aproximadamente. Estos valores son significativamente inferiores a los que se registran en los distintos sectores de la mina El Teniente y comparables a los registrados en el Sector Inca de la División Salvador y al Tercer Panel de la División Andina.

La condición del macizo rocoso está caracterizada como un conjunto de rocas medianamente competentes con indicadores de frecuencia de fracturas (FF) entre 2 y 4 fracturas por metro e indicadores de calidad del macizo rocoso RMR (Rock Mass Rating, Bieniawski, 1989) (2) entre 40 y 55 (en una escala de 100). Estos valores son menores que los de las actuales minas de El Teniente y Andina, en donde las rocas tienen índices entre 50 y 70 y levemente inferiores a los que se verifican en El Salvador, entre 45 y 60.

Los recursos minerales emplazados en profundidad están reconocidos hasta la elevación 1.200 msnm, es decir, aproximadamente 900 m más abajo del actual fondo de la mina Rajo Abierto y 750 m bajo el fondo del pit final de Chuquicamata, conteniendo unos 4.100 millones de toneladas de recursos remanentes a este pit final. La Figura 2.4 ilustra el tamaño y distribución de los cursos minerales del yacimiento Chuquicamata, en una vista norte 3200 aprox.

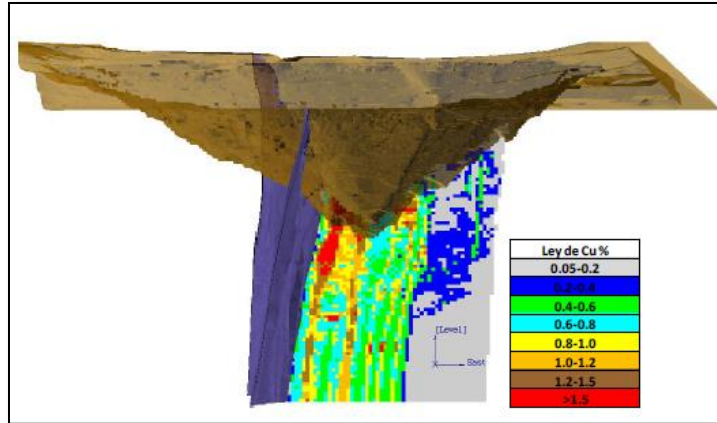


Figura 2.4: Recursos Yacimiento Chuquicamata.
Fuente: CODELCO, 2012.

2.3.2 Recursos Extraíbles

Las reservas extraíbles del proyecto superan 1.700 millones de toneladas en la configuración de mina, distribuidas en los cuatro niveles de explotación. En este volumen se considera cerca de un 12% de material diluyente inherente al método de explotación considerado.

La tabla siguiente presenta las cubicaciones de reservas extraíbles por cada nivel de explotación.

Tabla 2.1: Reservas Extraíbles.

Niveles hdto.	Prod (kt)	Cu (%)	Mo (%)	As (%)
1841	476.355	0,882	0,0604	0,0557
1625	466.398	0,673	0,0498	0,0451
1409	402.063	0,623	0,0491	0,0461
1193	415.483	0,644	0,0444	0,0493
Total	1.760.298	0,7112	0,0512	0,0492

Fuente: CODELCO, 2012.

Este volumen de recursos extraíbles representa casi un 60% del volumen de mineral extraído por el rajo Chuquicamata desde el año 1915 hasta la fecha (aproximadamente 2.800 millones de toneladas de mineral).

En la Figura 2.5, se muestran las plantas por nivel, con porcentajes de certeza asociados, desde donde obtenemos el footprint, y la Figura 2.6 muestra disposición general de los Macro Bloques diseñados en el primer nivel (1.841 msnm).

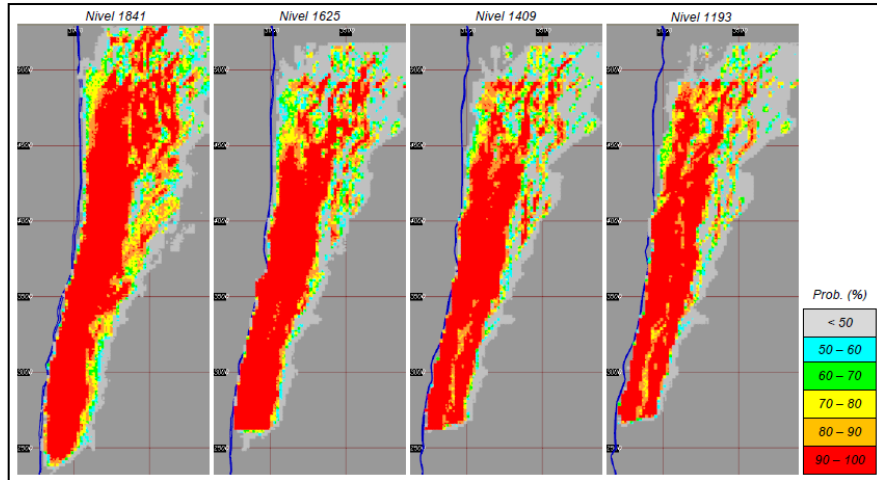


Figura 2.5: Porcentajes de Certeza de las Plantas por Nivel.
Fuente: CODELCO, 2012.

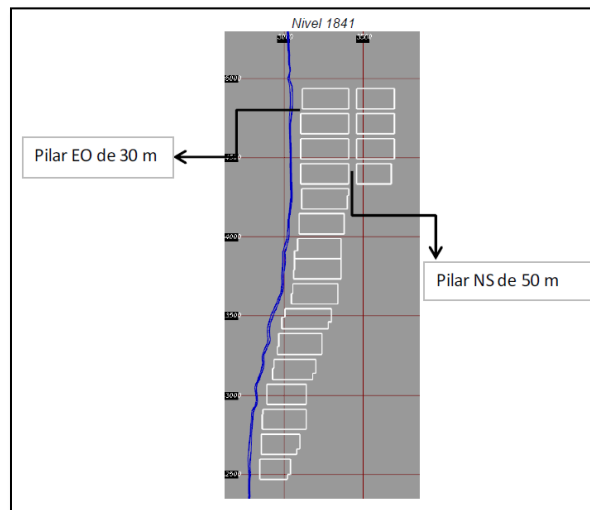


Figura 2.6: Disposición General de los Macrobloques.
Fuente: CODELCO, 2012

2.3.3 Método de Explotación

La explotación se desarrollará aplicando el método de hundimiento por bloques, en configuración Macro Bloques. Este método masivo ofrece ventajas en costos y capacidades de producción, con una buena adaptación a las condiciones geotécnicas presentes. Como contraparte, se sacrifican capacidades de selectividad de los minerales, incorporando mayor volumen de dilución en la producción, si se le compara con otros métodos selectivos de minería subterránea.

La selección del método de explotación consideró en etapas tempranas de ingeniería, el análisis de métodos medianamente masivos como:

- Realce por sub niveles (sub level stoping)
- Hundimiento por sub niveles (sub level caving)

Y otros masivos como:

- Hundimiento por paneles (panel caving)
- Hundimiento por bloques (block caving)

Los dos primeros fueron descartados por sus altos costos y consecuentemente bajo nivel de reservas generadas, quedando en carrera para la fase de Prefactibilidad sólo los métodos masivos debido a que ofrecen condiciones de costos y capacidades de producción que permiten configurar una explotación económica.

En síntesis, durante la Ingeniería Conceptual o fase de Prefactibilidad, el análisis se focalizó en definir la configuración de explotación en base a los métodos por Hundimiento de Bloques y Hundimiento por Paneles con equipos LHD. El hundimiento por bloques resulta comparativamente mejor al hundimiento por paneles debido a que:

- Otorga una mayor flexibilidad en la planificación de la producción, de los desarrollos y de las diferentes operaciones.
- Favorece la segmentación geográfica de las operaciones, la geometría del cuerpo mineralizado y la definición de una configuración modular, lo que permite incorporar cambios tecnológicos con una mayor flexibilidad.

A continuación se muestran las representaciones de ambos métodos de explotación

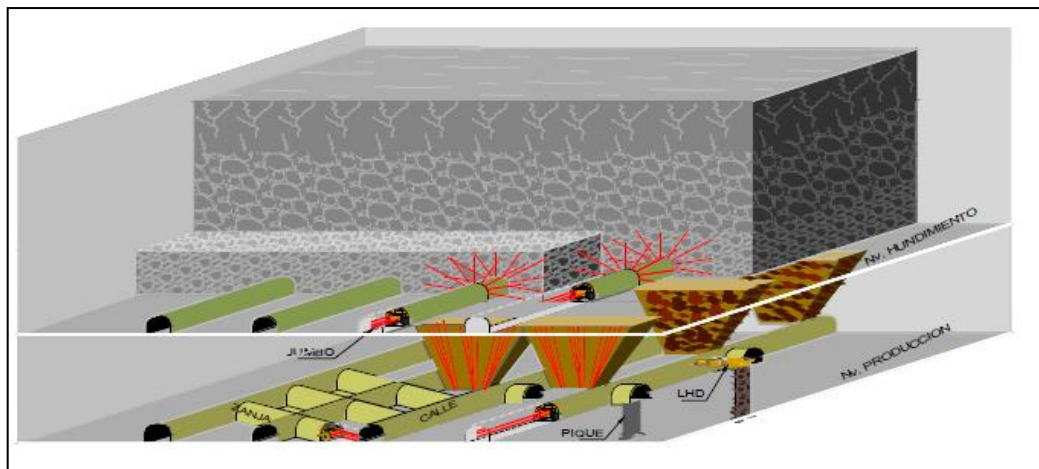


Figura 2.7: Vista Isométrica de un Panel Caving.
Fuente: CODELCO, 2009 (3).

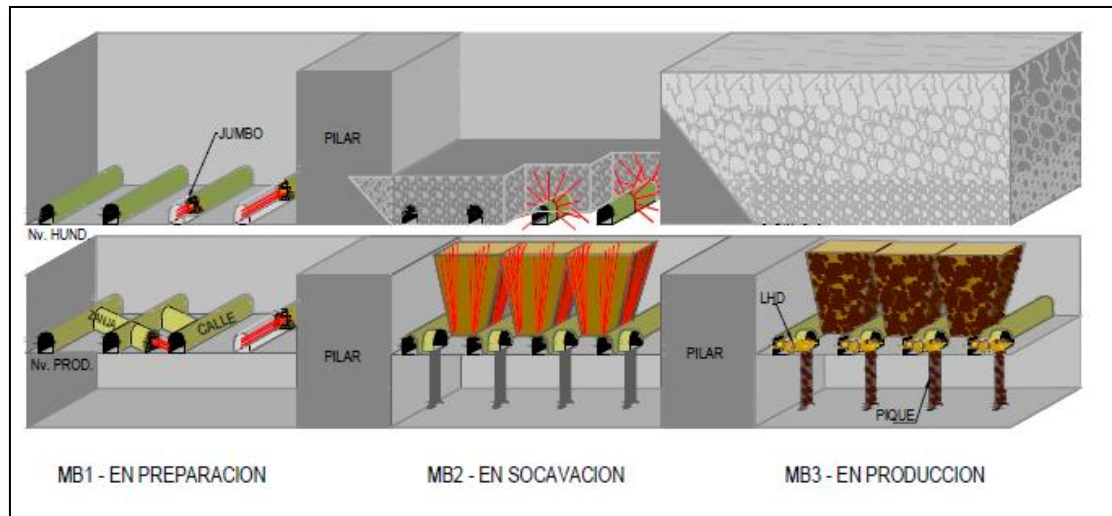


Figura 2.8: Vista Isométrica de un Block Caving.
Fuente: CODELCO, 2009 (3).

Las operaciones unitarias que se ejecutan en ambas configuraciones son las mismas, sin embargo se distribuyen de distintas formas en el área de explotación: mientras en el hundimiento por paneles las operaciones de extracción, socavación y preparación coexisten en un sector de la faena, en el hundimiento por bloques la extracción comienza después de completar la socavación total del bloque y esta última comienza luego de concluidas las faenas de preparación.

Algunas de las oportunidades que el hundimiento por bloques ofrece a la explotación de Chuquicamata son:

- La posibilidad de concentrar actividades similares en áreas limitadas,
- Entregar a producción áreas no expuestas a interferencias de las faenas de socavación y preparación,
- Flexibilidad para adaptar la operación frente a contingencias como colapsos u otros.
- Permite incorporar cambios de diseño desde un block a otro (por ej. Aplicación de nuevas tecnologías).

Como contraparte, la implementación de un hundimiento por bloques requiere anticipar obras respecto de una operación con Panel, ya que la activación de área se realiza por bloques completos y no de manera continua como en un Panel.

Por consiguiente, se estima que la exposición del talud Oeste a la subsidencia durante la fase inicial de la explotación, tendría una condición de mayor control bajo una configuración de Bloques, debido a la mayor flexibilidad que es posible alcanzar en la política de tiraje o extracción.

2.3.4 Configuración de la Explotación

El proyecto minero está formulado a partir de cuatro niveles de explotación, caracterizados por las cotas de los respectivos niveles de hundimiento en las elevaciones 1.841 m, 1.625 m, 1.409 m y 1.193 m, generando 216 m de altura de columna media de mineral in situ entre niveles.

El nivel de explotación superior (1.841) presenta columnas de mineral in situ que varían entre 100 m y 650 m, debido a la topografía resultante de la explotación Rajo Abierto, en consecuencia, las columnas de reservas extraíbles asociadas en este nivel varían entre 100 m y 400 m de altura, dejando mineral remanente que no se ha considerado en las cubicaciones ni en los planes de producción. La extensión del área explotable es de unos 2.500 m en el eje Norte-Sur y 250 m en promedio en el eje Este-Oeste. La Figura 2.9 muestra la localización de los niveles de explotación seleccionados.

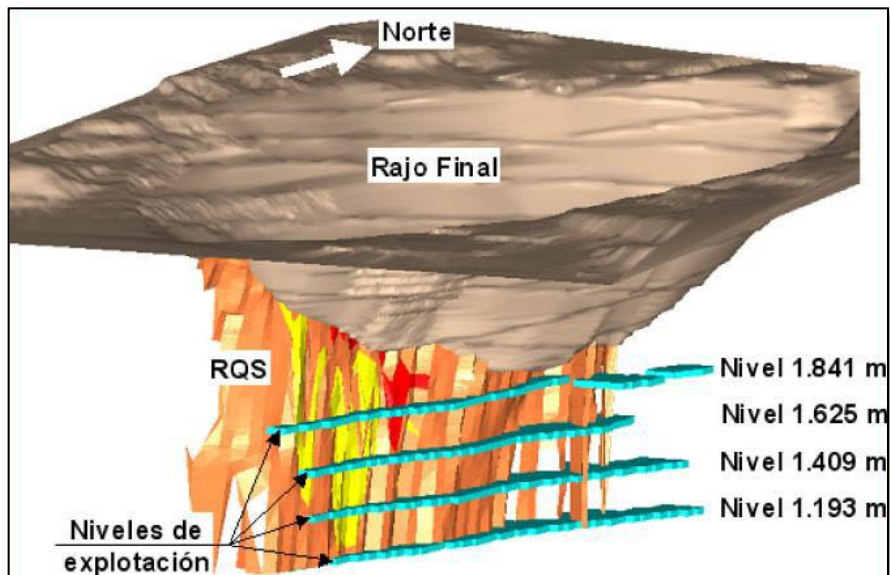


Figura 2.9: Niveles de Explotación

Fuente: CODELCO, 2009 (3).

La macrosecuencia de explotación del cuerpo, se inicia en el nivel superior y secuencialmente avanza en profundidad a los niveles siguientes. Cada nivel alcanzará su régimen de producción estipulado, sin embargo, habrá períodos de transición en que la producción de 2 niveles deberá coexistir debido al agotamiento del nivel superior y crecimiento de producción del nivel inferior.

Esta disposición de niveles de explotación, ofrece la mejor combinación económica en los planes de producción, generando la disponibilidad de área suficiente para absorber la subsidencia y mantener la capacidad de producción de régimen para un rango amplio de ritmos productivos (hasta 155 ktpd). Así también, ofrece la oportunidad de modificar en el futuro las envolventes de explotación predefinidas para cada bloque, por ejemplo, sobre la base de cambios en las condiciones de mercado que se verifiquen en un período determinado.

La selección de esta disposición en cuatro niveles de explotación, fue el resultado del análisis de distintas opciones, que variaban de uno a cinco niveles. Los resultados en términos de reservas extraíbles, alturas de columna, estabilidad de ritmo productivo, perfiles de cobre fino y grado de reconocimiento de las reservas sustentan la opción seleccionada.

Cabe mencionar que la variable técnica de mayor relevancia, que marca esta definición, es el ángulo proyectado de subsidencia total entre niveles contiguos, el cual se ha estimado en 50°, a pesar que modelamientos y antecedentes de comportamiento de éste en otras faenas, sugeriría que pudiera ser mayor. Sin embargo no es posible asegurar con 100% de certeza cuál será dicho ángulo para valores por sobre el definido y sólo será posible medirlo una vez que la explotación haya avanzado algunos años. Asumir que el ángulo sea mayor, implica en la práctica, que con la configuración definida permite aumentar el ritmo máximo productivo de régimen.

En cuanto al diseño minero, éste se sustenta en la caracterización geotécnica del macizo rocoso establecida para el desarrollo de la Ingeniería Conceptual. El nivel principal para la operación del método es el de producción, donde se construyen las labores que definen la malla de extracción (dimensiones que caracterizan los espaciamientos entre puntos de producción o extracción).

Sobre el nivel de producción, 18m, se construye el nivel de hundimiento, donde se desarrolla las obras que permiten realizar las operaciones de socavación. Por debajo del nivel de producción se emplazan las obras de los niveles de chancado, transporte y ventilación. La Figura 2.9 ilustra la distribución en la vertical de las obras asociadas a cada nivel de explotación.

Los aspectos más relevantes del diseño de explotación son: el diseño de socavación, la malla de extracción y el sistema de manejo de minerales. Éstos se complementan con los suministros y servicios para las operaciones de producción y preparación, por ejemplo, ventilación que requiere de obras especiales, energía, agua, drenaje y otros que utilizan generalmente las obras existentes para la instalación de las canalizaciones respectivas.

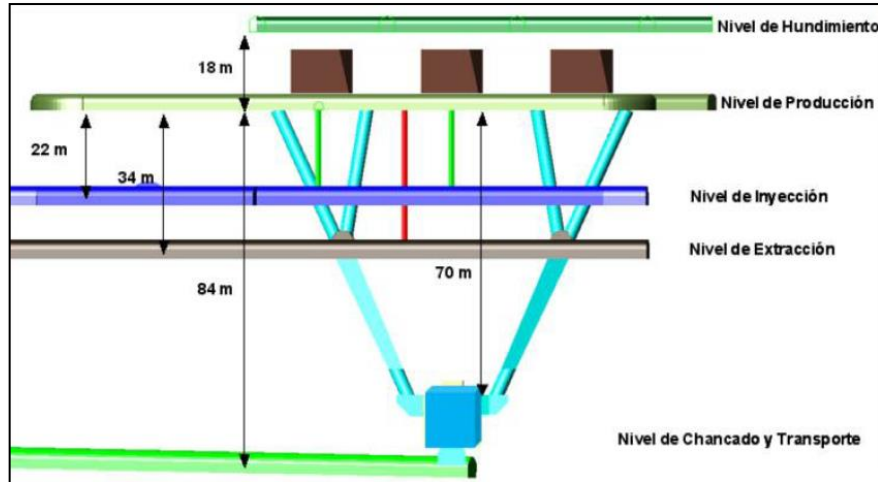


Figura 2.10: Distribución Vertical de Obras
Fuente: CODELCO, 2009 (3).

2.3.5 Plan de Producción a Largo Plazo

El plan de producción resultante se muestra en el Gráfico 2.1, donde se aprecia un ramp up de 9 años de duración con un periodo de régimen de 25 años.

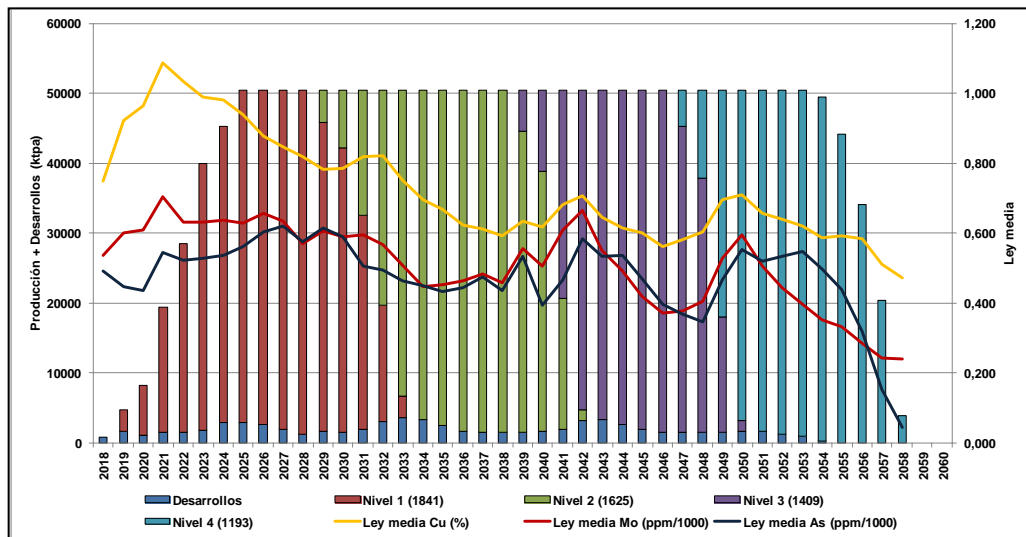


Gráfico 2.1: Plan de Producción 50400 ktpa (140 ktpd).
Fuente: CODELCO, 2012.

El área activa máxima es de 380.000 m² aproximadamente, según se observa en el siguiente gráfico, y una velocidad de extracción del plan global de 0,39 t/m²-día.

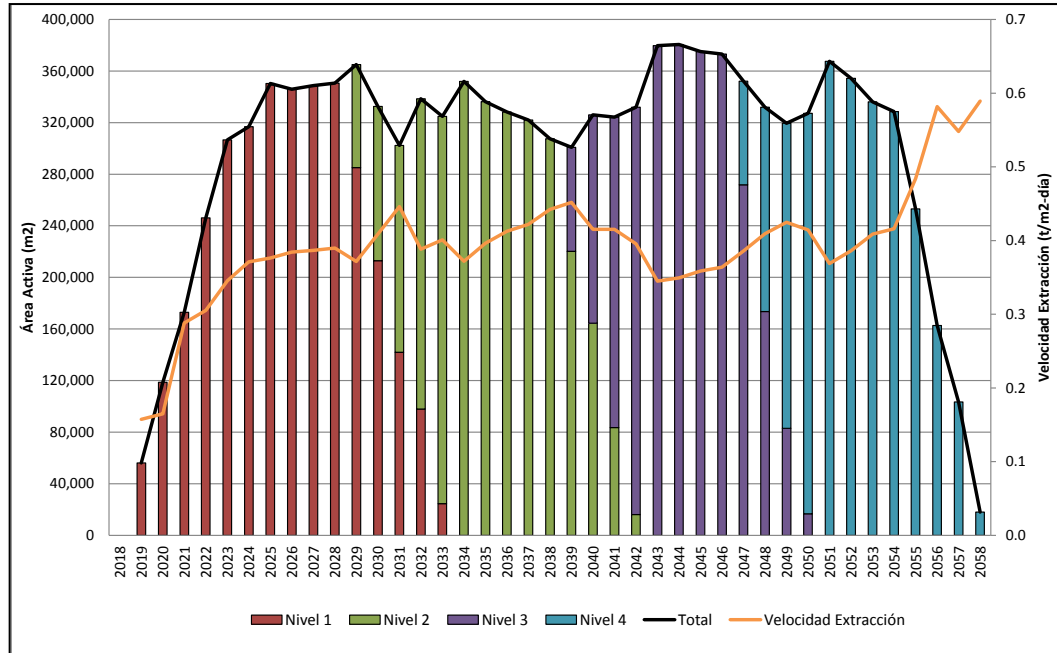


Gráfico 2.2: Área activa.
Fuente: CODELCO, 2012.

El área nueva máxima es de 101.000 m² aproximadamente alcanzando un régimen de unos 85.000 m², según se observa en el siguiente gráfico.

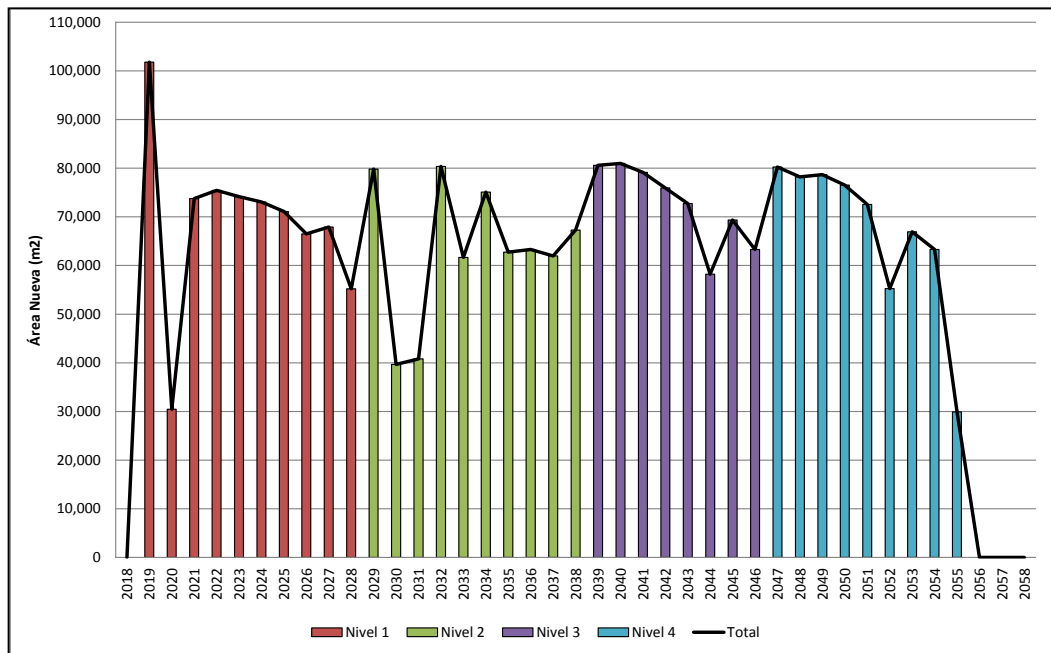


Gráfico 2.3: Área nueva.
Fuente: CODELCO, 2012.

2.3.6 Plan de Producción Corto Plazo

Para analizar en detalle el plan de corto plazo, se requiere contar con la base de información del largo plazo, e incorporar otros antecedentes para reducir las unidades de tiempo e incorporar condiciones operativas, logrando así generar un vínculo entre la información técnica “dura” y los parámetros promedio utilizados en el largo plazo.

2.3.6.1 Velocidad de Extracción

Este parámetro es un indicador de productividad de la mina, y la definiremos como la cantidad de tonelaje extraído durante un día, por cada metro cuadrado del área activa de la mina.

$$Vel. de Extracción = \frac{t}{m^2 * día}$$

(Ec 2.1)

Para que tenga sentido, este indicador se calcula para períodos amplios de tiempo (meses o años), sobre un área suficientemente amplia, para eliminar singularidades, como puntos no disponibles por ejemplo. Para tiempos menores, se suele hablar de “velocidad efectiva”, que corresponde a un indicador que da más realidad al valor, y que considera solo puntos de extracción en producción y sin interrupciones ajenas a la operación. Un análisis de detalle del plan de largo plazo debe incorporar valores de estos parámetros coherentes con las condiciones de diseño y operacionales de la faena para un horizonte de tiempo acorde con el detalle del análisis (que considere la disponibilidad y utilización de las frentes productivas, fragmentación de colpas, diseños mineros, operaciones de producción, mantenimiento y reparación de infraestructura, modelo de gestión y sistemas de turno, entre otros).

Sin embargo, en la operación propiamente tal, se trabaja con factores operacionales, es decir, la velocidad de extracción es solo un resultado, y no un dato de entrada del sistema. Dentro de los factores operacionales que toman relevancia se distinguen:

- Límite de Extracción de un Punto: Aunque se quisiera, no es posible extraer de forma continua una columna. Esto, debido al proceso de fragmentación inicial, o fenómeno del caving, lo que limita la capacidad de extracción del mineral, como también al hecho de que el punto no se encuentra aislado, sino que colinda con puntos vecinos, los cuales también deben ser extraídos para evitar así el ingreso prematuro de la dilución. En definitiva, existe un límite operativo de extracción por punto durante el día, el cual fluctúa entre 50 t a 100 t en período de propagación, y entre 150 t y 250 t en régimen.
- Capacidad de Extracción del Equipo: El equipo LHD tiene un rendimiento asociado, con una capacidad relativamente fija, dentro de un turno, para extraer desde todos los puntos definidos en el plan. En general no es posible operar con dos equipos por calle, salvo que

se generen condiciones de ventilación y de vaciado que permita "seccionar" dicha calle en varios tramos independientes, por lo que este límite "tecnológico" asociado al rendimiento, determina la capacidad máxima de producción asociada al grupo de puntos dentro de esa calle.

- Capacidad de Traspaso: Los equipos LHD transportan el mineral hasta los puntos de vaciado, donde se inicia el proceso de traspaso. El traspaso está generalmente asociado a una conminución del material. En el caso del Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea se definió el uso de chancadores, por lo cual y al igual que en el caso de la pala, la productividad del chancador determina la capacidad máxima de producción del grupo de puntos asociados al chancador.
- Capacidad de Transporte: Finalmente, todo el mineral extraído de cada sector en la mina, debe transportarse hasta la planta de beneficio. El proceso de transporte queda limitado por las capacidades del sistema de transporte. En otras palabras, la productividad máxima de este sistema de transporte será la productividad máxima de la mina.

En definitiva, dentro de la planificación de corto plazo no se utiliza directamente una velocidad promedio de extracción, sino que ésta, es el resultado de la interacción de todos los valores reales de productividad de sus componentes, dentro del proceso de extracción.

De esta forma, es posible realizar consideraciones y análisis sobre los componentes, como por ejemplo, sobre el rendimiento de la pala, el porcentaje de utilización efectivo de los chancadores, etc., y ver bajo qué condiciones el sistema presenta una eventual probabilidad de no cumplimiento de metas.

También se debe incorporar las siguientes restricciones y/o requerimientos:

2.3.6.2 Piso Óptimo de Extracción

Al igual que en el caso de la apertura y cierre de puntos, en el caso del piso óptimo de extracción o footprint, la información del largo plazo es sólo referencial. Al analizar en detalle el plan de producción, es necesario incorporar el diseño de la explotación, que permita establecer los límites de ella ajustados a los alcances del diseño, como lo muestra la Figura 2.11.

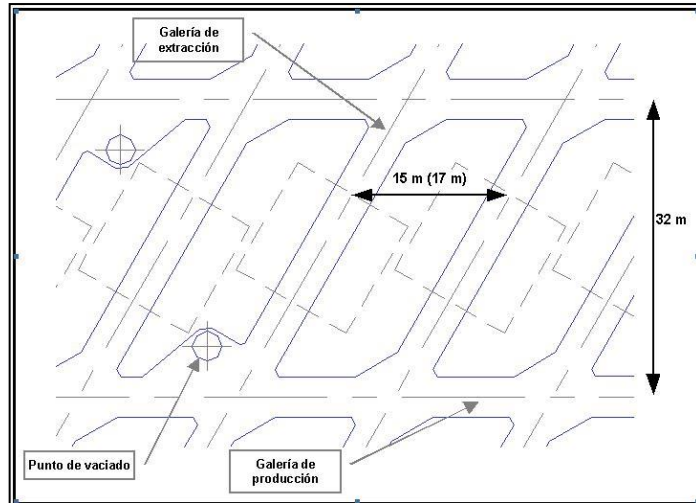


Figura 2.11: Diseño de Explotación.
Fuente: CODELCO, 2012.

2.3.6.3 Radio Hidráulico

En general, para una mina subterránea, existen diversas restricciones a respetar. La mayoría se asocian a condiciones de estabilidad geomecánica. Estas restricciones deben ser incorporadas en el análisis, en forma de “restricciones de capacidad”. Por ejemplo, al inicio de la explotación de la mina o un sector en particular, existe una condición de precaución en la explotación, relacionada con la propagación inicial del caving. Esta restricción indica que no es posible extraer más de cierto tonelaje (o altura) antes de completar un mínimo de área abierta.

2.3.6.4 Política de extracción

Las principales decisiones en el ámbito de la planificación de una mina, son tomadas en el largo plazo y, por ende el análisis de detalle está restringido a cumplir estas metas. Sin embargo, eventualmente es posible tener cierta flexibilidad a la hora de determinar el plan, y por ello se debe tener alguna política clara y razonable.

La política de extracción dice relación en cómo se extrae los puntos de extracción en relación a los puntos vecinos.

2.3.6.5 Incorporación de área

Se considera una propagación del caving de 1:5 (es decir, por cada metro extraído el quiebre se proyecta 5 metros) con esto, la formación del cráter inicial ocurre al 20% de extracción de los dos Macro Bloques. Una vez que se ha extraído esta cantidad se puede incorporar más área, de acuerdo a una restricción geomecánica establecida por el equipo del proyecto.

En la Figura 2.12 se muestra el orden en que se incorporan mensualmente los puntos de extracción de los Macro Bloques 1841 Norte 1 y 1841 Sur 1 (inicio de la explotación).

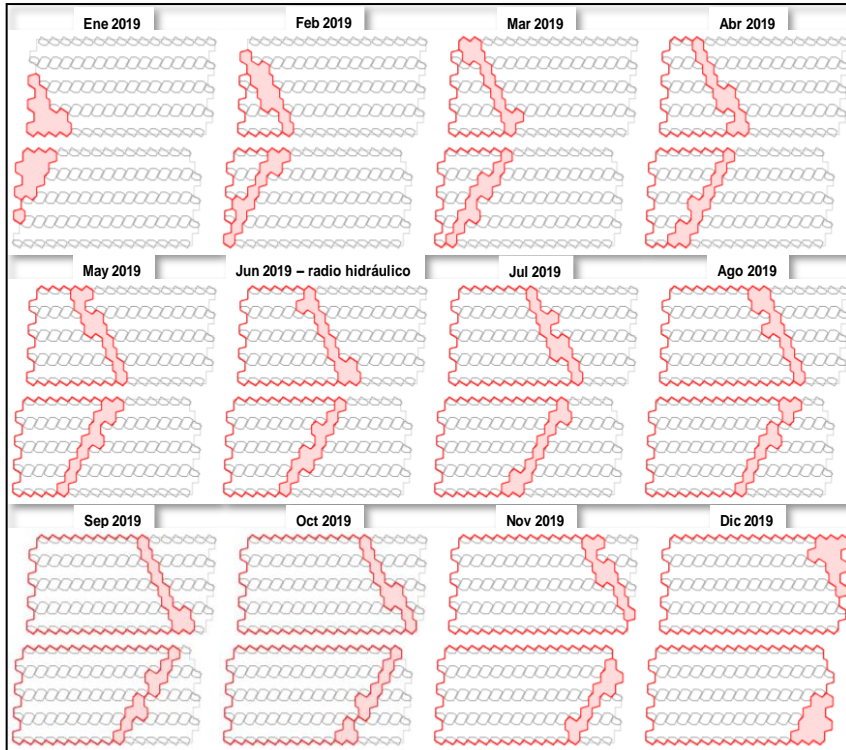


Figura 2.12: Secuencia de Hundimiento Macro Bloques 1841 Norte 1 y 1841 Sur 1.
Fuente: Luis Rojas, 2011 (4).

CAPITULO 3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL EMPLAZAMIENTO

3.1 MARCO GEOLÓGICO

Chuquicamata es el principal depósito del Distrito Codelco Norte, el cual se localiza en la precordillera de la II Región de Chile, al Oeste del arco volcánico moderno de la Cordillera de los Andes. El depósito es del tipo pórfido cuprífero y está relacionado a un magmatismo intrusivo de edad eocena-oligocena, cuyo emplazamiento está estrechamente asociado al Sistema de Falla Domeyko. Este sistema regional de fallas de orientación Norte-Sur ha sido interpretado por diversos autores como un sistema transcurrente de intra-arco o “ligado a la fosa” (trench-linked strike slip fault system en Sylvester, 1988), relacionado a tectónica transpresiva originada en un periodo de subducción oblicua que habría ocurrido en el Eoceno-Oligoceno.

El Distrito Codelco Norte es parte de una notable franja de pórfidos cupríferos alineados según el Sistema de Falla Domeyko, que va desde Potrerillos - El Salvador hasta Quebrada Blanca - Collahuasi, incluyendo además Escondida (Figura 3.1). Maksaev y Zentilli (1988) plantearon que estos depósitos se emplazaron en un periodo restringido de tiempo (41 - 31 Ma), como culminación de un evento tectónico compresivo mayor (Fase Incaica) que implicó acortamiento, engrosamiento y alzamiento cortical, junto con el virtual cese del magmatismo que tuviera amplia distribución en la zona durante el Cretácico Superior-Terciario Inferior, de tal forma que los pórfidos cupríferos y sus plutones asociados, representan la última actividad magmática en el área antes de la migración del arco magmático hacia el Este. Probablemente, fue este marco geodinámico el que proporcionó condiciones óptimas, tectónicas, magmáticas e hidrotermales, para la formación de pórfidos cupríferos gigantes.

Estudios geoquímicos de los intrusivos que constituyen los pórfidos cupríferos del Eoceno-Oligoceno, indican que se trata de plutones calco-alcalinios, Tipo “I”, pertenecientes a la Serie de Magnetita. Sus composiciones isotópicas y de elementos trazas sugieren un origen magmático profundo en el manto sobre la zona de Benioff, con granate como fase residual (Profundidad > 70 Km), sin participación de corteza continental, pero probablemente con un aporte importante de componentes de la corteza oceánica subductada.

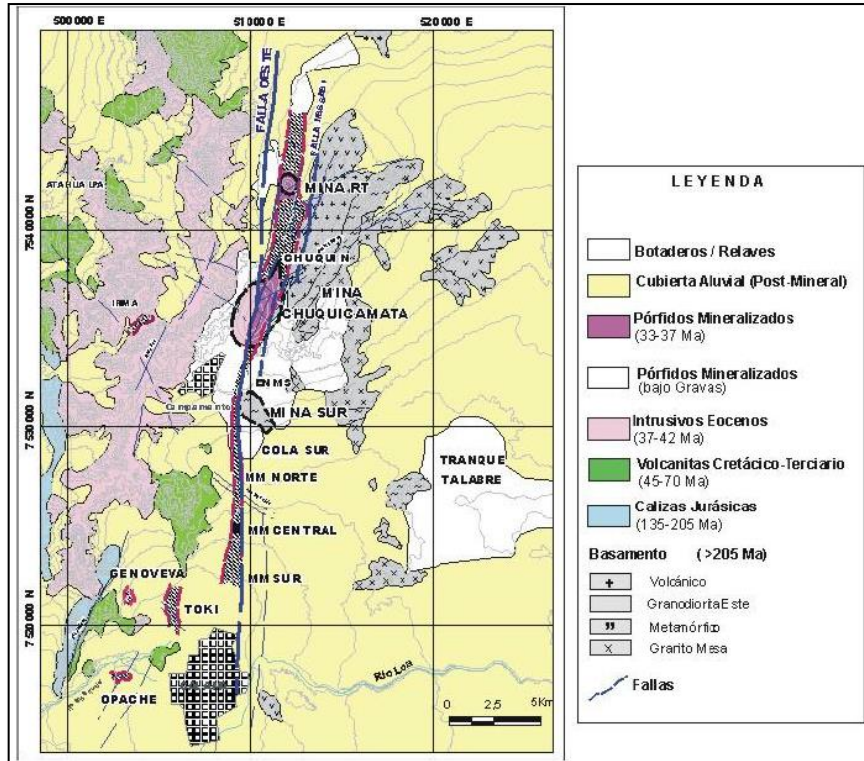


Figura 3.1: Depósitos del Distrito CODELCO Norte.
Fuente: CODELCO, 2012.

Sobre la base de mediciones de la razón $Ce(IV)/Ce(III)$ en zircones de las rocas intrusivas, demostraron que, desde el punto de vista de la evolución magmática asociada a los depósitos de El Abra, Chuquicamata y Opache, se registra un sistemático incremento del estado de oxidación de los magmas, el cual alcanza un máximo en los pórfidos mineralizados que corresponden a las variedades más félsicas y más jóvenes de las series intrusivas. Según dichos autores, este incremento del estado de oxidación magmático sería un factor geoquímico clave en el potencial de los magmas para formar mineralización de cobre. Conclusiones similares se han obtenido en estudios de los pórfidos cupríferos del Mioceno Superior en la zona central de Chile.

3.2 GEOLOGÍA DEL DISTRITO CODELCO NORTE

Codelco Norte constituye uno de los principales clústeres o agrupaciones de depósitos cupríferos a nivel mundial. Este distrito incluye los pórfidos cupríferos de Chuquicamata, Radomiro Tomic (RT), Mansa Mina (MM), Toki, Opache, Quetena y Genoveva, además del yacimiento exótico de Mina Sur, todos los cuales ocurren en una franja de orientación Nor-Noreste de 30 km de largo por 10 km de ancho (Figura 3.2). Considerando las reservas y recursos de estos depósitos, más algunos proyectos aledaños en exploración y los registros de producción histórica de las minas se concluye que este distrito contenía originalmente del orden de 125 millones de toneladas de cobre fino, de las cuales han sido extraídas unas 35, quedando del orden de 90 millones de toneladas remanentes. Este espectacular contenido de cobre se generó en un episodio de

mineralización porfídica bastante restringido en el tiempo (~38 - 31 Ma), de acuerdo a los resultados de diversas dataciones radiométricas realizadas en los depósitos.

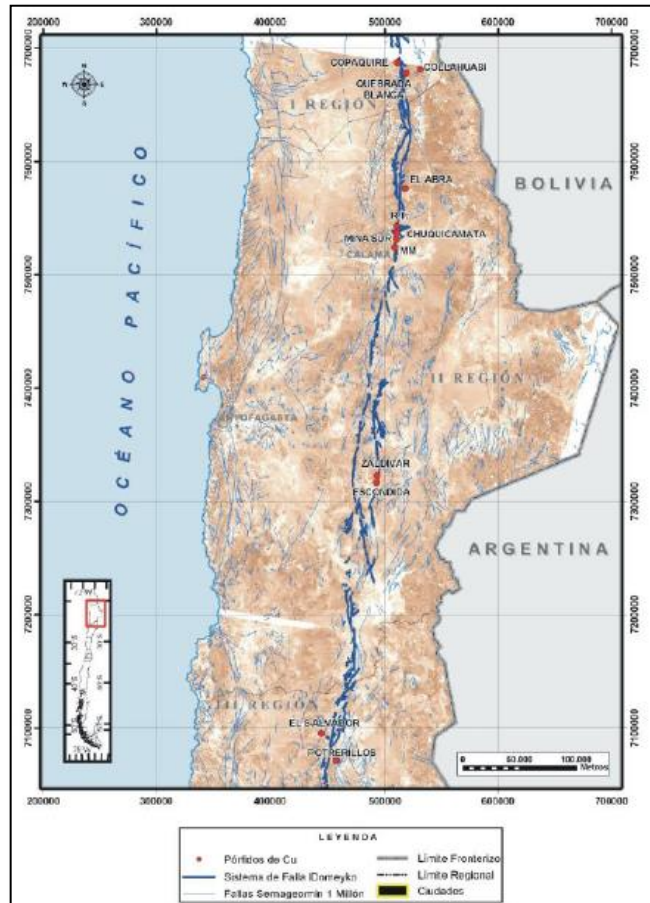


Figura 3.2: Sistema de Fallas de Domeyko.
Fuente: CODELCO, 2012.

En el Distrito Codelco Norte, las rocas más antiguas corresponden a un Complejo Ígneo-Metamórfico del Paleozoico - Triásico Inferior, el cual está expuesto en el rajo de la Mina Sur y aflora también a 1 Km al Este del rajo de Mina Chuquicamata (Figura 3.3). Rocas dioríticas de este complejo intruyen al Granito Mesa, un granito rosado con microclina, incipientemente gnésico y de edad carbonífera superior. La Granodiorita Este, intrusivo equigranular de grano medio a grueso, de probable edad triásica (Ossandón et al., 2001), se reconoce intruyendo al Complejo Paleozoico al Noreste del rajo de Chuquicamata y al Este de la mina Radomiro Tomic. En esta misma área, rocas estratificadas con evidencias de metamorfismo de contacto, metavolcanitas y metasedimentitas, asignadas al Mesozoico, se observan en contacto por falla con rocas del basamento y como lentes desgarrados y deformados a lo largo de la Zona de Falla Messabi-Este.

Afloramientos en la antigua Mina Carmen, situada al Nor-Este del rajo de Chuquicamata y testigos de sondajes perforados en el margen Este del depósito, muestran a dichas rocas metavolcánicas siendo intruidas por el Pórfido Este, variedad litológica principal del Complejo Porfídico Chuquicamata, datada en 34,6 Ma por el método U - Pb en zircón.

Dicho complejo intrusivo, conocido como Pórfido Chuqui, aloja íntegramente a la mineralización de los depósitos Chuquicamata y Radomiro Tomic y ocurre como un cuerpo intrusivo elongado de unos 14 Km de largo por 1,5 Km de ancho, con forma de dique subvertical orientado NNE, levemente manteando al Oeste.

La Falla Oeste, importante rama del Sistema de Falla Domeyko en el distrito, es una estructura regional N-S con movimiento post-mineral, que disecta el depósito Chuquicamata, separando el Pórfido Chuqui intensamente mineralizado, por el Este, del estéril Complejo Intrusivo Fortuna, por el Oeste (Figura 3.3), éste último de edad 39-38 Ma según dataciones U - Pb en zircón. La Falla Oeste ha sido objeto de numerosos estudios e interpretaciones respecto a su evolución y a su relación con la mineralización cuprífera. Ha sido interpretada como de edad cenozoica, con una historia cinemática compleja que incluye movimientos transcurrentes y probablemente inversos, pero con importantes cambios en el sentido de movimiento.

En general, todos los autores citados coinciden en postular que la Falla Oeste ha ejercido un control estructural clave sobre el emplazamiento de los pórfidos que hospedan la mineralización, sobre la mineralización misma y sobre los desplazamientos post-minerales que afectan al yacimiento. Sin embargo, la geología de mayor detalle en el depósito, evidencia una deformación esencialmente post-mineral que posiblemente aprovechó una anisotropía previa sincrónica a las etapas más tardías de alteración y mineralización, pero las alteraciones hidrotermales tempranas están nítidamente truncadas por un desplazamiento post-mineral de la Falla Oeste.

Dilles et al. (1997) y Tomlinson y Blanco (1997) concluyeron la ocurrencia de un desplazamiento neto siniestral de 35 km a lo largo de la Falla Oeste, sobre la base de correlaciones geológicas, estructurales, geocronológicas y petrográficas a ambos lados de la falla, específicamente entre los complejos intrusivos Fortuna y El Abra). Estudios posteriores, han confirmado la correlación entre ambos complejos plutónicos mediante detallados análisis que incluyen edades de cristalización U - Pb en zircones, edades heredadas en los zircones y geoquímica de elementos trazas, respaldando la hipótesis de que estas series intrusivas fueron parte de un mismo batolito que podría haber sido desplazado siniestralmente 35 km por la Falla Oeste. Otra hipótesis alternativa, podría postular simplemente la presencia de dos centros magmáticos intrusivos contemporáneos y consanguíneos, procedentes de una cámara magmática común, sin que exista un desplazamiento mayor a través de la falla.

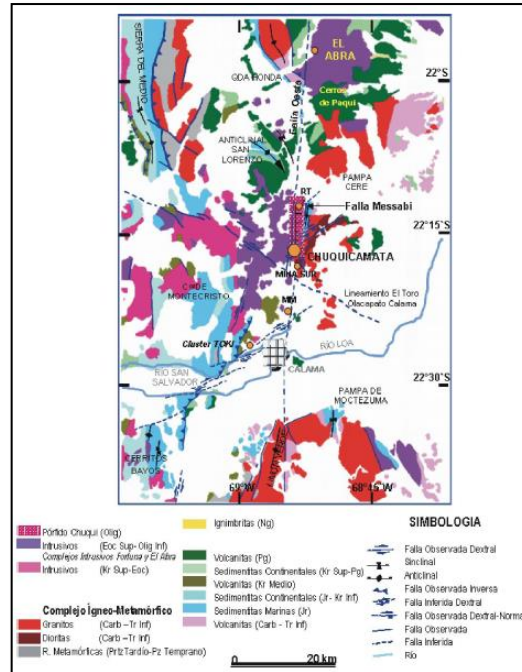


Figura 3.3: Geología del Distrito CODELCO Norte.
Fuente: CODELCO, 2012.

La otra estructura relevante a escala distrital es la Falla Messabi, que se reconoce en el margen Este y al Noreste del rajo de Mina Chuquicamata (Figura 3.3), afectando a las rocas de caja del Pórfido Chuqui, principalmente a las metavolcanitas y metasedimentitas mesozoicas y a la Granodiorita Elena, intrusivo considerado precursor del Pórfido Chuqui por su edad de 37,7 Ma, por sus semejanzas petrográficas y por sus contactos difusos y gradacionales. La Zona de Falla Messabi, que induce una deformación de fábrica dúctil y semi-dúctil, con milonitas y flujo cataclástico, presenta indicadores cinemáticos dextrales. Se presentaron evidencias de que esta falla estuvo activa antes y después del emplazamiento del Pórfido Chuqui y probablemente también durante la formación de las etapas tempranas de la mineralización, por lo cual le asignaron un rol clave en la localización y génesis del depósito, en coherencia con la hipótesis propuesta previamente por Makshev (1990), quien planteó que las fallas Oeste y Messabi formaron un dúplex extensional activo (tipo step-over o pull-apart), debido a los movimientos transcurrentes dextrales de ambas estructuras, controlando y favoreciendo el emplazamiento del Pórfido Chuqui y la génesis de la mineralización durante el Eoceno-Oligoceno.

3.3 CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL

3.3.1 Sistemas y Estructuras Principales

Las estructuras han sido clasificadas de acuerdo con su importancia y corresponden a fallas P (Principal) y VIF (Very Important Fault), fallas FT (Fault Traces) y estructuras menores como diaclasas y vetillas (Joints). Sus características se resumen a continuación:

Tabla 3.1: Categorización de Estructuras

Categorización de Estructuras					
Clasificación	Simbología	Ejemplo de estructura en el sector de las OT	Características Principal		
1	Estructuras Principales	P	Falla Portezuelo	Falla regional de cientos de metros a kilómetros.	Con daño estructural asociado importante (zona de cizalle adosada a la traza de falla).
			Falla Fundición		
			Sistema Emilia		
2	Estructuras Mayores	VIF	Falla Cables	> 200 m	Daño estructural mayor a 0.5 m.
3	Estructuras Intermedias	FT	Sistema de Fallas NW	< 200 m	Daño estructural menor a 0.5 m.
4	Estructuras Menores	J	Sistema de diaclasas	Estructuras geológicas, típicamente vetillas selladas con persistencia menor que no alcanza a cortar una labor subterránea	Trazas de 0.5 a 5 m, potencias milimétricas y rellenos con distintos grados de resistencia

Fuente: CODELCO, 2012.

3.1.1 Dominios Estructurales

Las estructuras geológicas, originalmente recopiladas de mapeos de bancos y sondajes, e interpretadas en secciones y plantas, fueron filtradas hasta llegar a considerar solamente a aquellos rasgos mayores, que tienen algún grado de continuidad y marcan o constituyen dominios estructurales relevantes, a escala del depósito. En consecuencia, sólo las siguientes estructuras fueron consideradas:

- Falla Oeste
- Zona de Deformación Este
- Zona de Falla Estanques Blancos
- Zona de Falla Portezuelo
- Zona de Falla C-2
- Zona de Falla Zaragoza
- Zona de Falla Americana
- Zonas de Fallas Noroeste (Arsénico, NW3)
- Zona de Falla Puri
- Zona de Falla Kala

Todas estas estructuras, fueron consideradas como superficies y por lo tanto, en las plantas aparecen como trazas bien definidas. Sin embargo, es preciso destacar que la única estructura modelada como una traza de falla continua, es en realidad la Falla Oeste. En contraste, el resto de las estructuras están definidas como zonas de falla, pues, presenta una complicación mucho mayor al intentar interpretarlas como una traza singular, de sondaje a sondaje, o de sección a sección. Por lo tanto, ellas deben ser consideradas más bien como zonas que, en torno a la traza dibujada en los planos, presentan un mayor fracturamiento y frecuencia de fallas subparalelas a dicha traza, conformando una tendencia o dominio de fallamiento específico.

3.1.2 Dominios Estructurales de Control de la Mineralización

Sobre la base de la información estructural presentada anteriormente y considerando las principales tendencias estructurales y distribución espacial de la mineralización, es posible definir tres dominios estructurales principales, desde el punto de vista del control de la mineralización:

Dominio Sur – Americana. Localizado aproximadamente al Sur de la coordenada 3.400N, a partir de un límite de orientación Noreste definido por fallas del Sistema Estanques Blancos. Se caracteriza por un fuerte control estructural del Sistema de Falla Americana sobre la mineralización cuprífera y de molibdeno, originando bandas subverticales (80°W) alternadas, de alta y baja ley con orientación N-S a NNE, lo que induce una fuerte variabilidad de la ley en sentido Este-Oeste. En este dominio se concentran las mayores leyes hipógenas de cobre y molibdeno, especialmente en profundidad bajo el pit final programado, relacionadas a los eventos de vetas de cuarzo-moly y potásico intenso relicto (PIR) que se focalizan con alta intensidad en este dominio.

Dominio Central – Estanques Blancos. Ubicado aproximadamente entre las coordenadas 3.400N y 5.000N, tiene como límite Norte a la Zona de Falla Estanques Blancos de orientación Noreste (). Este dominio presenta un control Noreste de la mineralización, que acompaña y complementa la clásica orientación NNE que domina a lo largo del depósito. En este dominio las leyes de cobre son un poco más homogéneas que en el dominio Sur-Americana y es en él donde se produce una profundización de la cuenca de enriquecimiento secundario fuerte, alcanzando el fondo del rajo actual.

Dominio Norte – C2. Localizado al Norte de la Falla Estanques Blancos, esto es aproximadamente al Norte de la coordenada 5.000N, se caracteriza por una fuerte disminución general de la ley de cobre hipógena, especialmente en profundidad, la cual queda restringida a una banda principal y estructuras aledañas subparalelas de orientación NNE, ligadas al sistema de falla C2.

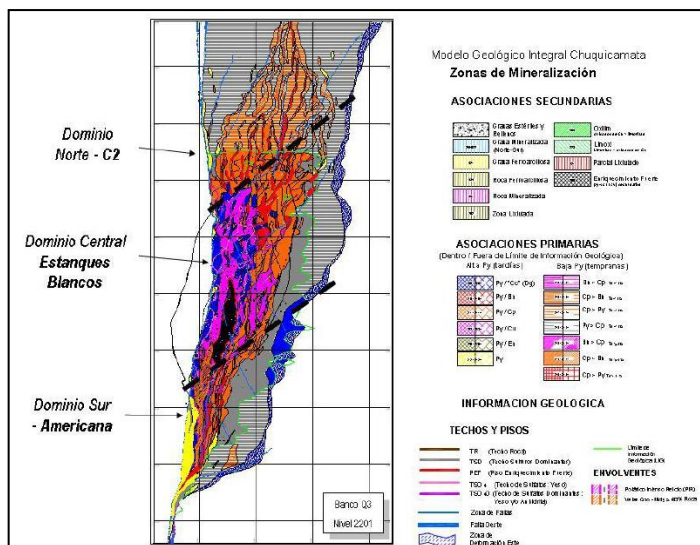


Figura 3.4: Dominios Estructurales.
Fuente: CODELCO, 2012.

3.4 UNIDADES DE ALTERACIÓN

A continuación se presenta la definición de cada unidad de alteración modelada, criterio fundamental para generar las envolventes en plantas y secciones. La mayoría de estas definiciones están basadas en porcentajes mapeados en sondajes de las asociaciones de alteración reconocidas y registradas, en los cuales se produce un incremento estadístico de las leyes de cobre. Por lo tanto, por su naturaleza, sustentada en la intensidad de los sucesivos eventos hidrotermales, los contactos entre las unidades de alteración deben ser considerados gradacionales, aunque por lo general corresponden a gradaciones relativamente bruscas en el espacio (métricas).

PF: Alteración Potásica de Fondo, esta unidad está definida por la predominancia de alteración potásica de fondo, con contenidos menores de otras alteraciones más recientes, sobreimpuestas. En particular, para su definición en el modelo, se requiere la concurrencia, simultánea, de los siguientes porcentajes de unidades de alteración: cuarzo-sericítico < 20% en volumen, KSil < 30 % y sericita gris-verde < 10% en volumen. Con esta definición, la unidad de potásico de fondo queda localizada restrictivamente en los sectores Este y Norte del yacimiento, aunque su distribución original, antes de ser parcialmente sobreimpuesta y obliterada, probablemente fue uniforme en todo el depósito.

CMH: Alteración Clorítica, bajo esta abreviación, se designa la unidad temprana y de baja ley de cobre, asociada a la periferia del PF, que está definida por la alteración dominante y selectiva de los máficos a clorita (\geq que 50% de los máficos están cloritizados), y/o por la presencia de magnetita diseminada y estable y/o por hornblenda inalterada. Se distribuye hacia los márgenes Este y Norte del yacimiento y presenta un contacto gradacional con la alteración potásica de

fondo (PF). Este contacto presenta, de hecho, la coexistencia de máficos parcialmente cloritizados y biotitizados. Al igual que el potásico de fondo, el CMH puede contener franjas, volumétricamente restringidas, con cantidades menores de alteraciones sobreimpuestas (cuarzo-sericítico < 20% en volumen, KSil < 30% y sericita gris-verde < 10%), las que incrementan localmente la ley de cobre. También se reconocen esporádicamente dentro del CMH estructuras locales, marginales, de alta pirita, pero baja ley (cuarzo-sericítico tardío, estéril).

Qz-Mo: Zona de Vetas de Cuarzo-Molibdenita, dentro de las unidades modeladas, también se incluyó una envolvente que denota el contorno de la zona con mayor abundancia o frecuencia de vetas y vetillas de cuarzo-molibdenita (\geq que 50% en volumen). Esta envolvente del 50% define un cuerpo donde el evento de cuarzo-molibdenita alcanzó máxima intensidad, conformando un "núcleo" de forma tabular ubicado en el sector Sur-Central del depósito. Este cuerpo, estructuralmente controlado, tiene una orientación general NS a NNE y manteo 80° W, con dimensiones de 1.200m de largo, unos 600m de alto reconocido y 70m de potencia media, es decir, por sí solo define un excelente depósito de molibdeno con ley media de 0,13% Mo y abierto en profundidad. Desde el punto de vista del cobre, esta unidad tiene baja ley (< 0,5% Cu), debido a que las vetas ocupan un volumen mayoritario en la roca y son poco receptivas a la mineralización de cobre más tardía, por tanto el volumen total de sulfuros es bajo.

PI: Alteración Potásica Intensa, son zonas continuas con presencia relevante de alteración potásica intensa temprana, asociada con mineralización abundante de bornita-digenita y/o calcopirita-covelina-bornita. La unidad PI está definida por la ocurrencia relativamente abundante de KSil (\leq que 30% en volumen) y/o de sericita gris-verde (\geq que 10% en volumen). Es importante hacer notar que, según su definición, esta unidad puede y suele contener, también, cantidades importantes de alteración potásica de fondo. Se distribuye preferentemente en la parte Este del depósito, conformando zonas irregulares, de forma tabular, con orientación NNE y manteos empinados al Oeste (70° - 85° W), las cuales muestran fuertes texturas cataclásticas y localmente, evidencias de deformación dúctil. Dentro de la unidad PI, se observa una tendencia a que la sericita gris-verde sea más importante hacia el Norte del depósito y a mayor profundidad, mientras que el K-Sil es más abundante en la parte alta del sector Central-Sur.

QSP: Alteración Cuarzo Sericítica Pervasiva, unidad de alteración tardía e intensa, relacionada con pulsos de mineralización de alta sulfuración, que originan asociaciones de mena con alta pirita. Todos los feldespatos y máficos de la roca están completamente alterados (100%) a cuarzo-sericita y la textura de la roca se presenta mayoritariamente destruida (>75%), por la intensidad de la alteración cuarzo-sericítica. Localmente, es posible reconocer textura preservada, pero menos que el 25% en volumen de la roca, con alteración selectiva de máficos y feldespatos a sericita. La unidad de alteración cuarzo sericítica pervasiva conforma un importante cuerpo, elongado en dirección NS, de disposición subvertical, que se emplaza en el

sector Oeste del depósito, junto a la Falla Oeste (ver detalle en plantas y secciones adjuntas, overlay de alteración).

ZT: Zona de Transición Cuarzo Sericítica, unidad de alteración que, como su nombre lo indica, marca una transición de eventos, dada por la sobreimposición de alteración cuarzo-sericítica sobre asociaciones de alteración más tempranas. En este caso, la intensidad del evento cuarzo-sericítico es moderada a débil. La Zona de Transición está definida por la presencia de cuarzo-sericita pervasiva o en halos de vetillas, en más de un 20 % en volumen de la roca, sobre un fondo con asociaciones minerales de alteraciones tempranas (potásicas o CMH), o con más de un 25% en volumen de la textura preservada. En términos generales, esta unidad, así definida, conforma de manera bastante continua un halo marginal o periférico, desarrollado en torno a la unidad de cuarzo-sericita pervasiva (QSP).

PIR: Alteración Potásica Intensa Relicta, unidad de alteración que se reconoce y emplaza en franjas al interior de las zonas de alteración cuarzo-sericítica pervasiva (QSP) y de transición (ZT). Se define por la ocurrencia de más que 10% en volumen de “texturas fantasmas” o “relictos” de alteración potásica intensa (sericita gris-verde o K-Sil), obliteradas por el evento cuarzo-sericítico tardío. En estos tramos con textura relictiva, se reconoce un incremento de la mineralización de sulfuros de cobre, los cuales representan más que un 1% de la roca, sin incluir la pirita, que también es abundante en estas zonas. En el modelo, se destaca esta unidad de alteración relictiva en plantas y secciones, llamada PIR, porque se asocia con incrementos notables de la ley de cobre, especialmente en una importante banda continua, que ocurre a lo largo del depósito, subparalela a la Falla Oeste.

3.5 UNIDADES DE MINERALIZACIÓN

Las unidades de mineralización del modelo, se desagregan en dos grandes grupos: asociaciones primarias o hipógenas y asociaciones secundarias o supérgenas.

Asociaciones Primarias

Para el modelamiento de la mineralización, siempre se consideró la asociación de mena predominante, así, por ejemplo, las unidades de mineralización primaria pueden contener cantidades subordinadas de sulfuros secundarios en la zona de enriquecimiento débil. Las asociaciones primarias del depósito se han subdividido en dos grandes grupos de acuerdo con su temporalidad y contenido de pirita:

Las asociaciones tempranas de baja pirita, presentan bajo contenido absoluto de pirita en volumen, con una razón Cu/S generalmente alta. Están relacionadas con los eventos de alteración Potásica de Fondo, Potásica Intensa y CMH. El mayor contenido de sulfuros se asocia con la alteración potásica intensa, que supera el 1 % de total sulfuros, con leyes de cobre en torno

a 1 % CuT. Asociaciones potásicas de fondo y CMH presentan bajo sulfuro total (< 1% en volumen), con leyes de cobre menores a 0,6 % CuT.

Las asociaciones tardías de alta pirita, presentan gran cantidad absoluta de pirita (Py > 1% en volumen), con contenidos variables de sulfuros de cobre, pero con una razón Cu/S generalmente baja. Constituyen el complejo sistema de vetillas D del depósito, el que está genéticamente relacionado con el ciclo tardío de alteración cuarzo-sericítica.

Las asociaciones de alta pirita fueron diferenciadas y modeladas de acuerdo al sulfuro de cobre predominante, que acompaña a la pirita: Py/Dg; Py/Bn; Py/Cpy; Py/Cv; Py/En; y, finalmente, la asociación de baja ley: Py con bajos sulfuros de cobre.

Asociaciones Secundarias

Las asociaciones secundarias, corresponden a aquellas mineralizaciones de origen supérgeno, que ocurren en las zonas de lixiviación, oxidación y enriquecimiento fuerte. El enriquecimiento fuerte se modeló como una sola unidad definida por la asociación de Py - Cc secundaria (+/-Cv secundaria). En las zonas superiores de oxidación y lixiviación, se modelaron diversas unidades de oxidados de cobre y limonitas, in situ o exóticas, sin embargo, estas unidades se localizan en los extremos Sur y Norte del rajo, y no serán descritas ya que no participan dentro del proyecto.

3.6 UNIDADES GEOTÉCNICAS

La Zona Norte considera los Macro Bloques MB-N41 a MB-N72 (ver Figura 3.5), y se encuentra ubicada entre los dominios estructurales Americana Norte, Balmaceda, Estanques Blancos y Zaragoza. Sin embargo, es en los dominios Americana Norte y Balmaceda donde se ubican la mayor parte de las labores asociadas a los Sistemas de Traspaso y Chancado de Mineral.

Las Unidades Geotécnicas Básicas involucradas en esta zona son principalmente la unidad Pórfido Este Potásico (PEK) en los dominios Balmaceda y Estanques Blancos, Pórfido Este Sericítico (PES) y Cuarzo Igual a Sericita (Q=S) en los dominios Zaragoza y Americana Norte. Esto se observa en la Figura 3.5, donde se muestra adicionalmente la posición de las salas de chancado definida geométricamente.

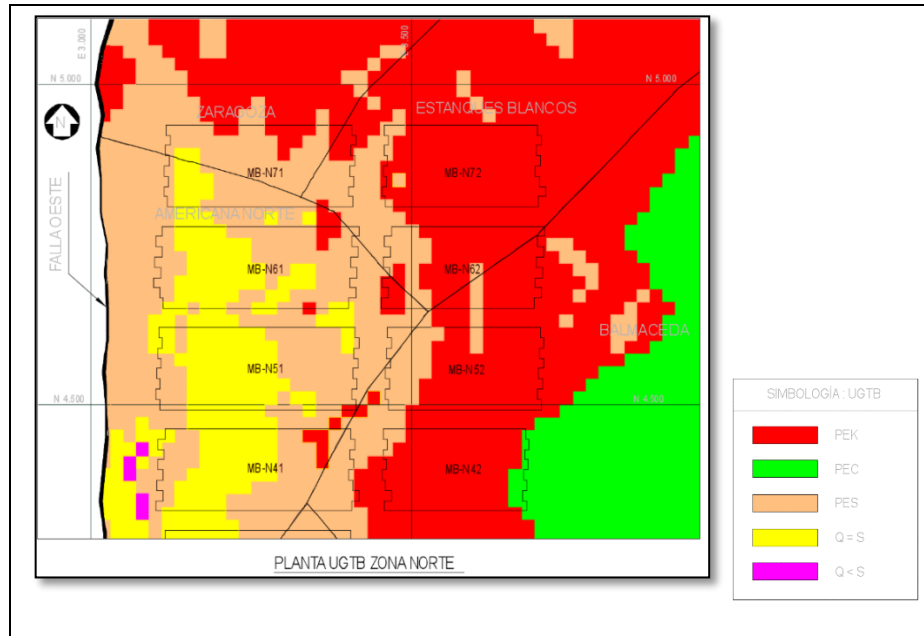


Figura 3.5: Zona Norte.
Fuente: CODELCO, 2011.

La información disponible para las propiedades de la roca intacta de los Dominios Geotécnicos (DGT) involucrados en la Zona Norte se encuentra en la Tabla 3.2. En ésta se observa que los dominios PEK Balmaceda (BAPEK), PES Balmaceda (BAPES) y PES Americana Norte (ANPES), tienen propiedades de roca intacta que se asemejan a la Roca de Buena Calidad. El dominio Q=S Americana Norte (ANQIS), tiene por su parte propiedades que se acercan más a una Roca de Calidad Regular.

Tabla 3.2: Propiedades de los DGT involucrados en el Sector Norte.

UGTB	Dominio Estructural	mi Promedio	σ_{ci}	GSI Promedio
			MPa	
PEK	Balmaceda	14,8	133,6	59
PES	Balmaceda	8,6	126,3	60
PES	Americana Norte	22,0	85,1	75
Q=S	Americana Norte	22,0	75,4	51

Fuente: CODELCO, 2016.

La calidad del macizo rocoso evaluada de acuerdo al índice GSI se ilustra en la Figura 3.6. En ésta se observa que en los Macro Bloques asociados a los dominios Balmaceda, Estanques Blancos y Zaragoza predominan valores de GSI superiores a 60.

En el dominio Americana Norte se observa la presencia de importantes sectores con valores de GSI entre 40 y 50. Este rango es inferior al GSI promedio de los diferentes Dominios Geotécnicos involucrados en la Zona Norte por lo que debe ser analizado con mayor detalle para determinar su Calidad Geotécnica.

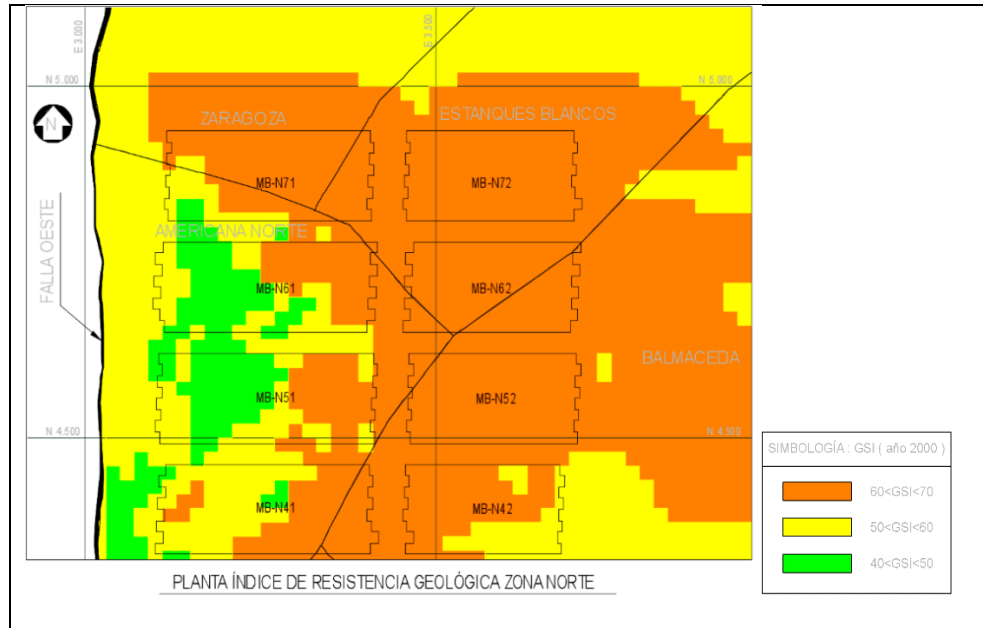
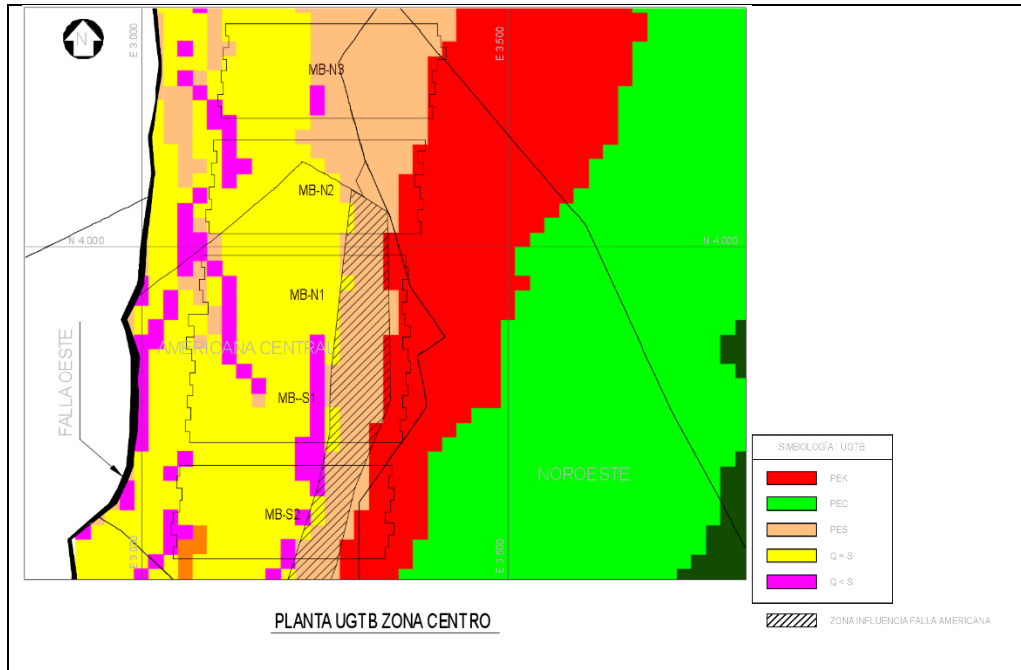


Figura 3.6: GSI Zona Norte
Fuente: CODELCO, 2012.

La Zona Central considera los Macro Bloques Norte 3 a Sur 2 y se encuentra ubicada entre los dominios estructurales Americana Norte, Noroeste y Americana Central. Es en este último dominio donde se concentran la mayor parte de los Macro Bloques involucrados en la zona.

Las Unidades Geotécnicas Básicas involucradas en esta zona son principalmente la unidad PES en los dominios Noroeste y Americana Central, Q=S en Americana Norte y Americana Central, y Cuarzo Menor Sericítica (Q<S) en Americana Central. Esto se observa en la Figura 3.7.

La información disponible para las propiedades de la roca intacta de los Dominios Geotécnicos involucrados en la Zona Central se encuentra en la Tabla 3.3. En ésta se observa que el dominio PES Americana Norte (ANPES) tiene propiedades de roca intacta que se asemejan a la Roca de Buena Calidad. Los dominios Q=S Americana Norte (ANQIS) y Q=S Americana Central (ACQIS), tienen por su parte propiedades que se acercan más a una Roca de Calidad Regular. El dominio Q<S Americana Centro (ACQMES) presenta propiedades inferiores que caracterizan una roca de mala calidad geotécnica.



**Figura 3.7: UGTB de la Zona Central.
Fuente: CODELCO, 2012.**

Tabla 3.3: Propiedades de los DGT involucrados en la Zona Central.

UGTB	Dominio Estructural	mi Promedio	σ_{ci}	GSI Promedio
			MPa	
PES	Americana Centro	33,2	63,4	58
PES	Americana Norte	23,0	85,1	57
Q<S	Americana Centro y Sur	18,5	31,6	43
Q=S	Americana Norte	22,0	75,4	51
Q=S	Americana Centro	19,8	57,2	70

Fuente: CODELCO, 2016.

La calidad del macizo rocoso evaluada de acuerdo al índice GSI se ilustra en la Figura 3.8. En ésta se observa que en los Macro Bloques asociados al dominio Americana Central existen importantes zonas con GSI entre 40 y 50 que representan valores inferiores o iguales al GSI promedio de los dominios ANQIS y ACQIS.

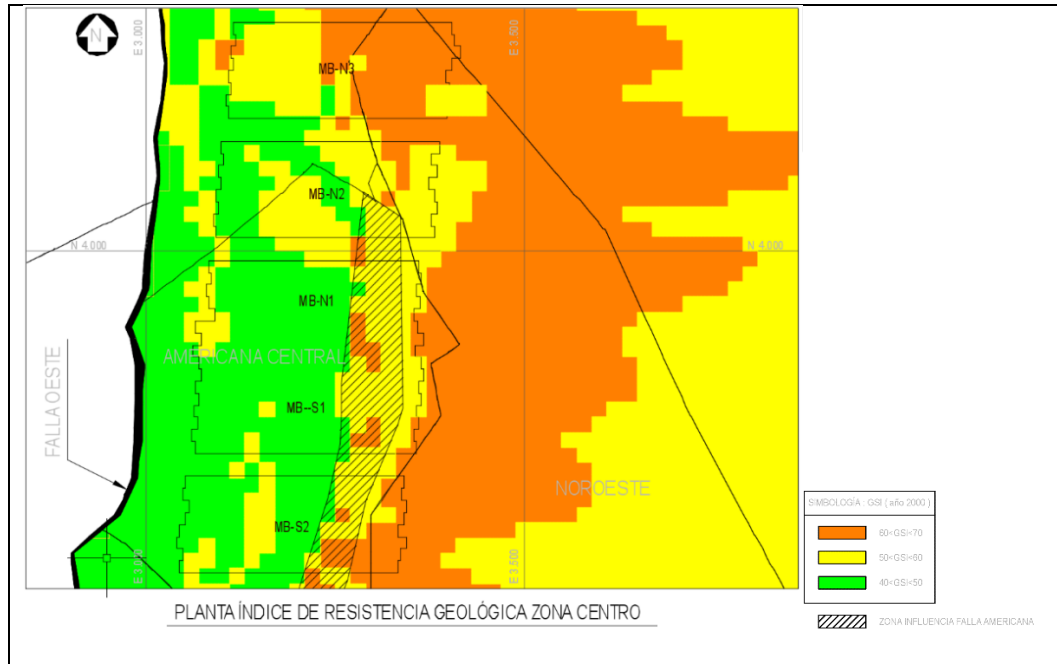


Figura 3.8: GSI Zona Central.
Fuente: CODELCO, 2012.

La Zona Sur considera los Macro Bloques Sur 3 a Sur 9 y se encuentra ubicada principalmente en el Dominio Estructural Americana Sur.

Las Unidades Geotécnicas Básicas involucradas en la Zona Sur son PES, Q=S, Q<S, Q>S y PEK, tal como se observa en la Figura 3.9.

La información disponible para las propiedades de la roca intacta de los Dominios Geotécnicos involucrados en la Zona Sur se encuentra en la Figura 3.9. En ésta se observa que los dominios PEK y PES Americana Sur (ASPEK y ASPES) tiene propiedades de roca intacta que se asemejan a la Roca de Buena Calidad. En cambio, los dominios Q=S y Q<S Americana Sur (ASQIS y ASQMES), presentan propiedades inferiores que caracterizan una Roca de Mala Calidad Geotécnica.

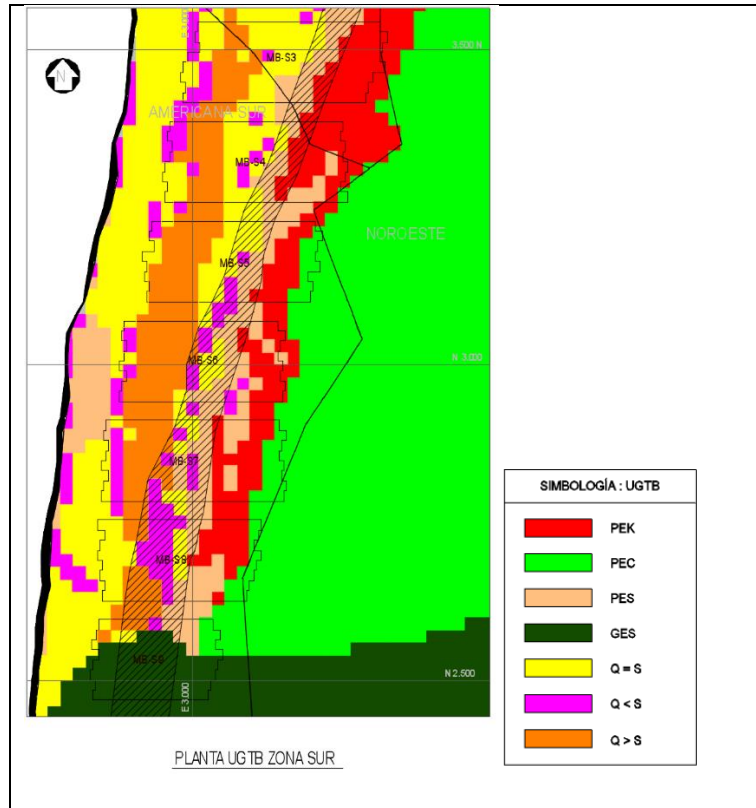


Figura 3.9: UGTB Zona Sur.
Fuente: CODELCO, 2012.

Tabla 3.4: Propiedades de los DGT Involucrados en la Zona Sur

UGTB	Dominio Estructural	mi Promedio	σ_{ci}	GSI Promedio
			MPa	
PEK	Americana Centro y Sur	25,4	80,3	58
PES	Americana Sur	10,0	105,8	56
Q<S	Americana Sur	18,5	31,6	43
Q=S	Americana Sur	19,2	45,9	43
Q>S	Americana Sur	20,7	72,2	70

Fuente: CODELCO, 2012.

La calidad del macizo rocoso evaluada de acuerdo al índice GSI se ilustra en la Figura 3.10. En ésta se observa que en los Macro Bloques asociados al dominio Americana Sur existen importantes zonas con GSI entre 40 y 50 que representan valores inferiores o igual al GSI promedio de los dominios Q>S, PEK y PES Americana Sur.

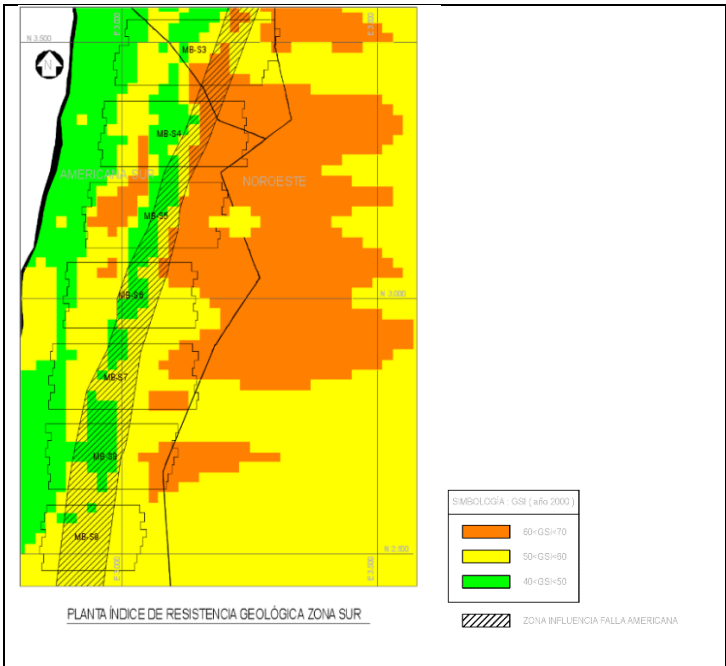


Figura 3.10: GSI Zona Sur.
Fuente: CODELCO, 2012.

CAPITULO 4. SISTEMAS DE FORTIFICACIÓN EN ROCA

4.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas de soporte son elementos instalados durante o con posterioridad a la construcción de una labor subterránea, cuyo objetivo es la estabilización física del contorno de la excavación consecuencia de la actividad productiva (5). Los sistemas de soporte cumplen básicamente tres objetivos:

- Reforzar: Aminorar el fracturamiento progresivo que puede sufrir el macizo rocoso
- Contener: mantener las inestabilidades dentro del macizo, controlando el desplazamiento hacia el interior de la excavación.
- Retener: Afirmar el contorno del macizo, controlando el material proyectado a la excavación.

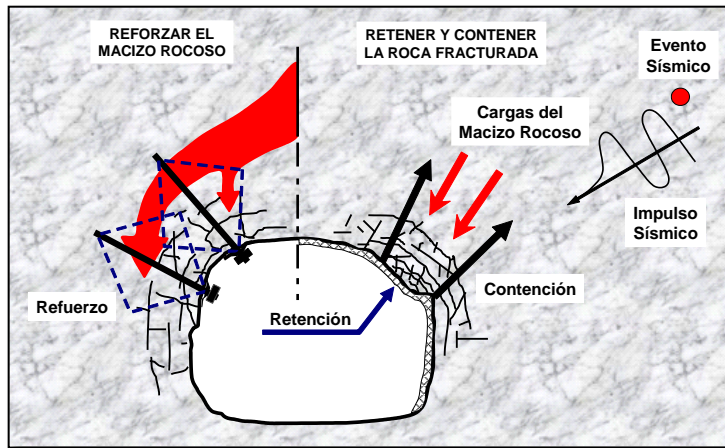


Figura 4.1: Funciones de la Fortificación.
Fuente: CODELCO, 2012.

Los distintos sistemas de fortificación cumplen distintas funciones y de acuerdo al nivel de sollicitación del macizo se recomiendan de acuerdo a la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Funcionalidad de los Sistemas de Soporte

Nivel de sollicitación esperado en la galería	Funciones del Sistema de Soporte	
	Reforzar y Mantener	Retener
Bajo	Perno	Malla
↓	Perno	Shotcrete con Fibra
	Perno	Malla & Shotcrete
	Perno	Malla & Shotcrete con fibra
	Perno & Cable	Malla & Shotcrete ó Shotcrete con Fibra
Alto	Perno & Cable	Perno, Malla, Cable & Shotcrete

Fuente: CODELCO, 2012.

Los distintos sistemas de soporte se pueden clasificar de acuerdo a su funcionalidad y temporalidad. Según su temporalidad se clasifican en fortificación de desarrollo o sistemática y en fortificación definitiva, destinada a singularidades del macizo rocoso.

Las características de la fortificación de desarrollo son las siguientes:

- Se instalan inmediatamente después del disparo.
- Ofrecen seguridad inmediata al personal y a los equipos.
- Evitan el deterioro prematuro del macizo rocoso.
- Su omisión involucra un gran riesgo, por lo que se debe instalar oportunamente.
- Los pernos Split set y roscas, como también las malla y el shotcrete pueden ser clasificados como fortificación de desarrollo.

La fortificación definitiva, que se instala mayoritariamente posterior a la de desarrollo, tiene las siguientes características:

- Son elementos que deben asegurar la estabilidad durante vida útil de la labor.
- Deben permitir la funcionalidad completa de la labor.
- Los elementos de fortificación tienden a ser los mismos pero más robustos que la fortificación de desarrollo, agregando pernos macizos (si es que en no estaban considerados como definitivos) y cables al techo.

Con respecto a la funcionalidad se pueden clasificar en activa o pasiva. La fortificación activa se define como los sistemas de soporte los cuales, ejercen la reacción al macizo en el momento que son instalados, debido a las cargas externas que efectúan. Entre estos están los pernos Split set, Swellex, cables tensados, entre otros.

La fortificación pasiva, son aquellos elementos de soporte los que no aplican ninguna carga externa al momento de la instalación, y solo toman carga cuando el macizo rocoso experimenta alguna deformación, o cuando se presenta alguna sollicitación externa.

4.2 CRITERIOS Y FACTORES DE DISEÑO

A continuación se entrega una lista de factores y criterios que influyen, con distinto grado, directamente en la concepción y diseño de la fortificación de excavaciones mineras subterráneas:

Propósito de la Excavación: La función u objetivo de la excavación determina en alguna medida el grado de seguridad (aceptabilidad) requerido. Normalmente, excavaciones estratégicas en el proceso productivo son soportadas más robustas (aseguradas) en lo que a fortificación se refiere y exigen un factor de seguridad más alto y menor plausibilidad de falla.

Categoría de Fortificación: En algunos casos, tal como ocurre en métodos de explotación mineros, una parte de la fortificación usada en la preparación de las excavaciones subterráneas

será “temporal”, mientras que el resto será definitiva o “permanente”. En estos casos, los Ingenieros Geomecánicos deberán complementar tales definiciones y dejarlas explícitamente indicadas en planos e informes para la futura construcción.

Requerimientos de Seguridad: En este aspecto, el Ingeniero de Diseño deberá partir considerando como base de sus criterios lo señalado por el Reglamento de Seguridad Minera, Decreto Supremo N°72 de 1985 (6), respecto a la fortificación de excavaciones, en su capítulo sexto, Artículos N°411 a N°419; Latorre, J. & Contreras, H. (1994).

Consideraciones Prácticas: Las condiciones operacionales disponibles pueden limitar el uso de ciertos elementos de soporte en la fortificación de excavaciones. Por ejemplo, la instalación de shotcrete en una labor con insuficiente nivel de ventilación; uso de VCR en desarrollos subverticales; etc.

Geometría y Tamaño de la Excavación: Tanto la formación de inestabilidades con control estructural como los niveles de distribución de esfuerzos inducidos dependen de la forma y dimensiones de las excavaciones que interesan, lo que deriva en la selección de ciertos elementos de soporte y su dimensionamiento.

Disponibilidades de Accesos: Es básico contar con disponibilidad de accesos para llegar a las excavaciones de interés. Es preciso verificar que todos los equipos requeridos y los elementos de soporte definidos pueden llegar a la frente de trabajo en condición segura.

Técnica de Excavación: El método de excavación usado para desarrollar la excavación incide directamente en el daño inducido al macizo rocoso, hecho que deberá ser considerado para el diseño de soporte de la excavación que interesa. Es diferente el resultado geotécnico obtenido si utilizamos la técnica VCR para desarrollar una excavación subvertical en lugar del sistema Raise-Borer (con o sin desquinche). Por otra parte, pernos de fibra de vidrio serán más aceptados para fortificar frontones de Raise-Borer o Blind Hole, dado que con ello se cuidará la vida útil de los cortadores y equipo.

Cercanía con Otras Excavaciones: Encontrarse en la vecindad y/o zona de influencia de otras excavaciones (contemporáneas o pre-existentes), puede requerir aumentar la robustez de la fortificación a instalar con el fin de evitar que el daño (sobre excavación) genera la pérdida del pilar. Por ejemplo, un crown-pilar muy delgado entre excavaciones superpuestas o axiales, una caverna de chancado con varias excavaciones que convergen a ella, etc.

Estado Tensional Existente: Dato fundamental para estimar los esfuerzos inducidos y los sectores potenciales de falla (zonas con concentración de esfuerzos de corte, tracción y/o compresión) en la periferia de la excavación de interés. Junto con el fracturamiento o calidad

geotécnica del macizo rocoso, influye en la definición de las características generales de un sistema de soporte a instalar (*Hoek, Kaiser & Bawden, 1995 (7)*).

Calidad del Macizo Rocos: Junto con el estado tensional in situ e inducido, la calidad geotécnica del macizo rocoso es un dato fundamental para reconocer las necesidades de soporte en las excavaciones subterráneas. Se trata de minimizar la pérdida de propiedades geomecánicas in situ de la roca y evitar que se desarme prematuramente (daño no deseado); el macizo rocoso es el principal elemento de fortificación que debe aprovechar el diseñador, los que corresponden a los diferentes tipos de pilares que se generan a partir de un diseño minero dado (pilar de separación o de corona (crown pillar), pilares tipo costilla (rib pillar), pilares de soporte típicos, pilares barrera, etc.). Es común considerar el uso de herramientas empíricas o sistemas de clasificación (Laubscher, 1990 (8); Barton & Grimstad, 1993 (9); Bieniawski, 1989 (2); etc.) para definición del sistema de soporte.

Geología y Estructuras: El macizo rocoso está formado por estructuras geológicas y matriz de roca. Las primeras aportan a la formación de bloques, los que pueden ir desde unos pocos centímetros cúbicos a varios metros cúbicos (Hoek, 1998 (10)). Mayor número de sistemas estructurales y poco espaciados (mayor frecuencia de estructuras) definen un macizo rocoso más fracturado. Por otra parte, en la medida que los bloques o cuñas sean formadas y dispongan de caras libres para su rotación y/o traslación, será necesario instalar sistemas de cables y/o pernos y/o malla en forma combinada.

Condición del Agua Subterránea: La calidad de las aguas presentes (química) es un factor que define los elementos de fortificación, aditivos y las características de la secuencia constructiva a utilizar. Aguas con pH ácido producen corrosión prematura a los elementos de soporte y alteran las características mecánicas del acero. Paralelamente, se reduce la vida útil y la calidad del servicio estructural de ellos.

En otros casos se debe analizar la potencial presión de poros que se podría generar en el entorno de la excavación y, por lo tanto, en el sistema de soporte instalado; esto último podría sugerir la definición de drenes que ayuden a minimizar este factor de esfuerzo intersticial cuando se use shotcrete.

Tasa de Fortificación Requerida: Normalmente, los rendimientos alcanzados en el desarrollo de excavaciones se asocian directamente con los tipos de elementos y sistemas de fortificación que se instalan. En general, con algunas excepciones, el avance o desarrollo de las excavaciones será más rápido en la medida que se instale menos fortificación durante el ciclo operativo y exista una mejor calidad geotécnica del macizo rocoso en la frente; en obras e infraestructura permanente pueden predominar otros criterios y aspectos de diseño.

Tiempo Requerido para Funcionamiento del Soporte: En general, la instalación del soporte exige que los elementos de fortificación y tipos de anclajes logren sus propiedades de diseño en el más breve plazo, en especial las lechadas, resinas y/o mortero proyectado; lo mismo en hormigones para muros, brocales y/o carpetas de rodados. Normalmente las construcciones tienen restricciones de tiempo y los diseñadores suelen cambiar algunos elementos para ganar tiempo. Es importante que el personal de control de calidad verifique que no se “apuró” el diseño y que este se encuentra de acuerdo a planos. En ocasiones será necesario usar elementos que permitan cumplir con plazos sacrificando este factor.

Experiencia Adquirida: Clasificada como información estratégica para diseño, en especial en aquellos casos donde se esperan condiciones geológicas, geotécnicas y geomecánicas similares a sectores ya explotados. La experiencia suele ser un dato fundamental para calibrar y validar resultados de diseños obtenidos mediante el uso de herramientas analíticas y/o de análisis numérico.

Los sistemas de clasificación de macizos rocosos (por ejemplo: Laubscher (1990) (8), Bieniawski (1989) (2), Barton et al (1993) (9), entre otros) son un ejemplo clásico del uso de información empírica para estimar requerimientos de soporte en excavaciones subterráneas tanto mineras como de obras civiles.

Costos Asociados: Los diseños de fortificación deben ser técnica y económicamente factibles de instalar. No debemos perder de vista los recursos económicos disponibles y que hacen que el proyecto sea rentable. Al mismo tiempo, el diseñador no debe, y no puede, transar seguridad por economía en este aspecto. Poner en riesgo la seguridad del personal y condición de los equipos corresponde a una situación no permitida en proyectos minero-metalúrgicos.

Disponibilidad: En principio, el diseñador no debe perder de vista el stock de elementos de soporte disponible en la faena y que son factibles de adquirir en el mercado nacional. Luego de una justificación fundamentada técnicamente, puede requerir incorporar nuevos (innovar) elementos de soporte a la mina. En ocasiones, el diseñador del soporte deberá limitarse a las condiciones geográficas de la faena minera.

4.3 TIPOS DE ELEMENTOS DE SOPORTE

4.3.1 Pernos de Anclaje

Los pernos de anclaje se pueden clasificar según la forma de anclarlos en: Pernos de anclaje puntual y pernos de anclaje repartido, y según su forma de actuar: Pasivos y Activos.

Los pernos pasivos deben colocarse antes que se produzca la acomodación de la roca y los activos en cualquier momento. Se pueden distinguir los siguientes tipos de pernos de anclaje:

- Pernos de anclaje puntual o de cabeza de expansión:
 - Pernos de cono.
 - Pernos mecánicos (Figura 4.2).
- Pernos de anclaje repartido:
 - Pernos anclados con resina o lechada de cemento (Figura 4.3 y Figura 4.4, respectivamente).
 - Pernos de fricción (Split Set Figura 4.5: Perno Split Set y Swellex Figura 4.6: Perno Swellex).
- Pernos mixtos:
 - Pernos de anclaje puntual o posteriormente lechados.
 - Cables pretensados.
 - Pernos lechados tensados.

Para anclar los pernos existen diversos elementos, dentro de los cuales se encuentran la lechada, resina, cartuchos de cemento. Los tres cumplen la misma función, el primero corresponde a una mezcla de cemento-agua y aditivo. El anclaje con resma se aplica en galenas en que se necesita que el sistema de fortificación actúe en forma casi instantánea después de instalado, debido a la rápida resistencia de adherencia perno-roca que posee. Tanto el cartucho de cemento, como la resina, vienen en cápsulas, el cual contiene una mezcla de cemento, aditivos para fraguado y una medialuna plástica rigidizante. (11)

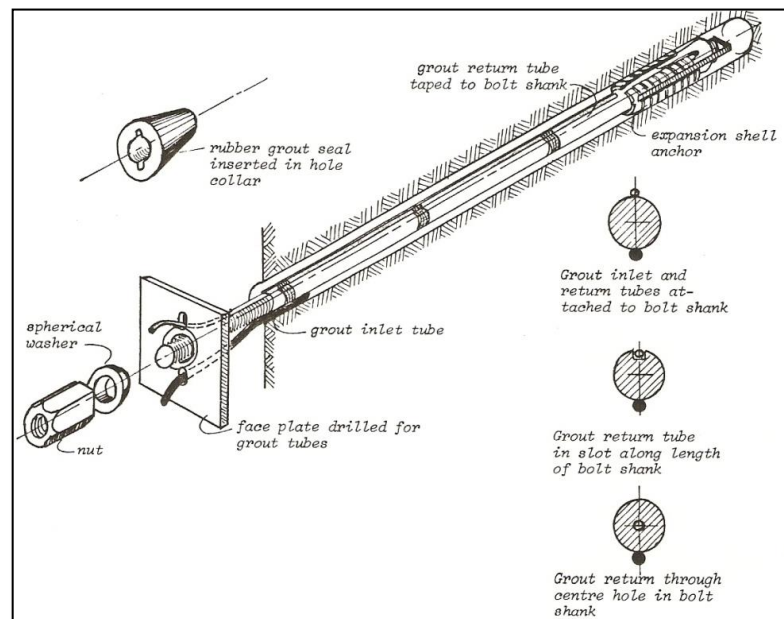


Figura 4.2: Perno de Anclaje Mecánico.
Fuente: López-Jimeno y Anero, 1998 (12).

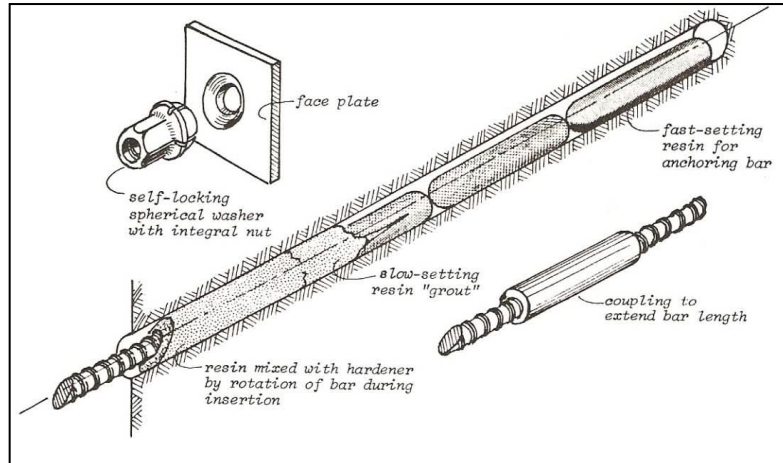


Figura 4.3: Perno Rosca lechado con Resina.
Fuente: López-Jimeno y Anero, 1998 (12).

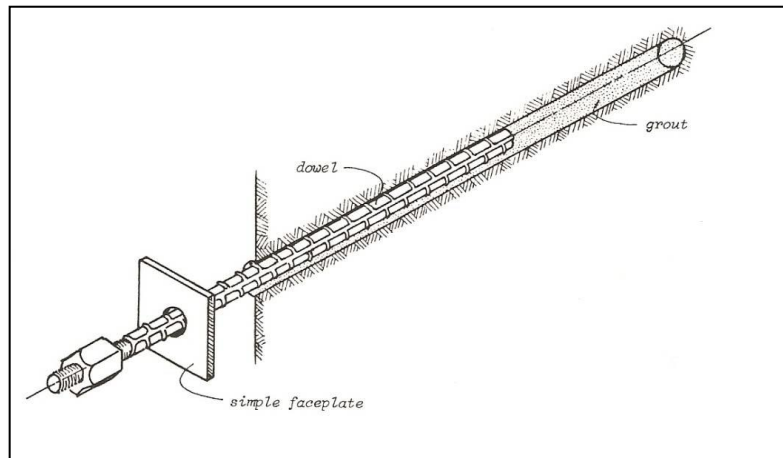


Figura 4.4: Perno lechado con Cemento.
Fuente: López-Jimeno y Anero, 1998 (12).

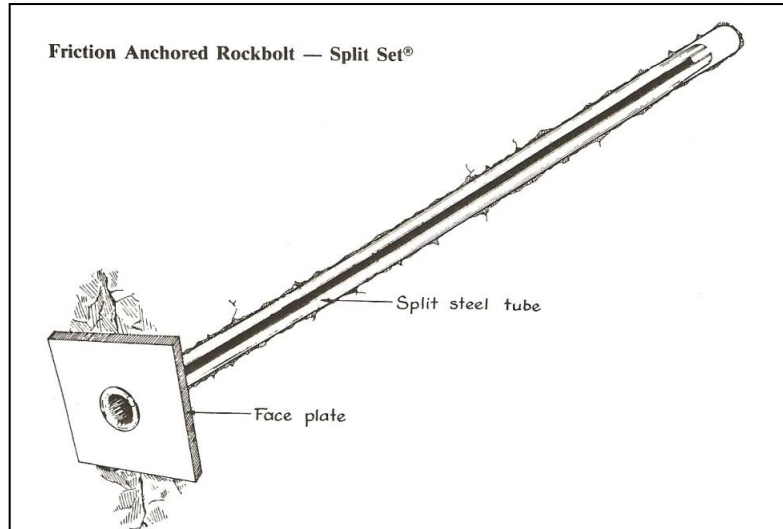


Figura 4.5: Perno Split Set.
Fuente: López-Jimeno y Anero, 1998 (12).

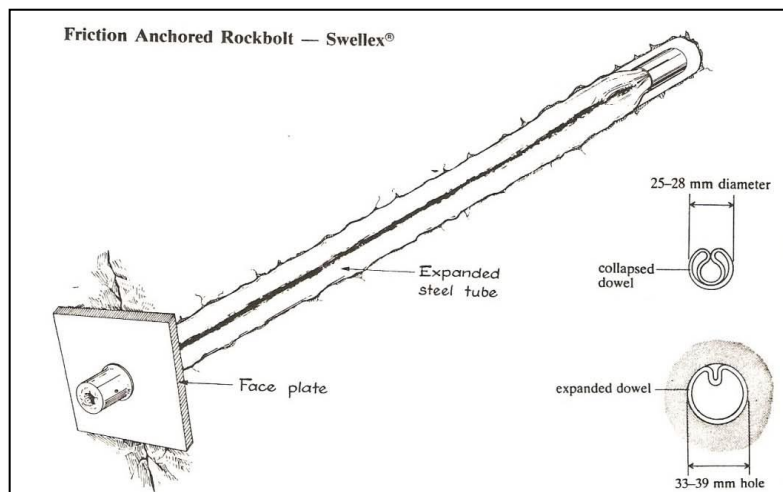


Figura 4.6: Perno Swellex.
Fuente: López-Jimeno y Anero, 1998 (12).

4.3.1.1 Perno Fierro de construcción anclado con lechada

Básicamente el sistema consiste en introducir lechada en la perforación y sobre ella introducir un perno a presión. Se han utilizado de largos, diámetros y calidades diferentes, llegando en la actualidad a usar de 3,0 m, 25 mm y A630-420H respectivamente.

La lechada penetra en las grietas de la roca sellándolas y mejorando la resistencia de la roca. Pero no se usa en sectores a hundir por problemas operacionales frente a la perforación radial.

Se ha usado masivamente como soporte permanente en el nivel de producción y transporte, siendo reemplazado totalmente en el nivel de hundimiento.

4.3.1.2 Perno Split Set

Consiste en un tubo circular incompleto que se introduce a presión en la roca en un diámetro menor que él. El efecto de resorte del tubo permite una gran adherencia a la roca. La longitud del tubo más usada es de 1,6 m, el espesor de la lámina de acero es 3 mm, la sección de la planchuela utilizada es de 150x150 mm y un espesor de 3 mm. La calidad del acero es A37-24S. Su resistencia depende de la relación entre el diámetro del tubo y perforación, pero si esa relación es muy grande su colocación es difícil. La resistencia a la tracción es de 8 tons.

Es de simple manejo, puede ser lechado. Para pernos largos su instalación es difícil, existiendo humedad no puede usarse en instalaciones hasta el término de su vida útil a menos que esté protegido contra la corrosión.

Sus primeras aplicaciones se vieron materializadas en el nivel de hundimiento, en el cual en estos momentos se usa en forma masiva y sistemática. Otros sectores son zafia a hundir; nivel de ventilación, traspaso; y últimamente se está incorporando como fortificación de desarrollo en el nivel de producción.

4.3.1.3 Perno Swellex

El principio de acción es similar al anterior, ya que los dos actúan por fricción. En este caso el perno es sellado y con una válvula que permite entrar agua a presión alrededor de 28 MPa en el perno deformando las paredes de éste, y permitiendo su adherencia por fricción a la roca. La lámina de acero tiene un espesor de 2 mm.

Instalación rápida y simple, una vez instalado da un soporte inmediato, puede ser usado en varias condiciones de terreno. Pero Es caro, la resistencia del sistema es limitado por la resistencia de las paredes delgadas del tubo, debe ser instalado cerca de la frente, no puede ser lechado, una protección contra la corrosión es requerida si es usado en instalaciones hasta el término de su vida, requiere una bomba para su instalación.

4.3.1.4 Perno Fibra de Vidrio

Es un perno de resina poliéster reforzado con fibra de vidrio, cuyas características de resistencia son similares al fierro. Ha sido anclado con lechada de cemento.

La resistencia a la tracción es del orden de 2 veces mayor que la del perno de fierro. La resistencia al cizalle es menos de la mitad que la del perno de fierro.

4.3.1.5 Calidad de Acero Empleado en los Anclajes

Las barras con resaltes para hormigón son barras de sección circular que presenta en su superficie un sistema de nervaduras o resaltes diseñados, con el objeto de aumentar la adherencia con el hormigón y lograr así un mejor aprovechamiento de las características resistentes del acero en los elementos de hormigón armado en que se aplica. Las barras con resaltes se fabrican en tres grados de aceros (A440-280H, A560-350H y A630-420H) y en una amplia variedad de diámetros nominales y largos.

El sistema de resaltes adoptado para la fabricación de este tipo de barras, corresponde al diseño denominado ‘espina de pescado’, cuyos requisitos están definidos en la norma NCH 203 OF 2006.

El diseño consiste fundamentalmente en dos nervaduras en el sentido longitudinal de la barra y una serie de resaltes transversales que forman aproximadamente un ángulo de 65° con el eje longitudinal.

4.3.1.6 Planchuelas

La función de éstas es distribuir uniformemente la carga de la cabeza del perno a la roca circundante. Las placas pueden ser usadas cuando la superficie es pareja y el perno es instalado perpendicular a la superficie de la roca. Bajo una presión suficientemente alta, la roca puede romper en este punto, en este caso la tensión en el perno puede ser reducida mediante una armadura de solamente 1 o 2 mm, la cual puede reducir la tensión en el perno.

4.3.2 Malla de Alambre

La malla se utiliza para retener pequeñas piedras sueltas o como refuerzo para el concreto proyectado. En las excavaciones subterráneas se utiliza en general dos tipos en combinación con los pernos de anclaje, éstas son:

4.3.2.1 Malla de Eslabones

Se trata del tipo de malla que se utiliza para cercar y consiste en un tejido de alambre. Generalmente el alambre es galvanizado con el objeto de protegerlo contra la corrosión, por la forma de tejerse es bastante flexible y resistente. Va fijada al techo y/o paredes mediante pernos de anclaje, puede soportar cargas considerables de roca suelta, dependiendo del espaciamiento entre los puntos de fijación. Se encuentran los siguientes tipos de mallas: Hexagonal, cuadrada y cuadrada con revestimiento plástico.

La ventaja que presenta este elemento es que evita la caída de piedras desde el techo de la labor, evitando la sobreexcavación y permitiendo una liberación de energía al entorno de la galería.

En contraparte, la desventaja radica en su instalación para fortificación definitiva, que debe ser realizada lejos del frente de la excavación para evitar su destrucción por medio de la onda explosiva, intercalada con pernos de anclaje.

4.3.2.2 Malla Soldada

La malla ACMA es la que normalmente se utiliza para reforzar el concreto proyectado y consiste en una cuadrícula de alambre de acero. Es un Conjunto de dos capas ortogonales de alambre con entalladura, estirado en frío y soldadas entre si eléctricamente con resistencia en cada uno de los puntos de intersección de los alambres.

4.3.3 Pernos Mixtos

Dentro de la clasificación de pernos se distinguen los "pernos mixtos", en los cuales se encuentran los cables ya sean lechados sin tensar o lechados pretensados.

4.3.3.1 Cable lechado sin tensar

Se han utilizado cuando ha sido necesario anclar a grandes distancias, con el objeto de afirmar una cuña o bloque individual.

Es un sistema de soporte durable y competente, longitudes considerables pueden ser instaladas en áreas pequeñas, proporciona una alta carga de tensión, los pilares pueden ser pre-reforzados con cables para minimizar su tamaño, en zonas controladas estructuralmente la aplicación de cables es muy recomendada. Para longitudes mayores a 14 m existen problemas para su instalación por motivos de peso. El uso de ellos puede afectar significativamente la selección de métodos mineros, secuencia de explotación, razón de extracción, control de zonas de sobrepresión y dilución.

4.3.3.2 Cables lechados pretensados:

Los objetivos del pretensado es confinar un pilar para producir un aumento en su estabilidad, debido al incremento en la fuerza de roce en la superficie de deslizamiento de las estructuras geológicas presentes en el pilar. Además de provocar una deformación anticipada de los cables, de tal forma que cuando el terreno sufra un desplazamiento no exista una fluencia por parte de ellos. Los cables usados en esta forma pueden llevar los siguientes accesorios:

- Anclaje mecánico, básicamente estos anclajes consisten en una pieza cilíndrica con un sistema de expansión que permite anclarse a las paredes de la perforación cuando ella se asienta en el fondo.
- Sistema unión cables-anclaje mecánico, la unión de cables se obtiene por intermedio de una aleación de metal blanco, por ejemplo zinc fundido.

El sistema de tensado se efectúa por intermedio de una gata hidráulica y un sistema de mordazas colocadas en ambos extremos.

4.3.4 Shotcrete

El término "shotcrete" se refiere a cualquier mezcla de un agregado grueso, arena, cemento y agua, colocada neumáticamente y en forma directa sobre una superficie. Se diferencia de la

gunitado en que éste es un shotcrete que contiene esencialmente un agregado en tamaño de arena. Se emplean dos métodos para aplicarlo: los procesos de mezcla seca y los de mezcla húmeda.

En el proceso de mezcla seca, se mezcla cemento y agregado húmedo y se colocan en la máquina de shotcrete, la cual proyecta los materiales a través de una manguera y pitón contra la superficie. En el pitón se agrega agua a presión.

En el proceso de mezcla húmeda, se mezcla el cemento, agregado y el agua, y luego se bombean hacia el pitón a través de la manguera. Se inyecta aire en el pitón para acelerar la mezcla húmeda contra la superficie.

La mezcla debe satisfacer condiciones como: tener un mínimo rebote al proyectarse, resistencia suficiente para soportar al terreno en menos de 8 horas, alcanzar una resistencia máxima a los 28 días, practicidad en el manejo, lo que se logra con una buena dosificación de acelerante, alta resistencia a las condiciones ambientales en el largo plazo, y poseer bajos costos en insumos de preparación.

Una mezcla típica contiene los siguientes porcentajes de los componentes en seco por peso:

Cemento: 15-20%

Agregados gruesos: 30-40%

Arena: 40-50%

Acelerantes: 2-5%

El principio del shotcrete es impedir las deformaciones del terreno para conservar su resistencia y evitar la sobreexcavación. De esta manera además de eliminar las fuertes cargas producidas por la formación de una bóveda de roca suelta (Aproximación de Terzaghi, 1946), se aprovecha la resistencia de la masa rocosa reforzada para soportarse a sí misma. De allí que el shotcrete no es un elemento estructural soportante", sino una técnica "confinante" de la roca para evitar su desintegración. Por eso no hay una "transferencia de carga" desde la masa rocosa al shotcrete en una forma comparable a la transferencia que ocurre en el caso de soportes de acero.

El shotcrete reacciona de la misma forma que cualquier otro concreto armado o sencillo, resistiendo tensiones de flexión, compresión y corte.

Comparado al concreto convencional el shotcrete se caracteriza por su alto grado de compactación, debido a la aplicación neumática, y también por una razón agua/cemento relativamente baja (0.30-0.50).

4.3.5 Marcos de Acero

Los marcos de acero son usados en terrenos que existe un fuerte fracturamiento en la excavación y que no pueden soportarse asimismo. Los marcos se fabrican a partir de perfiles estructurales de acero de dimensiones estandarizadas, generalmente se componen de dos o más piezas para facilitar el transporte, almacenamiento, manipulación e instalación. El tipo de marco utilizado depende del método de construcción y de la calidad del macizo rocoso, los espacios entre ellos pueden ser rellenos con malla de acero, acero o listones de madera, o planchas de acero.

El sistema de bloqueo es fundamental para que el sistema pueda actuar debidamente, ya que su función es transmitir a los marcos de acero las presiones que se manifiestan en el perímetro de la galería.

El efecto que produce la rigidez de los apoyos de las columnas sobre el desempeño del sistema de soporte es importante, debido a que las fuerzas normales y los momentos de flexión pueden variar sensiblemente según sea la deformabilidad de las bases de los pilares, cuyo objetivo es repartir hacia el piso las cargas verticales.

La resistencia del sistema de soporte en dirección perpendicular se logra mediante la unión de los marcos a través de piezas de madera (resisten las compresiones) y tirantes de acero (tracciones).

CAPITULO 5. UBICACIÓN RECOMENDADA DE LAS SALAS DE CHANCADO

5.1 DISEÑO DE LAS SALAS DE CHANCADO

Dentro de las tareas desarrolladas a nivel de Ingeniería de Detalle, se requiere evaluar las salas de chancado típicas que serán desarrolladas en los distintos Macro Bloques del Nivel 1er de explotación del Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea. El diseño vigente de las salas de chancado considera las mejoras y recomendaciones efectuadas en los estudios de ingeniería anteriores, como lo son recomendar dos diseños para los troncos de pique uno de 7.4 metros de longitud para una roca de buena calidad geotécnica y otro de 13.2 metros de longitud, para una roca de calidad geotécnica regular, esto para evitar la interacción entre las estaciones de traspaso y la sala de chancado, evitando concentraciones abruptas de esfuerzos que pueden afectar la estabilidad de estas labores.

A continuación en la Figura 5.1 se muestra el diseño tridimensional propuesto de las salas de chancado, para una roca de buena calidad geotécnica, y en la Figura 5.2 un perfil, para una roca de calidad geotécnica regular. Además de una descripción de las labores

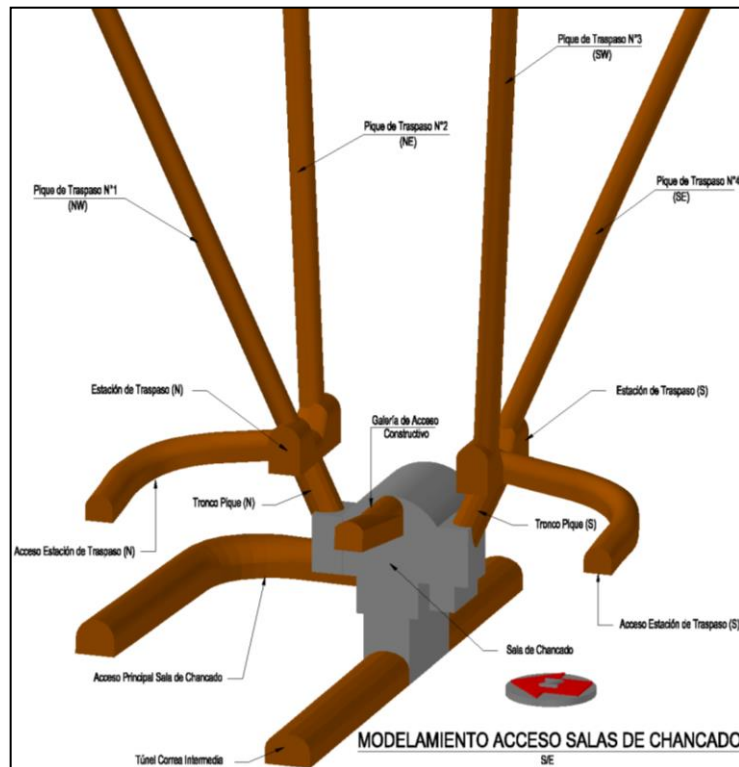


Figura 5.1: Modelo Tridimensional Sala de Chancado.
Fuente: CODELCO, 2012.

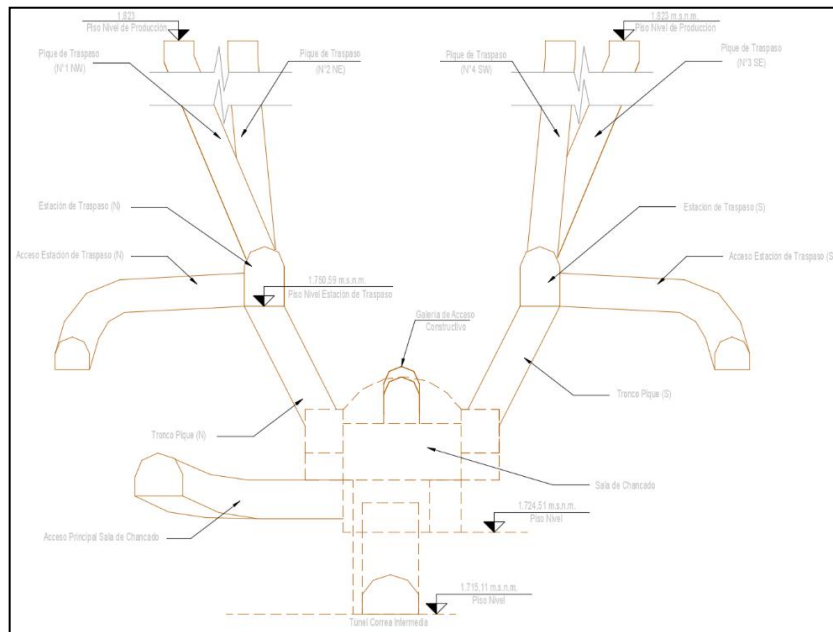


Figura 5.2: Vista en Perfil Sala de Chancado.
Fuente: CODELCO, 2012.

Tabla 5.1: Descripción de Labores en Sala de Chancado.

Infraestructura	Código	Breve Descripción
Túnel Correa Intermedia	TCI	Labor de sección 6,5 m × 4,5 m (B×H), que atraviesa el piso de la sala de chancado, ubicada en la cota 1.714 m.s.n.m.
Piques de Traspaso de Mineral	PT	Cuatro piques de sección circular de diámetro, $\varnothing = 3,5$ m, de una longitud de 72,8 m (PT 1 y 4) y 78,2 m (PT 2 y 3). Se disponen desde el piso del nivel de producción hasta el techo de la estación de traspaso.
Acceso a Estación de Traspaso	TAET	Labores de sección 4,0 m × 3,8 m (B×H). Labores de acceso a las estaciones de traspaso.
Estaciones de Traspaso	ET	Excavaciones de 16,5 m × 4,5 m × 4,6 m (B×H×L), ubicadas a 5 m aproximadamente del techo de la sala de chancado (sector Norte) y a 10 m en el sector Central y Sur.
Galería de Acceso Constructivo	GAC	Labor de sección 4,0 m × 4,0 m (B×H). Se ubica en la parte superior de la sala de chancado con el objetivo de generar el techo de la sala e iniciar las excavaciones de la sala.
Tronco Pique	TP	Dos piques de sección circular de diámetro, $\varnothing = 4,5$ m, de una longitud de 7.4 m aproximadamente para el sector Norte y 13.2 m para los sectores Central y Sur. Conectan las estaciones de traspaso con la sala de chancado.
Acceso Principal Sala de Chancado	APSCH	Labor de sección 5,5 m × 5,0 m (B×H), ubicada al costado de la sala de chancado.
Sala de Chancado	SCH	Excavación de 22,4 m × 27,4 m × 16,4 m (B×H×L), ubicada en la cota 1.714 m.s.n.m.

Fuente: CODELCO, 2012

Cada sala de chancado albergará un chancador de mandíbula, de un rendimiento de 846 t/h, tal como lo muestra la Figura 5.3

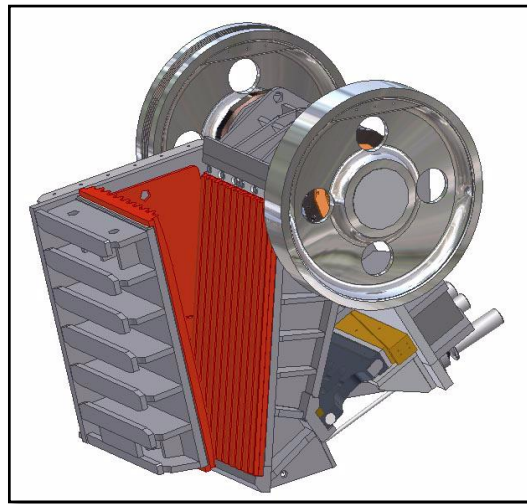


Figura 5.3: Chancador de Mandíbula a Instalar en la Sala de Chancado.
Fuente: CODELCO, 2012.

A continuación se muestra una imagen de un modelo, de cómo debería quedar la sala de chancado operativa.

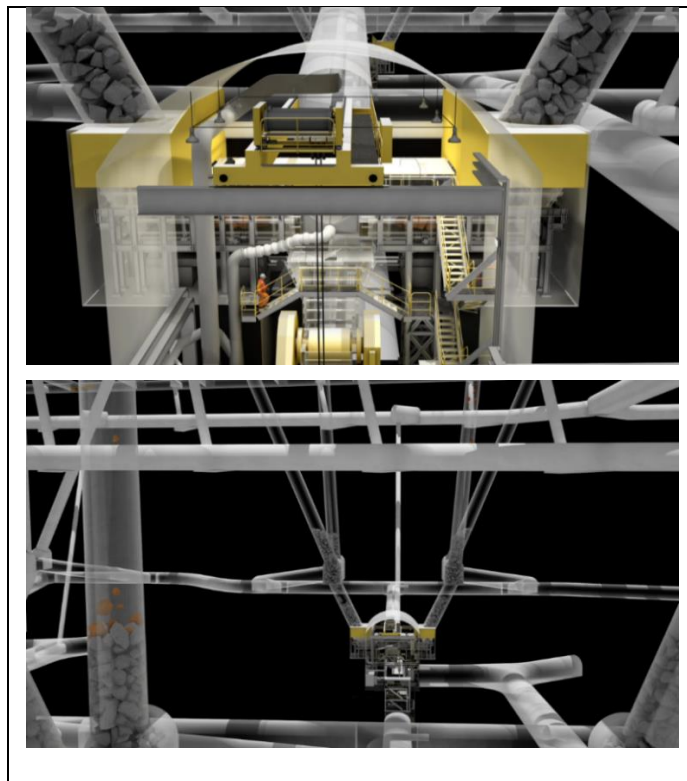


Figura 5.4: Modelo Operativo Sala de Chancado.
Fuente: CODELCO, 2012.

5.2 ZONIFICACIÓN POR CALIDAD GEOTÉCNICA

Para la definición de la Calidad Geotécnica de los macizos rocosos, se tomaron en cuenta las propiedades promedio de la roca intacta de los diferentes Dominios Geotécnicos y su relación con las propiedades de la definición genérica de la Roca de Buena Calidad Geotécnica y la Roca de Regular Calidad Geotécnica que se presentan en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Categorización Parámetros Roca Intacta.

Parámetro	Calidad de Roca	
	Buena	Regular
Peso unitario, γ (ton/m ³)	2,63	2,7
Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta σ_{ci} (MPa)	100	50
Parámetro m_i	20	20
Índice Geológico de Resistencia, GSI	65	50
Cohesión (MPa)	4,7	2,9
Ángulo de fricción interna (°)	39	37
Módulo de deformación del macizo rocoso, E_{RM} (Gpa)	28,7	6,76
Razón de Poisson ν_{RM}	0,21	0,25

Fuente: CODELCO, 2012.

Estas propiedades son referenciales para zonificar la roca y no necesariamente están correlacionados.

El objetivo de la zonificación consiste en evitar que las salas de chancado y sus obras anexas pasen por zonas de mala calidad geotécnica, el cual está definido por la unidad geotécnica Cuarzo menor Sericita (C<S).

5.3 INTERFERENCIAS CON OTRAS EXCAVACIONES

Otra de las restricciones a considerar para la ubicación de las salas de chancado tiene relación con la interferencia que pueden generar otras labores previamente excavadas bajo los Macro Bloques, tales como:

- La Rampa de Exploración.
- Los Cruzados Geotécnicos.

El principal problema que generan estas interferencias, tienen relación con las singularidades geomecánicas que se pueden generar, tales como concentraciones de esfuerzos, o importantes desconfinamientos, que afectan la estabilidad de las excavaciones.

5.4 ZONAS DE MALA CALIDAD GEOTÉCNICA

Para la construcción de las obras del PMCHS la Unidad Geotécnica Básica Q<S (Cuarzo menor Sericita), desde el punto de vista geomecánico es el principal escollo que se debe sortear, pues debido a su calidad, se disparan los costos de fortificación, además del posible riesgo de inestabilidad para algunas labores. Para el caso de las cavernas de chancado esto es vital, pues

debido al gran tamaño que poseen y a su importancia para la producción, y por ende para el negocio.

Es por esto que, para el caso de las salas de chancado, se evite la UGTB Q<S, ya sea para la caverna de chancado como tal, como para las obras anexas (Piques de Traspaso, Estaciones de Traspaso, Troncos de Pique).

A continuación se muestra una planta con la influencia que tiene la UGTB Q<S en el primer nivel de explotación:

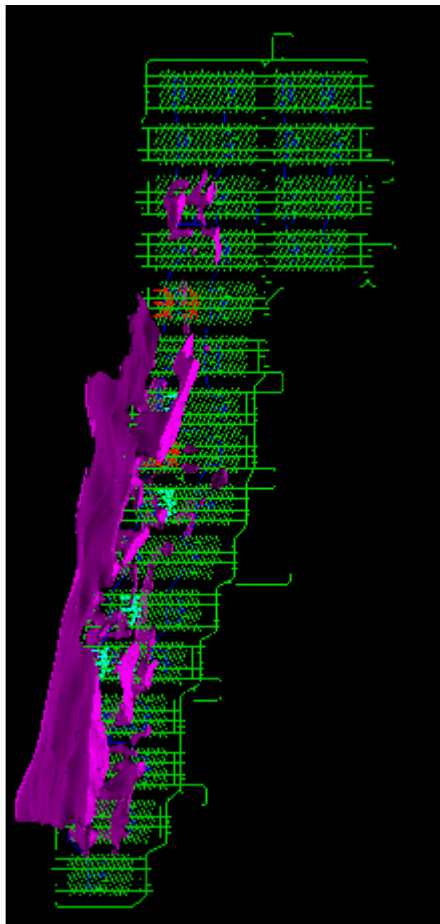


Figura 5.5: Distribución de la Zona Q<S en el Nivel de Producción.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

La distribución de la UGTB Q<S (zona violeta en la figura), afecta a la zona oeste. En verde están las labores correspondientes al nivel de producción del primer nivel de explotación.

5.5 SALAS DE CHANCADO EN ZONAS DE MALA CALIDAD GEOTÉCNICA

El diseño propuesto por el PMCHS se intersectó con las zonas de mala calidad geotécnica, con el fin de ubicar cuales son las salas de chancado. Las Salas que se encuentran en una zona de mala calidad son:

- Sala Oeste del Macro Bloque N3
- Sala Oeste del Macro Bloque S1

A continuación se muestran ilustraciones que reflejan la condición de estas salas:

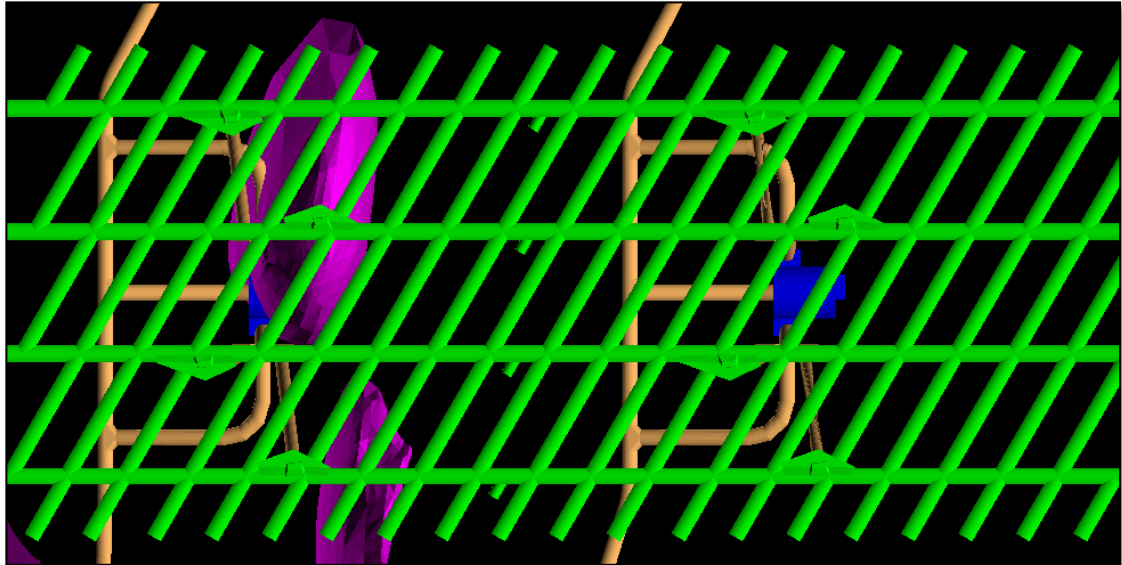


Figura 5.6: Vista superior Nivel de Producción MB-N3.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

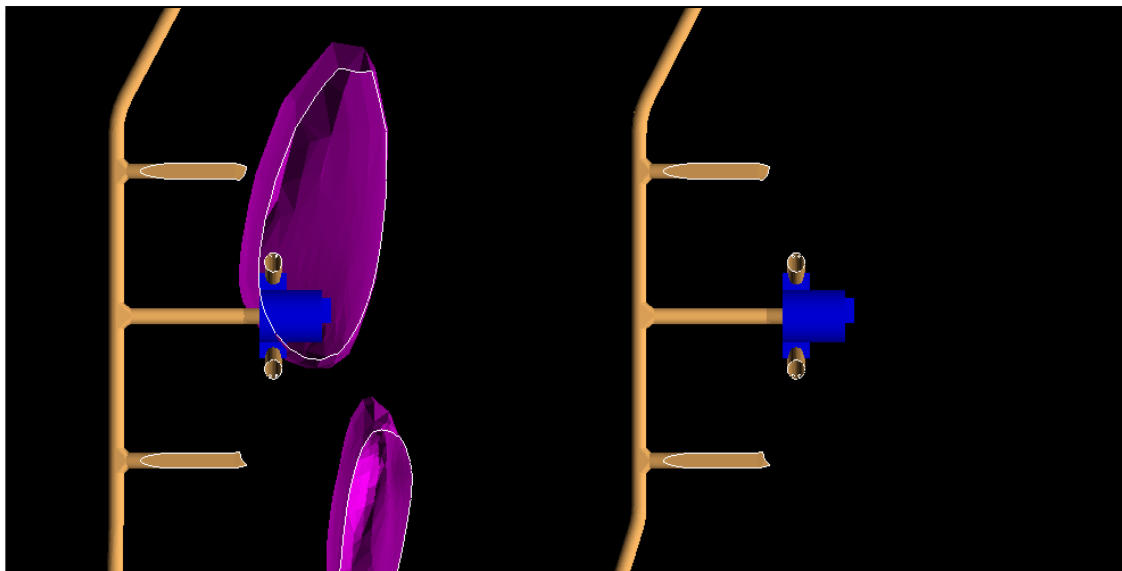


Figura 5.7: Vista superior En Corte Nivel de Producción MB-N3.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

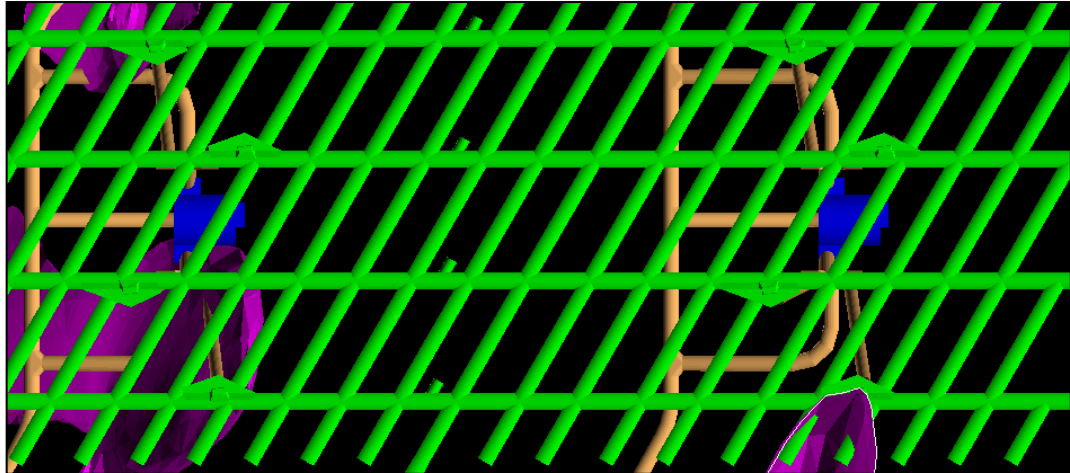


Figura 5.8: Vista superior Nivel de Producción MB-S1.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

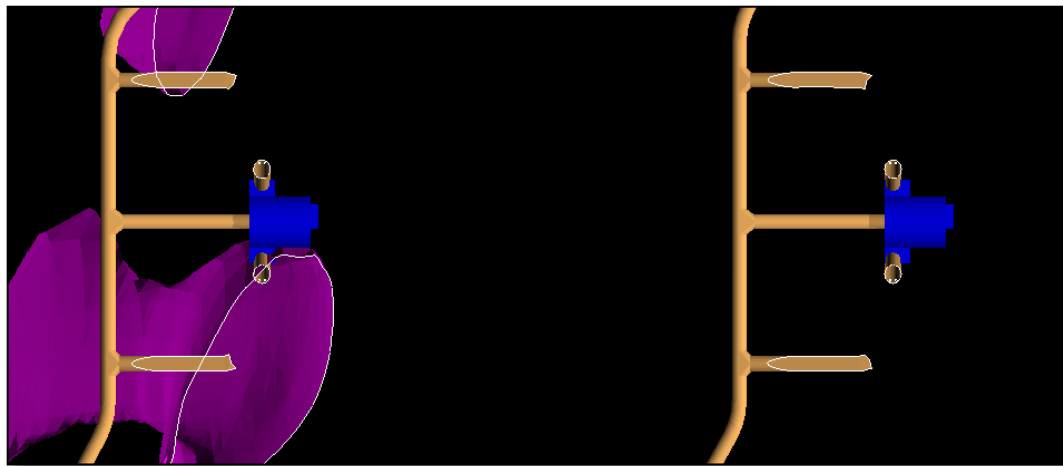


Figura 5.9: Vista superior En Corte Nivel de Producción MB-S1.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

De acuerdo a lo anterior, el escenario más crítico lo enfrenta la sala oeste del MB-N3, el cual prácticamente en su totalidad se encuentra emplazado en roca Q<S. Donde además parte de la estación de traspaso norte y el pique de traspaso 2 se ubican en zonas de mala calidad.

La sala oeste del MB-S1 se encuentra en un estado algo más favorable, donde una parte de la sala se encuentra en una zona de mala calidad, además de una fracción de la estación de traspaso sur y el pique de traspaso N°4.

5.6 PIQUES DE TRASPASO EN ZONAS DE MALA CALIDAD GEOTÉCNICA

Otra situación que complica la ubicación actual de las salas de chancado, es que los piques de traspaso estén ubicados en zonas de mala calidad geotécnica. También se ha recomendado reubicar estas salas, debido a la trascendencia que tienen los piques de traspaso para mantener la producción. Pero hay que tener en consideración que el traslado de la sala no cause un mayor

perjuicio a la situación actual, como lo sería incorporar mayor parte de los piques de traspaso o dejar un pilar muy poco robusto entre los piques de traspaso y entre las excavaciones cercanas anteriormente construidas, lo que podría generar interferencias.

Las salas de Chancado poseen piques en zonas de mala calidad geotécnica son:

- Macro Bloque N-1, Pique de traspaso N°3:

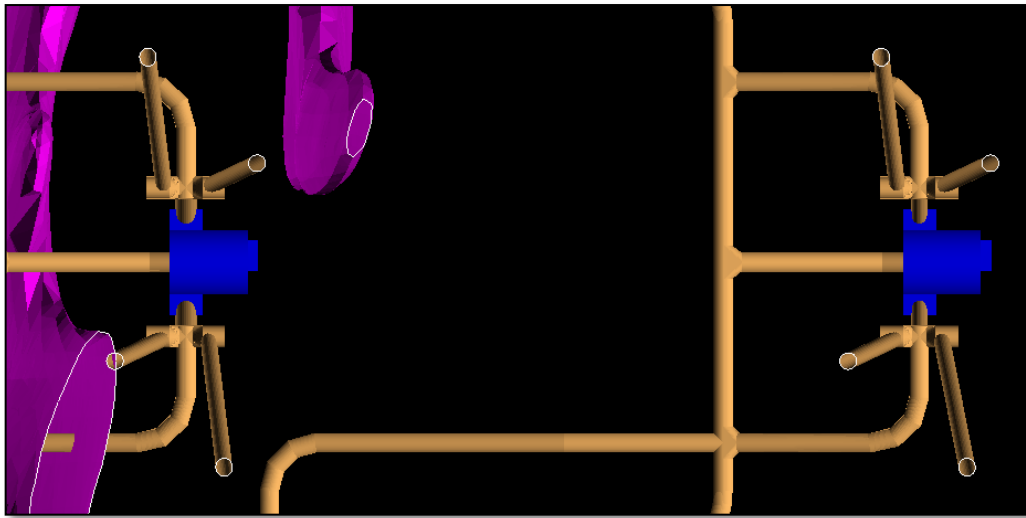


Figura 5.10: Vista Superior En Corte MB-N1.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Aquí se da una condición favorable, debido a que solo una parte mínima del pique de traspaso se encuentra en zona de mala calidad geotécnica

- Macro Bloque S2, Pique de traspaso N°1

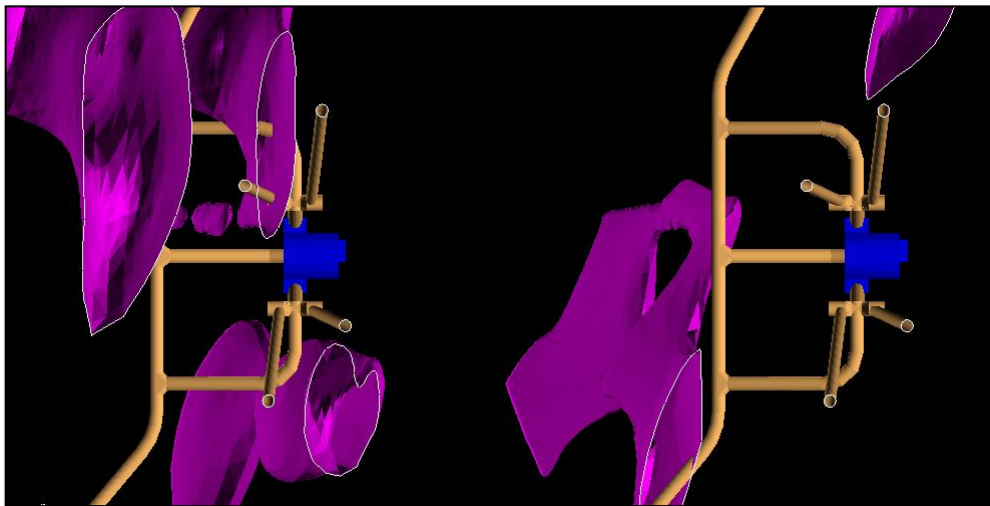


Figura 5.11: Vista Superior En Corte MB-S2.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

En este caso el pique de traspaso cruza una zona de mala calidad geotécnica de unos 9 metros de espesor aproximadamente.

- Macro Bloque S-4, Pique de traspaso N°3

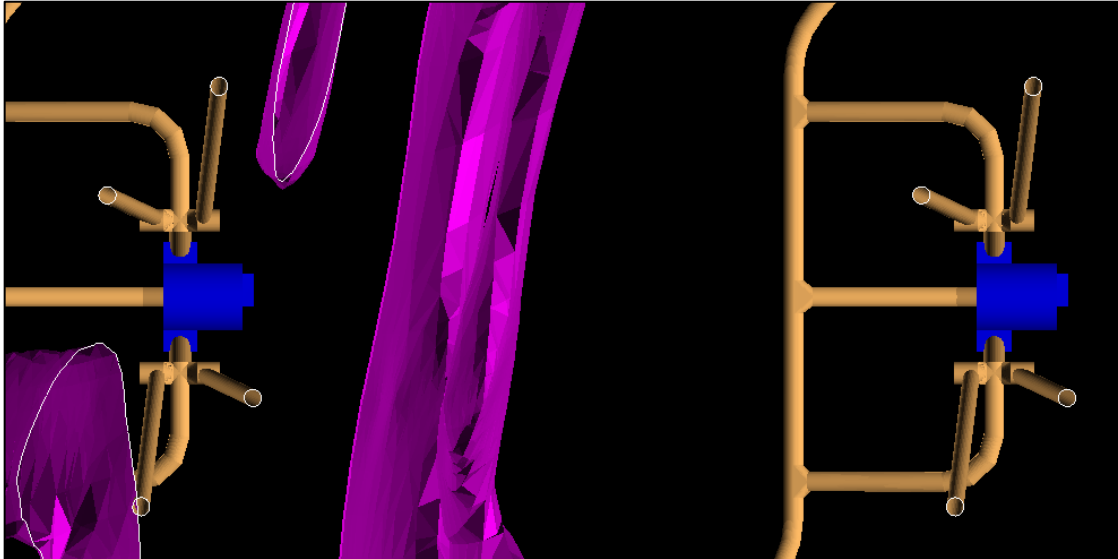


Figura 5.12: Vista Superior En Corte MB-S4.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Al igual que en el MB-N1, se da una condición favorable, debido a que solo una parte mínima del pique de traspaso se encuentra en zona de mala calidad geotécnica

- Macro Bloque S-5, Pique de traspaso N°2

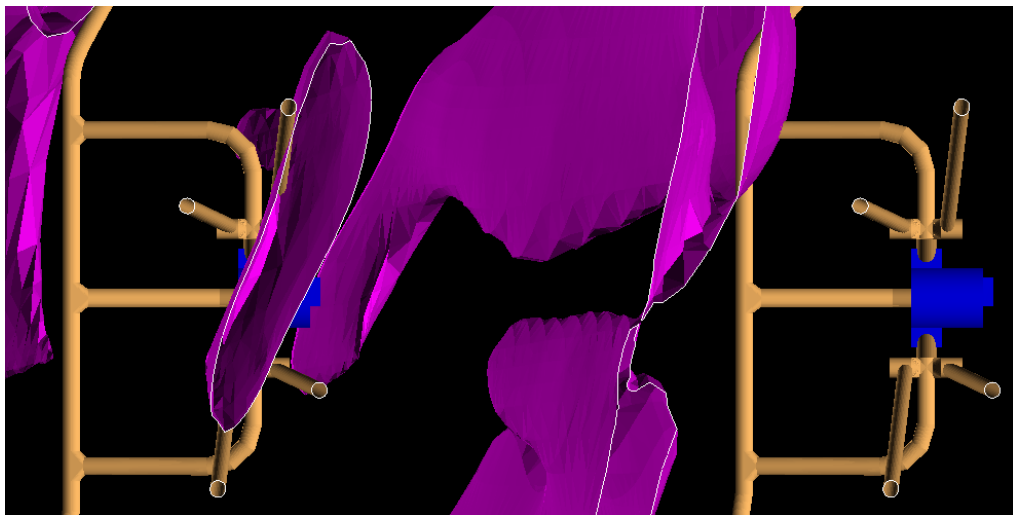


Figura 5.13: Vista Superior En Corte MB-S5.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Aquí se puede observar que la zona de mala calidad geotécnica se encuentra sobre la sala de chancado, pero de todas formas intersecta un pique de traspaso.

- Macro Bloque S-8, Pique de traspaso N°3

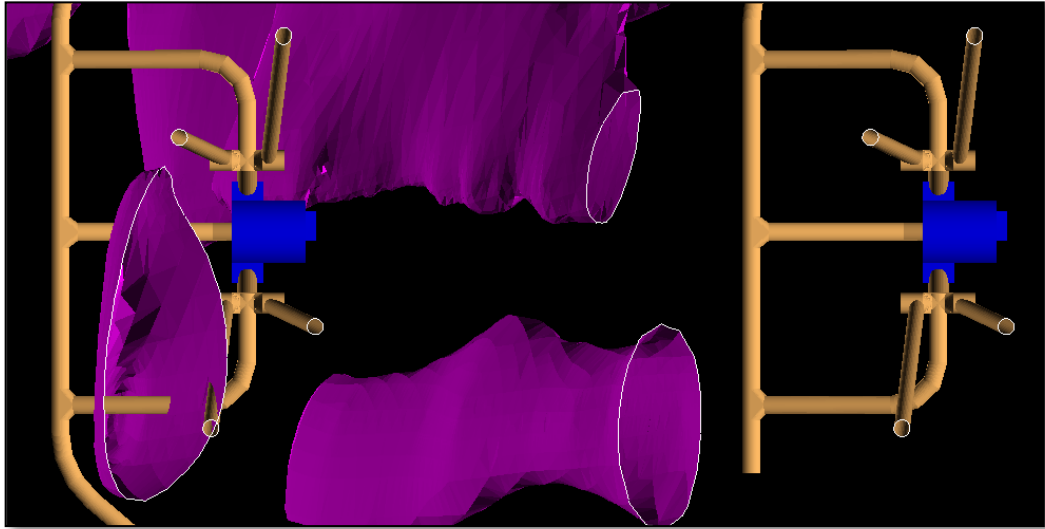


Figura 5.14: Vista Superior En Corte MB-S8.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

5.7 RECOMENDACIÓN DE LA UBICACIÓN DE LAS SALAS DE CHANCADO

Condicionado por el método de explotación, Block Caving con variante de Macrobloques, el movimiento de las salas de chancado está condicionado por solo un grado de libertad, el moverse en dirección este u oeste a través de líneas de zanjas, las que están dispuestas en una malla de 16x15. Pese a esto para mover las salas de chancado, se optó solo por moverlas en el sentido este, puesto que las cavernas conflictivas ya estando en la zona oeste, complicaría la construcción de la galería de acceso constructivo, dada la cercanía que tendría a las obras del nivel de chancado, la pendiente de no sería la adecuada.

A continuación se detallan las recomendaciones para evitar las zonas de mala calidad geotécnica, evitando la interferencia con construcciones cercanas.

5.7.1 Macro Bloque N-3

Para la sala crítica de este macrobloque, el cual tanto el pique de traspaso 2, como la sala de chancado se encuentran en zona de mala calidad geotécnica, se recomienda mover las salas de chancado **3 líneas de zanjas al este**, esto de acuerdo a los requerimientos que requiera el proyecto. En rojo se muestra la ubicación recomendada, evitando la zona Q<S, tal como lo indican las siguientes figuras:

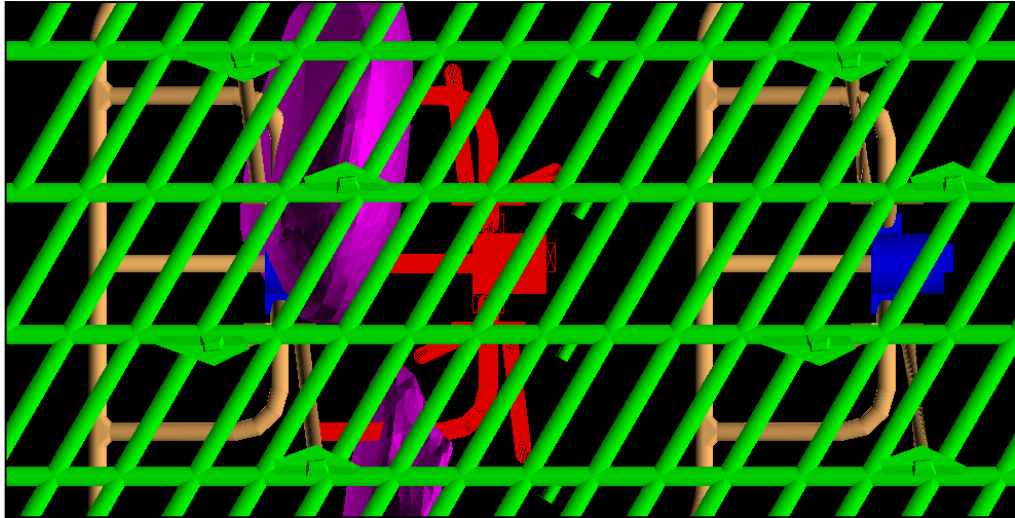


Figura 5.15: Vista superior de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N3.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

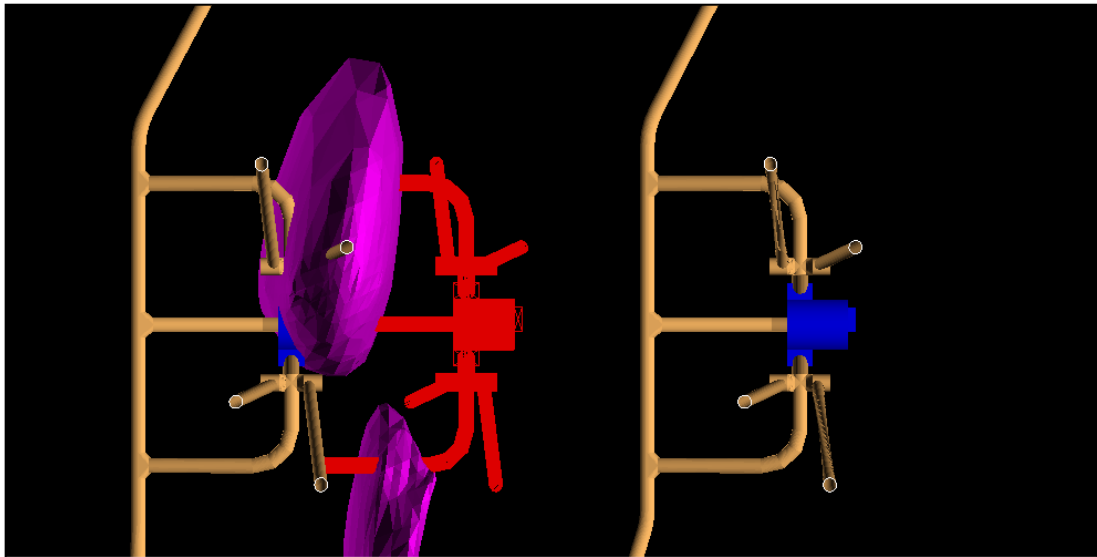


Figura 5.16: Vista superior de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N3.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

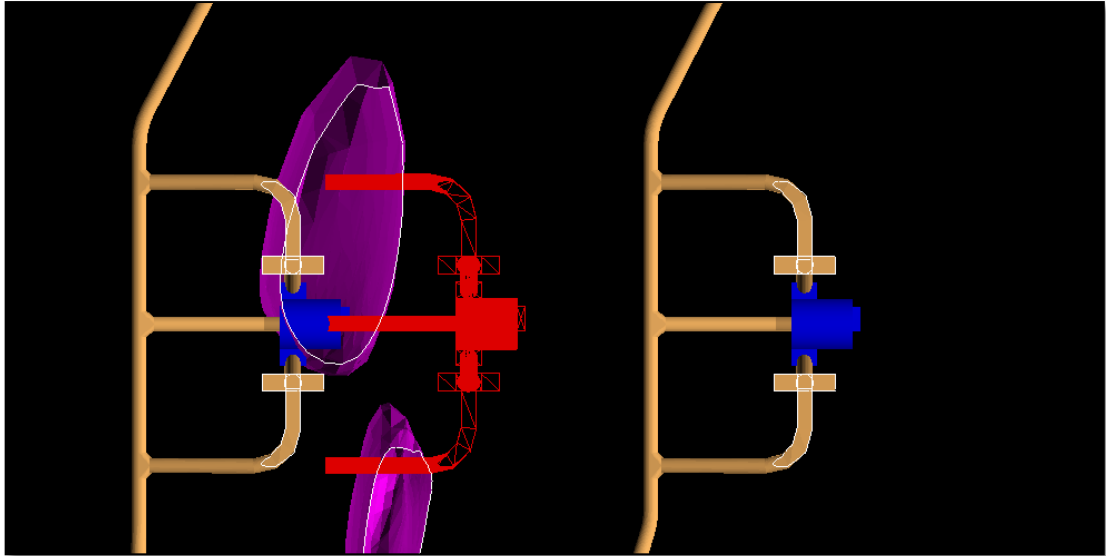


Figura 5.17: Vista superior En Corte de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N3
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

5.7.2 Macro Bloque N-1

Para evitar la zona de mala calidad geotécnica que pasa por el pique de traspaso 3, se debería mover la sala **1 línea de zanjas al este**, en turquesa se muestra el movimiento de la sala.

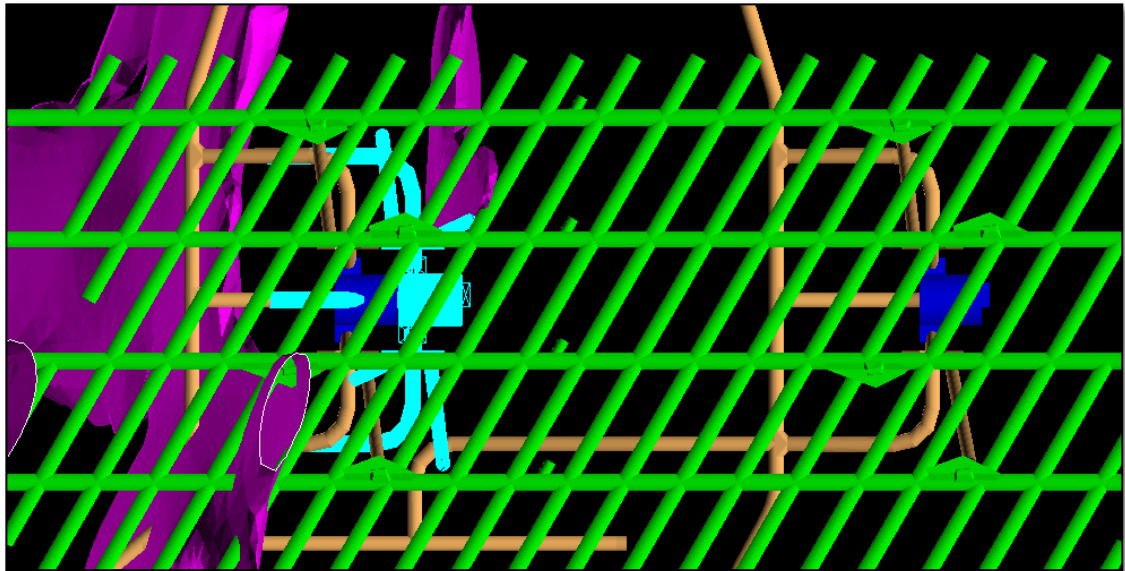


Figura 5.18: Vista superior de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N1.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

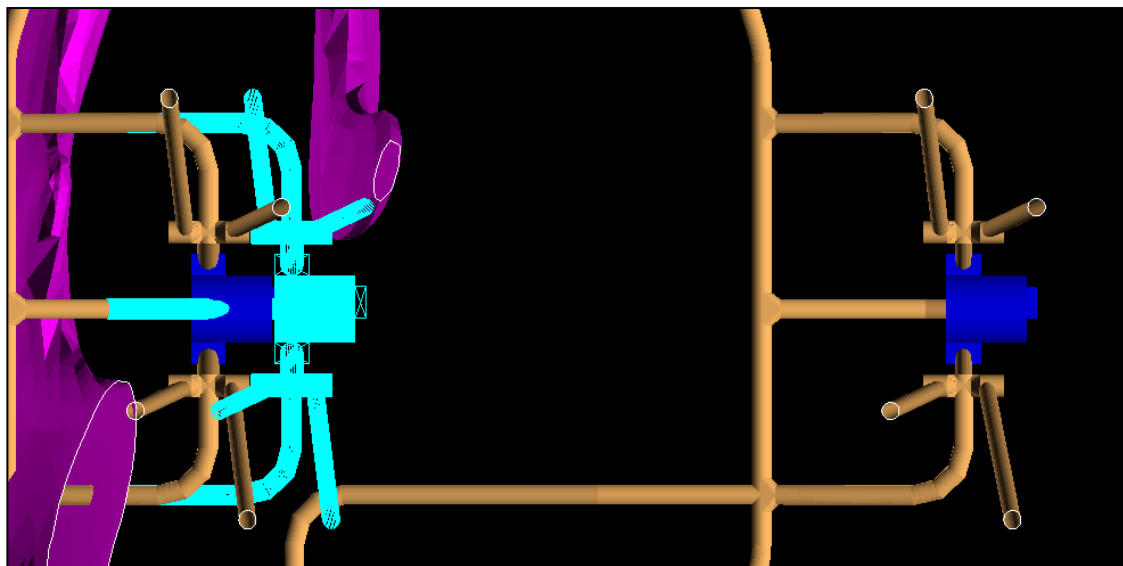


Figura 5.19: Vista superior En Corte de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-N1.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Cabe destacar que el pique de traspaso que pasa por Q<S es mínima, por lo que también se puede considerar **no mover la sala de chancado**.

5.7.3 Macro Bloque S-1

Para la sala crítica de este macrobloque, el cual tanto el pique de traspaso 4, como la sala de chancado se encuentran en zona de mala calidad geotécnica, se recomienda mover las salas de chancado **2 líneas de zanjas al este**. Tal como lo indican las siguientes figuras:

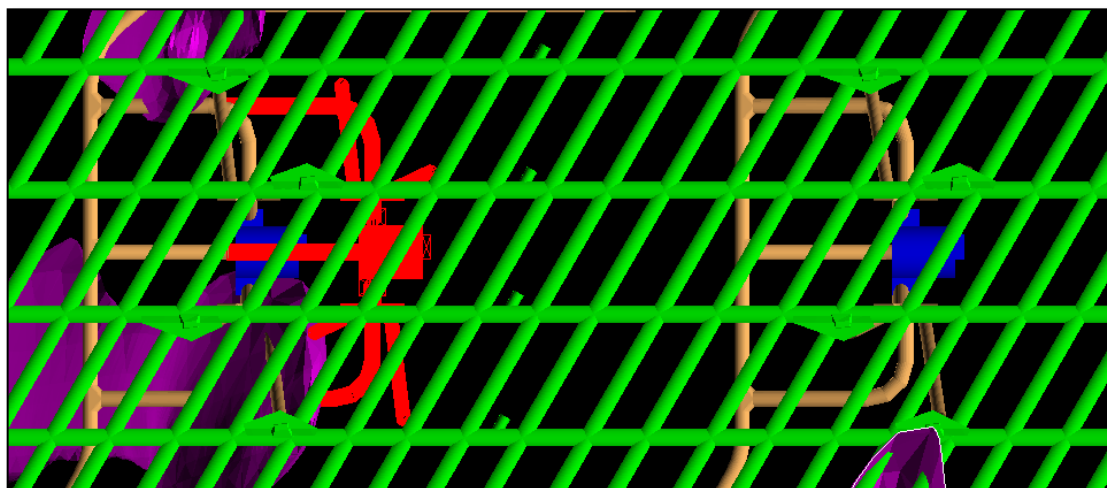


Figura 5.20: Vista superior de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-S1.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

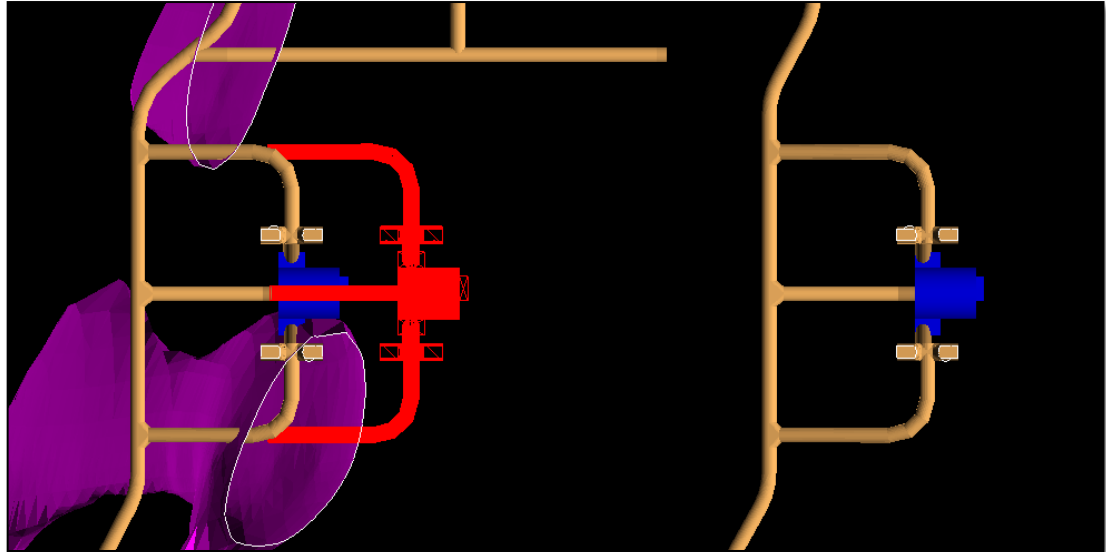


Figura 5.21: Vista superior En Corte de la Ubicación Recomendada de la Sala de Chancado MB-S1.

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

5.7.4 Macro Bloque S-2

La situación que ocurre aquí es más compleja, debido a la interferencia inevitable de la sala de chancado con el cruzado geotécnico N°4, además de la interferencia con la rampa sur de exploración y las zonas de mala calidad geotécnica.

Así tal como está ubicada, el pique de traspaso N°2 de la sala de chancado intersecta el cruzado geotécnico N°4, tal como se ve en la Figura 5.22, el movimiento lateral de la sala no podrá evitar esta situación.

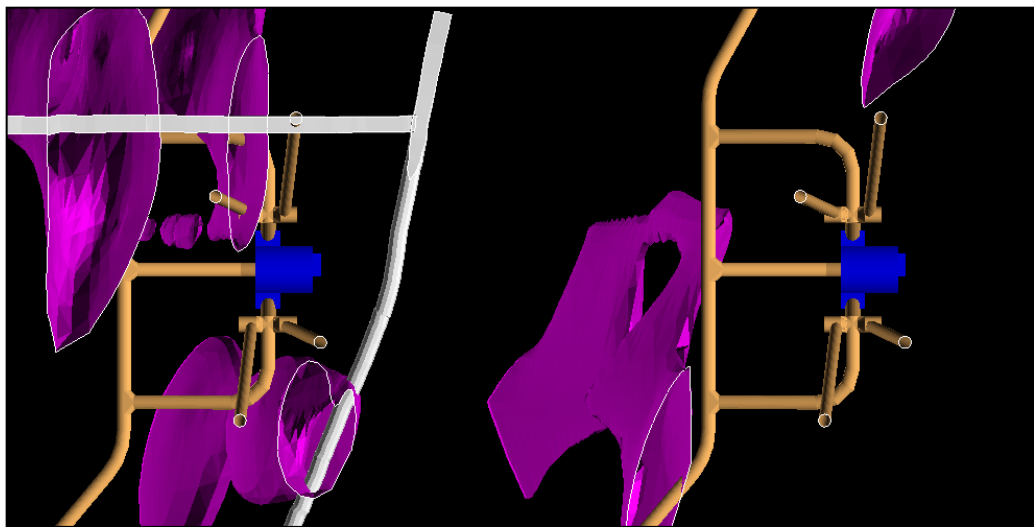


Figura 5.22: Intersección del Pique de Traspaso N°2 de la Sala del MB-S2 con el Cruzado Geotécnico N°4.

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Al mover la sala una línea de zanja, el pique 1 pincha una zona mínima de $Q < S$, lo cual no genera mayores dificultades, el pique de traspaso 2 continua intersectando el cruzado geotécnico N°4, el pique 3 intersecta una zona mayor de $Q < S$ y el pique de traspaso 4 choca con la rampa de exploración sur.

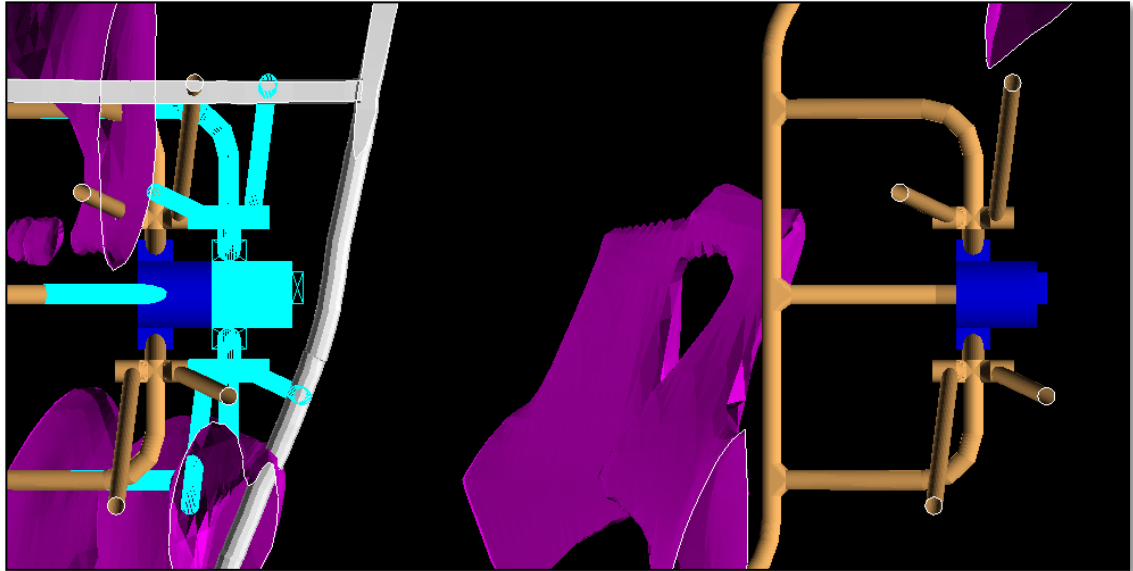


Figura 5.23: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S2 Una Línea de Zanja.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Al mover la sala dos líneas de zanjas el pique 2 aun intersecta el cruzado geotécnico N°4 y el pique 3 pincha tanto a la zona $Q < S$ como a la rampa de exploración sur.

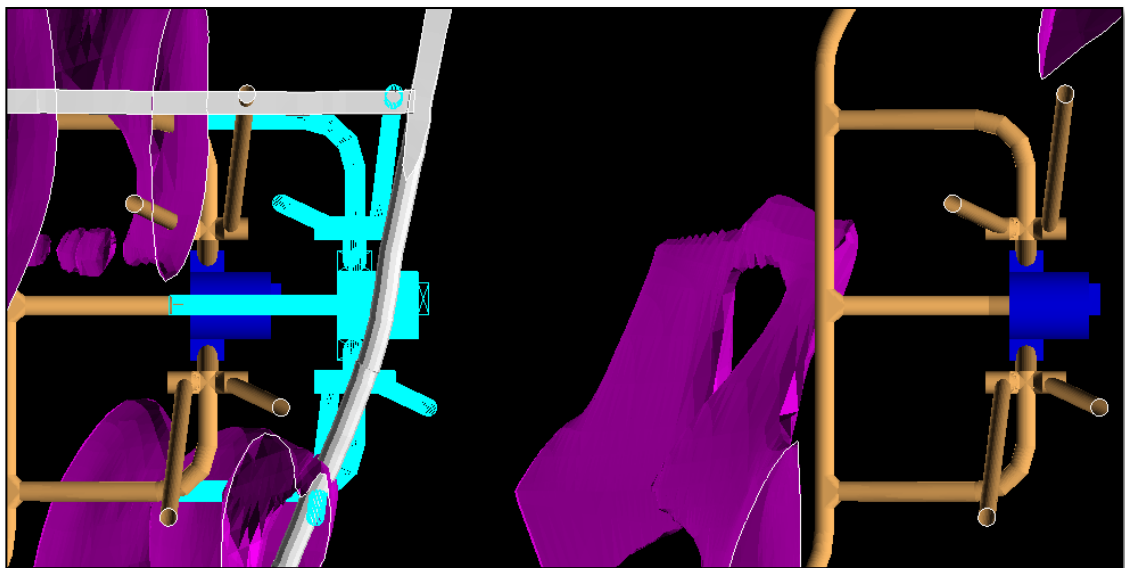


Figura 5.24: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S2 Dos Líneas de Zanja.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Al mover la sala tres líneas de zanja, ninguno de los piques intersecta zonas de Q<S o la rampa de exploración sur o el cruzado geotécnico N°4, pero los piques de traspaso quedan muy cerca de la rampa de exploración sur, el pique de traspaso 1 quedando a 5 metros de la rampa y el pique 2 a 6.5 metros de la rampa.

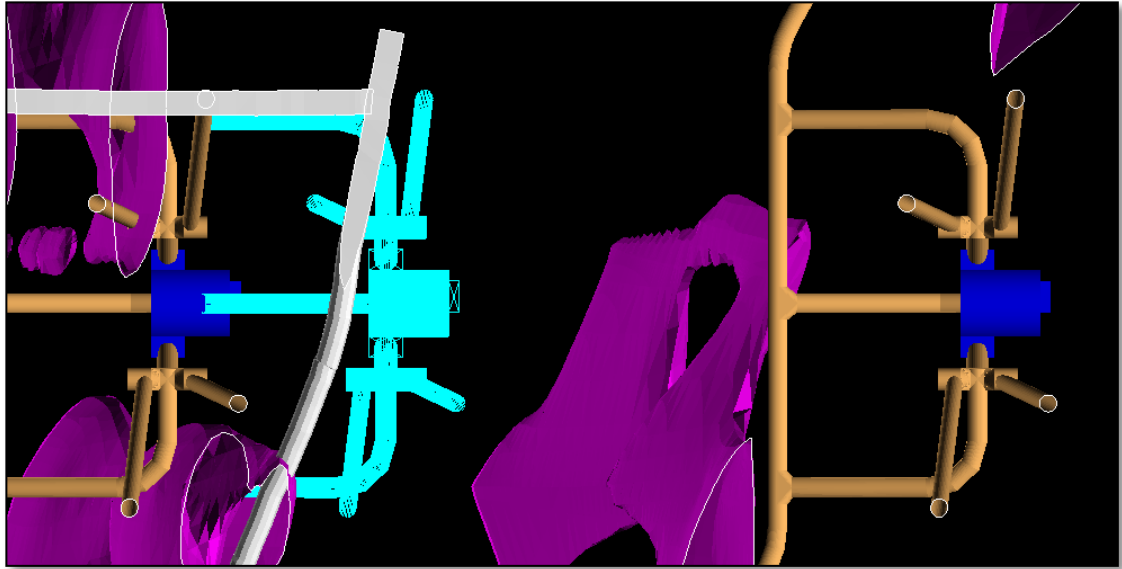


Figura 5.25: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S2 Tres Líneas de Zanja.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Con esto, lo más recomendable, es **dejar la sala de chancado tal como está**, tomando en cuenta de que el cruzado podría convertirse en una calle de producción y que la información debe ser actualizada.

5.7.5 Macro Bloque S-4

Para evitar las zonas de Q<S se debe mover la sala 2 líneas de zanjas al este, pero esto implicaría que el pique de traspaso 4 intersecta con la rampa de exploración. Al ser mínima la zona de Q<S que intersecta el pique 3, es recomendable **no mover la sala de chancado**.

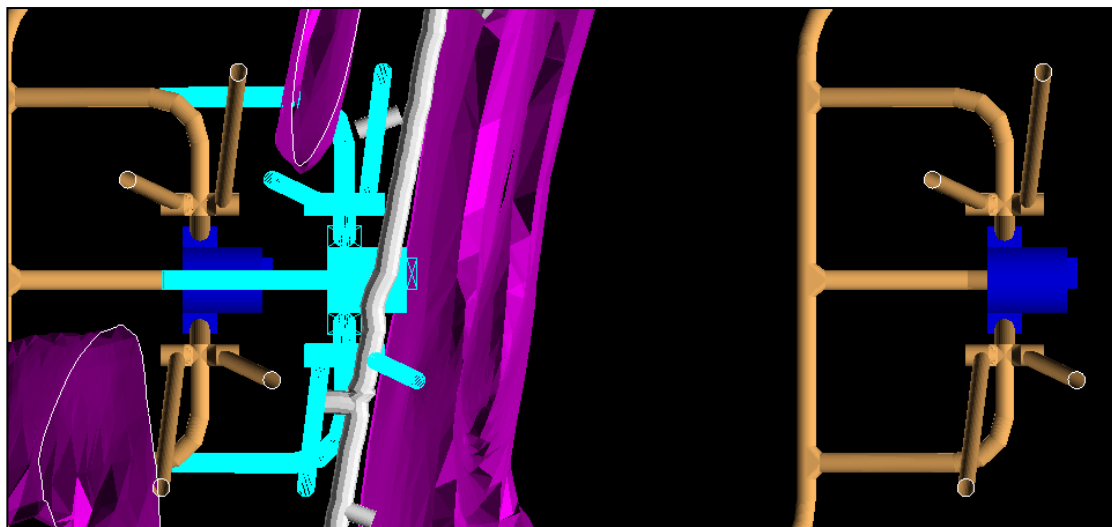


Figura 5.26: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S4 Dos Líneas de Zanja.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

5.7.6 Macro Bloque S-5

Aquí, al igual que el en el MB-S2 ocurre una interferencia mayor, pues es inevitable que uno de los troncos de pique intersecte con el cruzado geotécnico N°5.

Al no mover la sala de chancado el pique de traspaso tanto el pique 2 intersecta una zona de $Q < S$ además de que el tronco de pique sur intersecta con el cruzado geotécnico N°5.

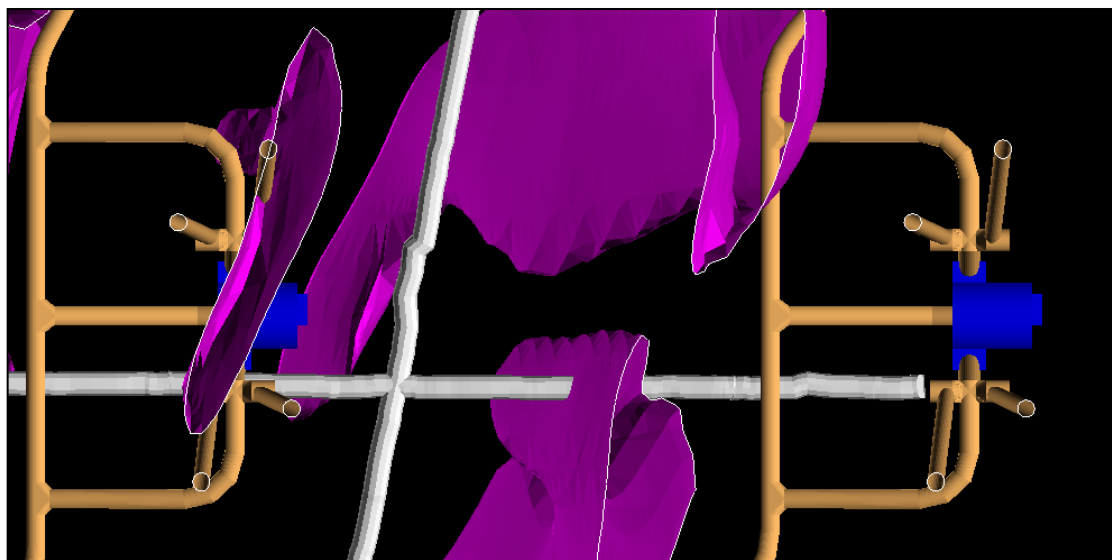


Figura 5.27: Condición Actual de la Sala de Chancado del MB-S5.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Al mover 1 línea de zanja la sala, tanto el pique de traspaso 1 y 2 intersectan una zona de $Q < S$, además de que el tronco de pique sur intersecta con el cruzado geotécnico N°5.

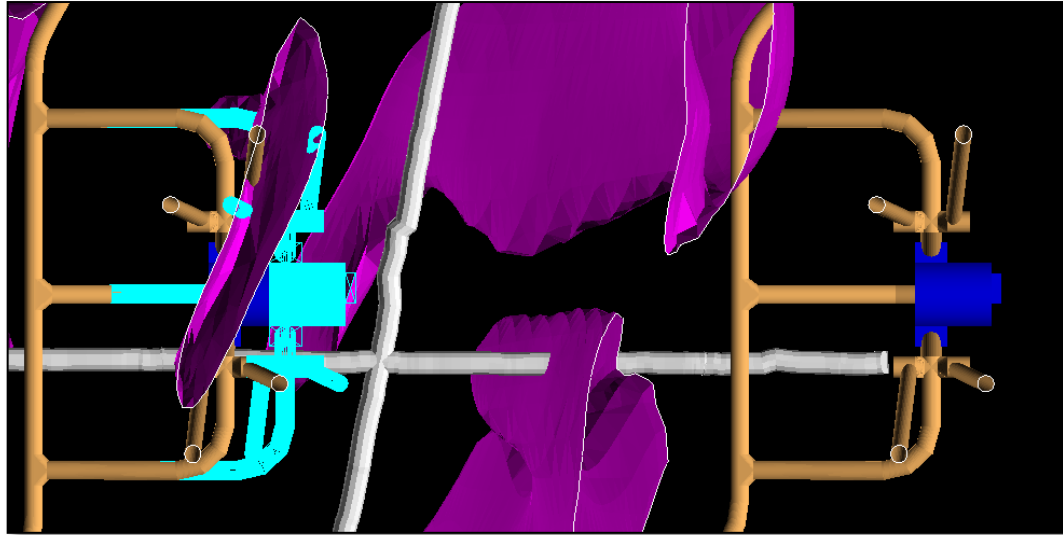


Figura 5.28: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S5 Una Líneas de Zanja.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Al moverlo 3 líneas de zanjas (al moverlo 2 la sala intersecta con la sala), pese a que se evitan la gran parte de las intersecciones, la sala de chancado quedaría muy cerca de la rampa de exploración, generando una zona de inestabilidad en toda la sala.

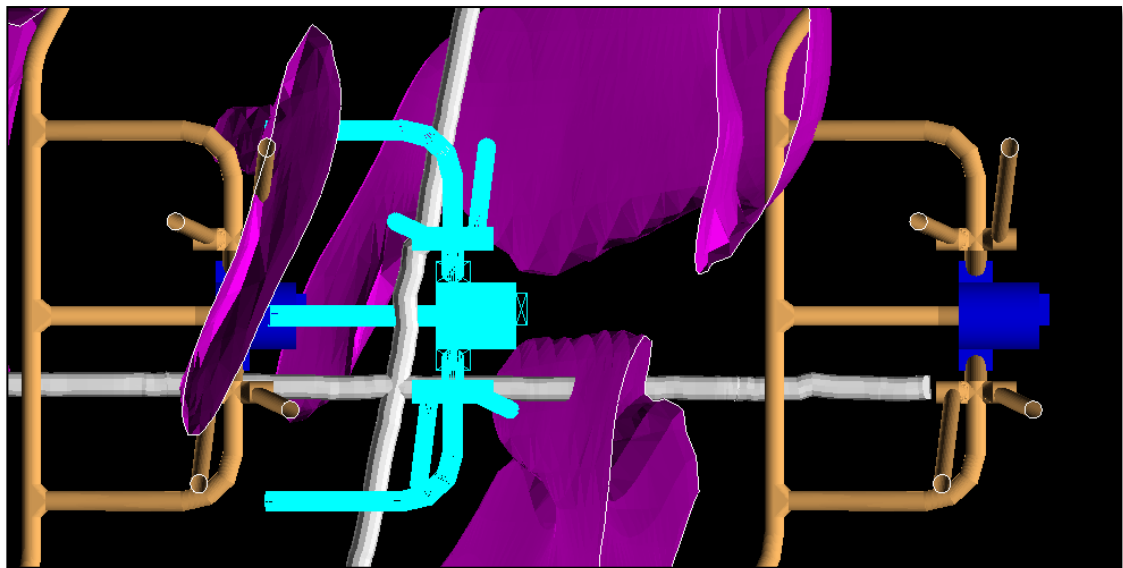


Figura 5.29: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S5 Dos Líneas de Zanja.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Considerando lo anterior, es recomendable **no mover la sala de chancado**, teniendo especial cuidado en la construcción del tronco de pique sur, tomando en cuenta cual debe ser el relleno del cruzado geotécnico N°5 para evitar inestabilidades.

5.7.7 Macro Bloque S-8

Para la sala de este macrobloque, el pique de traspaso 2 se encuentran en zona de mala calidad geotécnica, se recomienda mover la sala de chancado 1 líneas de zanjas al este.

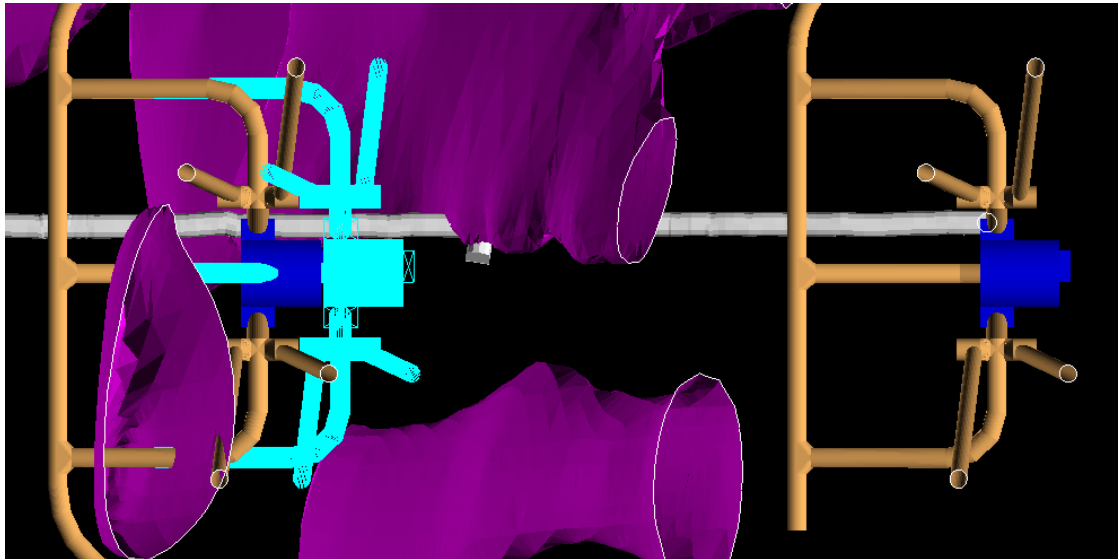


Figura 5.30: Movimiento de la Sala de Chancado del MB-S5 Dos Líneas de Zanja.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

5.8 COMENTARIOS A LA UBICACIÓN DE LAS SALAS DE CHANCADO

De acuerdo a lo mostrado en este capítulo, las ubicaciones de las salas oeste de los macrobloques N-3, S-1 y S-8 deben ser modificadas, de acuerdo a las zonas de mala calidad geotécnica, existentes en la zona de emplazamiento.

Las zonas de $Q < S$ son determinadas a través de modelos los cuales extrapolan la ubicación de las UGTB, los cuales son predictivos, se recomienda verificar la existencia de zonas de mala calidad geotécnica actualizando estos datos mediante sondajes.

Tener especial cuidado en la construcción de la sala oeste del MB-S5 debido a las interferencias inevitables que posee esta zona, como lo es la intersección del tronco de pique sur con el cruzado geotécnico N°5.

CAPITULO 6. FORTIFICACIÓN UTILIZANDO METODOLOGÍA EMPÍRICA

La evaluación empírica, se fundamentan en los sistemas de clasificación del macizo rocoso, los que nacen de una necesidad ingenieril de analizar un conjunto de propiedades relevantes, los que condicionan el comportamiento del macizo rocoso, teniendo una visión global de la problemática.

Existen criterios de caracterización los cuales además de cuantificar la calidad del macizo, pueden ser utilizados para la estimación inicial de los requerimientos de soporte, proveer estimaciones de la resistencia y propiedades de deformación del macizo rocoso.

Las distintas clasificaciones fueron apareciendo paralelamente junto al desarrollo científico y tecnológico, en un comienzo estas apuntaban solo a aspectos geológicos del macizo, pero la necesidad de que estas clasificaciones pudieran ser utilizadas como parámetros de diseño para trabajos tanto en obras civiles como en minería, dieron origen a tener clasificaciones mucho más específicas. En su mayoría las clasificaciones fueron desarrolladas para túneles y excavaciones, D.H. Laubscher fue el pionero a introducir parámetros netamente relacionados con la explotación minera.

El Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea ocupa, particularmente para las cavernas de chancado, las siguientes metodologías empíricas para determinar los requerimientos de fortificación:

- Método de Barton (1974).
- Método de Palmström y Nilsen (2000).
- Método de Lang y Bischoff (1984).
- Método US Army Corps (1980).
- Método de Hoek (2007).

6.1 MÉTODO DE BARTON

Sobre la base de la evaluación de un gran número de casos históricos de excavaciones subterráneas, Barton et al. (1974) (13) perteneciente al Instituto Geotécnico de Noruega, propuso un índice de calidad de la roca en túneles (Q) para la determinación de las características del macizo rocoso y los requerimientos de fortificación para túneles. El valor numérico de este índice de calidad de la roca varía de 0.001 a 1,000 en una escala logarítmica y está definido por la siguiente expresión:

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

(Ec 6.1)

Dónde:

RQD: Índice de fracturación (Rock Quality Designation).

J_n: Índice de diaclasamiento.

J: Índice de rugosidad de la discontinuidad.

J_a: Índice de alteración de la discontinuidad.

J_w: Factor de reducción por la presencia de agua en la discontinuidad.

SRF: Factor de reducción de esfuerzos.

En relación al valor del índice **Q** para la estabilidad y requerimientos de soporte de excavaciones subterráneas, Barton et al. (1974) definieron un parámetro adicional el cual fue llamado *Dimensión Equivalente, D_e*, de la excavación. Esta dimensión es obtenida dividiendo el tramo sin fortificación (span), diámetro o altura de la pared de la excavación por una cantidad denominada *Razón de Soporte de la Excavación, ESR*. Luego,

$$D_e = \frac{\text{Tramo sin soporte (span), diámetro o altura de la Excavación (m)}}{\text{Razón de Soporte de la Excavación ESR}}$$

(Ec 6.2)

A continuación se presentan los valores típicos de la Razón de Soporte de la Excavación de acuerdo a la categoría de la excavación que se requiere

Tabla 6.1: Recomendación de ESR.

Categoría de la Excavación		ESR
A	Aperturas mineras temporales.	3-5
B	Aperturas mineras permanentes, túneles de alimentación de aguas para plantas hidroeléctricas (excluyendo compuertas de alta presión), túneles pilotos, socavones y avances de grandes excavaciones.	1.6
C	Cámaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carretera y ferrocarril, cámaras de agua, túneles de acceso.	1.3
D	Estaciones de poder, túneles de carretera y ferrocarril mayores, cámaras de defensa civil, intersección de portales.	1
E	Plantas de poder de estaciones nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, recintos deportivos y públicos, fabricas.	0.8

Fuente: Barton, 1974 (13).

A continuación se muestran los resultados de la dimensión equivalente para las labores consideradas en el estudio.

Tabla 6.2: Determinación del Diámetro Equivalente por Labor.

Nombre de la Labor o Excavación	Sección (B×H) (m)	ESR		D	De	
Galería de Acceso Ppal. Sala de Chancado	5,5 x 5,0	1,6	2,0	5,50	3,4	2,8
Túnel Correa Intermedia	6,5 x 4,5	1,6	2,0	6,50	4,1	3,3
Galería de Acceso Constructiva	4,0 x 4,0	1,6	2,0	4,00	2,5	2,0
Galería de Acceso Estaciones de Traspaso	4,0 x 3,8	1,6	2,0	4,00	2,5	2,0
Troncos Piques	4,5 (∅)	1,6	2,0	4,50	2,8	2,3
Estaciones de Traspaso	16,5 x 4,5	1,6	2,0	16,50	10,3	8,3
Sala de Chancado	22.4 x 27.4 x 16.4	1,6	2,0	27,4	17,1	13,7

Fuente: Elaboración Propia, basado en Barton, 1974 (13).

Dado que no se cuenta con valores de Q para las distintas unidades geotécnicas, es necesario obtener estos valores en forma indirecta, a través de las ecuaciones de correlación existente entre GSI y Q' (Hoek, et al. (1995)). La (Ec 6.3, presenta la correlación entre GSI, de la cual se despeja el Q', para luego obtener el valor de Q a través de la (Ec 6.4. Los resultados aplicados a cada unidad geotécnica básica representativa de cada sector se presentan en la Tabla 6.3.

$$GSI = 9 * Ln(Q') + 44 \quad (Ec 6.3)$$

$$Q = Q' * \frac{J_w}{SRF} \quad (Ec 6.4)$$

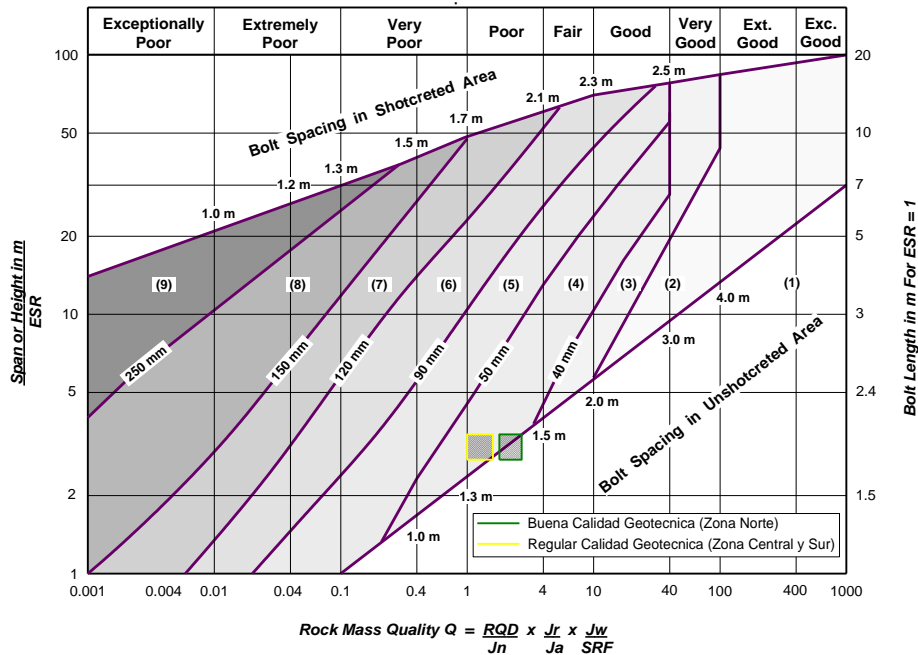
La dimensión equivalente, **D_e**, planteada versus el valor de **Q**, es usada para definir una categoría de soporte requerido a través de unas cartas publicadas en el trabajo original de Barton et al. (1974). Estas cartas han sido actualizadas por Grimstad y Barton (1993) donde se observa el incremento del uso de shotcrete reforzado con fibras de acero en los sistemas de soporte de excavaciones subterráneas. En el Gráfico 6.1, a continuación, se presentan éstas cartas actualizadas.

Tabla 6.3: Determinación del Q de Barton por UGTB presente en el Análisis.

Sector	Dominio Estructural	UGTB	GSI		Q'		σ_c / σ_1	SRF		Q
			Min.	Máx.	Min.	Máx.		Min.	Máx.	
Norte	Americana Norte	PES	70,0	80,0	18,0	54,6	2,1	10,0	20,0	1,8 - 2,7 (2,1)
Central	Americana Central	Q=S	65,0	75,0	10,3	31,3	1,4	10,0	20,0	1,0 - 1,6 (1,2)
Sur	Americana Sur	Q>S	65,0	75,0	10,3	31,3	2,0	10,0	20,0	1,0 - 1,6 (1,2)

Fuente: Elaboración Propia, basado en Barton, 1974 (13).

El Gráfico 6.1, muestra un ejemplo de la aplicación del método a la galería de acceso principal de la sala de chancado. El resto de las labores consideradas se presenta en ANEXO B.



CATEGORIAS DE FORTIFICACION

- | | |
|--|---|
| 1 Sin Fortificación | 6 Shotcrete con Fibras, 90 - 120 mm y Pernos, S(f) + B |
| 2 Pernos Puntuales, sb | 7 Shotcrete con Fibras, 120 150 120 mm y Pernos, S(f) + B |
| 3 Pernos Sistemáticos, B | 8 Shotcrete con Fibras, > 150 mm con Pernos y Marcos Reforzados con Shotcrete |
| 4 Pernos Sistemáticos con Shotcrete, 40 - 100 mm, B+S S(f) + RRS + B | 9 Revestimiento de Hormigón, CCA |
| 5 Shotcrete con Fibras, 50 - 90 mm y Pernos, S(f) + B | |

Gráfico 6.1: Ábaco de Determinación de Soporte.

Fuente: Elaboración Propia, modificado de Barton, 1974 (13).

Definiendo el pattern y largo de pernos, además del espesor y características del shotcrete.

Además se definen recomendaciones para el largo de los pernos y el máximo Span autoportado, en función del ESR, profundidad de la excavación en metros (B) y Q, definidas como:

$$L = 2 + 0.15 \frac{B}{ESR} \quad (\text{Ec 6.5})$$

$$Max\ Span = 2\ ESR\ Q^{0.4} \quad (\text{Ec 6.6})$$

Tabla 6.4: Determinación de la Máxima Luz Libre y el Pattern Preliminar de Fortificación.

Sector / UG	Labor o Excavación	Valores Q		Máxima Luz Libre		Sostenimiento según Carta de Barton
		Min.	Máx.	Min.	Máx.	
Norte / ANPES	Galería de Acceso Ppal. Sala de Chancado	1.8	2.7	4.0	5.1	Pattern 1.5 x1.5 m
	Túnel Correa Intermedia					Pattern 1.5 x1.5 m
	Galería de Acceso Constructivo					Pattern 1.5 x1.5 m
	Galería de Acceso Estaciones de Traspaso					Pattern 1.5 x1.5 m
	Tronco Piques					Pattern 1.3 x1.3 m
	Estaciones de Traspaso					Pattern 1.3 x1.3 m
	Sala de Chancado					Pattern 2.5 x 2.5 m, Shotcrete 90 mm
Central / ACQIS	Galería de Acceso Ppal. Sala de Chancado	1	1.6	3.2	4.8	Pattern 1.3 x1.3 m
	Túnel Correa Intermedia					Pattern 1.3 x1.3 m
	Galería de Acceso Constructivo					Pattern 1.3 x1.3 m
	Galería de Acceso Estaciones de Traspaso					Pattern 1.3 x1.3 m
	Tronco Piques					Pattern 1.3 x1.3 m
	Estaciones de Traspaso					Pattern 1.3 x1.3 m
	Sala de Chancado					Pattern 2.5 x 2.5 m, Shotcrete 90 mm
Sur / ASQMS	Galería de Acceso Ppal. Sala de Chancado	1	1.6	3.2	4.8	Pattern 1.3 x1.3 m
	Túnel Correa Intermedia					Pattern 1.3 x1.3 m
	Galería de Acceso Constructivo					Pattern 1.3 x1.3 m
	Galería de Acceso Estaciones de Traspaso					Pattern 1.3 x1.3 m
	Tronco Piques					Pattern 1.3 x1.3 m
	Estaciones de Traspaso					Pattern 1.3 x1.3 m
	Sala de Chancado					Pattern 2.5 x 2.5 m, Shotcrete 90 mm

Fuente: Elaboración Propia, basado en Barton 1974 (13).

Tabla 6.5: Determinación del Largo del Elemento de Soporte.

Labor o Excavación	Sección (B×H) (m)	ESR		D	L _b (m)	
		Min.	Máx.		Min	Max
Galería de Acceso Ppal. Sala de Chancado	5,5 x 5,0	1,6	2,0	5,5	2,2	2,5
Túnel Correa Intermedia	6,5 x 4,5	1,6	2,0	6,5	2,2	2,6
Galería de Acceso Constructiva	4,0 x 4,0	1,6	2,0	4,0	2,2	2,4
Galería de Acceso Estaciones de Traspaso	4,0 x 3,8	1,6	2,0	4,0	2,2	2,4
Troncos Piques	4,5 (Ø)	1,6	2,0	4,5	2,2	2,4
Estaciones de Traspaso	16,5 x 4,5 x 4,6	1,6	2,0	16,5	2,3	3,5
Sala de Chancado	22,4 x 27,4 x 16,4	1,6	2	27,4	2,3	4,6

Fuente: Elaboración Propia, basado en Barton 1974 (13).

A la longitud de cálculo, se recomienda considerar 0,10m adicionales para tener en cuenta la ocurrencia de protuberancias en la superficie de excavación y el adecuado margen para la instalación de la planchuela y tuerca.

6.2 MÉTODO DE PALMSTRÖM y NILSEN

Palström y Nilsen (2000) (14) desarrollaron expresiones empíricas para la determinación de la longitud del sostenimiento en base a pernos tanto para la bóveda y como para las paredes de excavaciones subterráneas de acuerdo a las siguientes expresiones:

Sostenimiento de la bóveda y las paredes de la excavación:

$$L_{b,roof} = 1.4 + 0.175 * D_r * \left(1 + \frac{0.1}{D_b}\right)$$

$$L_{b,wall} = 1.4 + 0.1 * (D_r + 0.5 * W_r) * \left(1 + \frac{0.1}{D_b}\right)$$

(Ec 6.7)

Dónde:

D_r : Diámetro o ancho de la excavación (m).

D_b : Diámetro promedio del bloque (m).

W_r : Altura de la pared de la excavación (m).

En relación al diámetro promedio del bloque se realiza una sensibilización para valores de 0,05m, 0,5m y 5,5m. De las expresiones anteriores se observa que la longitud del perno es inversamente proporcional al diámetro promedio del bloque (ver Tabla 6.6).

Tabla 6.6: Largo de Pernos según Método de Palmström y Nilsen.

Labor o Excavación	D _r (m)	W _r (m)	D _b (m)	L _{b, roof} (m)	L _{b, wall} (m)
Galería de Acceso Principal Sala de Chancado	5,5	5,0	0,055	4,11	3,65
			0,55	1,40	2,35
			5,5	1,40	2,21
Túnel Correa Intermedia	6,5	4,5	0,055	4,61	3,87
			0,55	1,40	2,43
			5,5	1,40	2,29
Galería de Acceso Constructiva	4,0	4,0	0,055	3,37	3,09
			0,55	1,40	2,11
			5,5	1,40	2,01
Galería de Acceso Estaciones de Traspaso	4,0	3,8	0,055	3,37	3,06
			0,55	1,40	2,10
			5,5	1,40	2,00
Estaciones de Traspaso	16,5	4,5	0,055	9,54	6,68
			0,55	1,40	3,62
			5,5	1,40	3,31
Sala de Chancado	22,4	27,4	0,055	12,45	11,57
			0,55	1,40	5,67
			5,5	1,40	5,08

Fuente: Elaboración Propia, basado en Palström y Nilsen, 2000 (14).

Si se considera un diámetro promedio de tamaño de bloques, D_e = 0,5 m, se observa que la longitud de los pernos varía de 1,4 a 2,4 en el caso de las labores. Para el caso de las excavaciones de mayor volumen (ET y SCH) la longitud de los varía de 1.4 a 5.7 m. Zonas más fracturadas (que no es caso de las ubicaciones propuestas) las longitudes de los pernos son mayores alcanzando un máximo 13 m (caso extremo).

6.3 MÉTODO DE LANG Y BISCHOFF

Otro desarrollo empírico para estimar la longitud de los pernos de sostenimiento es el efectuado por Lang y Bischoff (1984) (15). Sin embargo, el método empírico propuesto por Lang y Bischoff no considera la calidad del macizo en la determinación de la longitud del sostenimiento, sino la luz máxima generada. Las expresiones propuestas se muestran en las siguientes ecuaciones, tanto para pernos como cables.

$$Lenght_{pernos} = 0.67 * (Span)^{0.67}$$

$$Lenght_{cables} = 0.7 * (Span)^{0.7} + 2$$

(Ec 6.8)

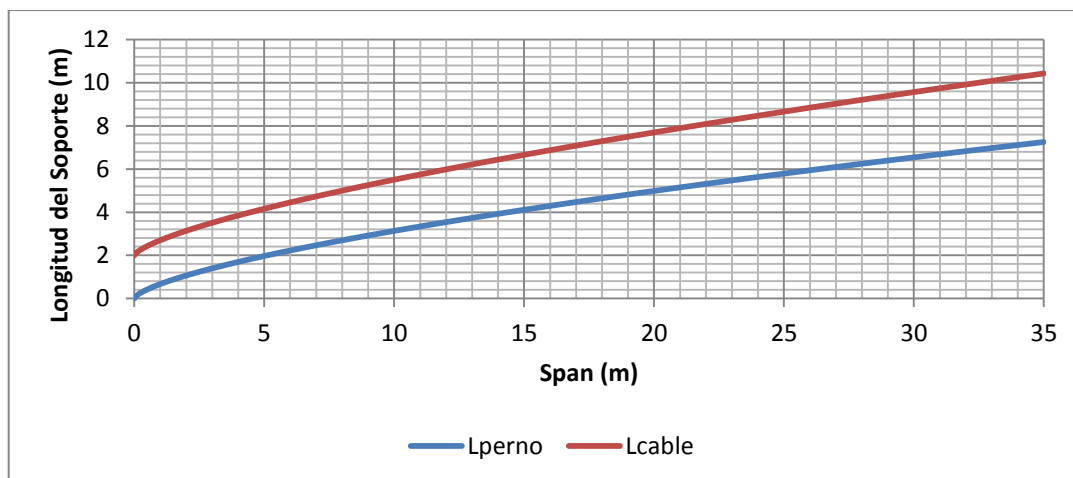


Gráfico 6.2: Recomendación del Largo de Soporte.
Fuente: Elaboración Propia, basado en Lang y Bischoff, 1982 (15).

Tabla 6.7: Resumen Longitud del Soporte según método de Lang & Bischoff.

Nombre de la Galería	Sección (m)	Tipo Soporte	Longitud del Soporte (m)
Galería de Acceso Ppal. Sala de Chancado	5,5	Pernos	2,1
Túnel Correa Intermedia	6,5	Pernos	2,4
Galería de Acceso Constructiva	4,0	Pernos	1,7
Galería de Acceso Estaciones de Traspaso	4,0	Pernos	1,7
Estaciones de Traspaso	16,5	Pernos	4,4
Troncos Piques (φ)	4,5	Cables	4,0
Sala de Chancado	27,4	Cables	9,1

Fuente: Elaboración Propia, basado en Lang y Bischoff, 1982 (15).

6.4 MÉTODO DEL U.S. ARMY CORPS.

El Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (US Army Corps) desarrolló en 1980 (16) las siguientes recomendaciones para estimar la longitud de pernos. Estas recomendaciones se presentan en la Gráfico 6.3.

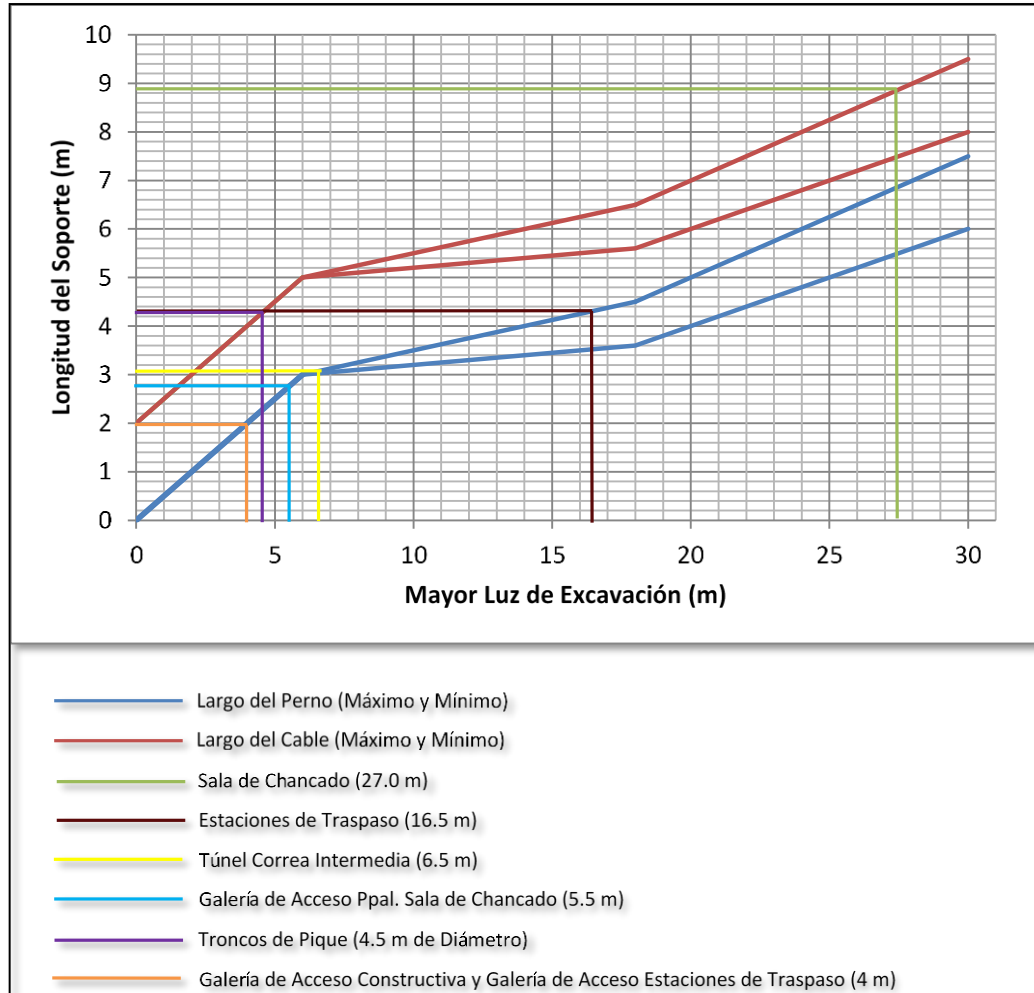


Gráfico 6.3: Abaco del US Army Corps con la recomendación del Largo de Soporte.
Fuente: Elaboración Propia, basado en US Army Corps 1980 (16).

Tabla 6.8: Resumen Longitud del Soporte según método del US Army Corps.

Nombre de la Galería	Sección (m)	Tipo Soporte	Longitud del Soporte (m)
Galería de Acceso Ppal. Sala de Chancado	5,5	Pernos	2,8
Túnel Correa Intermedia	6,5	Pernos	3,1
Galería de Acceso Constructiva	4,0	Pernos	2,0
Galería de Acceso Estaciones de Traspaso	4,0	Pernos	2,0
Estaciones de Traspaso	16,5	Pernos	4,3
Troncos Piques (φ)	4,5	Cables	4,3
Sala de Chancado	27,4	Cables	8,9

Fuente: Elaboración Propia, basado en US Army Corps 1980 (16).

De las recomendaciones de la US Army Corps se obtiene que para las labores de accesos y galerías las longitudes varían de 2,3 a 2,6 m y para la sala de chancado varían de 8 a 10 m, como se resume en la Tabla 6.8.

6.5 MÉTODO DE HOEK

Hoek (2007) (17) presenta una correlación para la estimación de la longitud de cables y/o pernos basado en casos históricos de cavernas de grandes dimensiones asociadas a proyectos hidroeléctricos. Estas recomendaciones se presentan en el Gráfico 6.4 y Gráfico 6.5. Además se incluyen las dimensiones máximas de la sala de chancado. Cabe señalar, que las longitudes de las cajas o paredes han considerado la geometría “irregular” de la sala de chancado producto de las excavaciones asociadas a la excavación de la escalera, la excavación del frontón alimentador de la placa recíprocante y excavación correa de sacrificio.

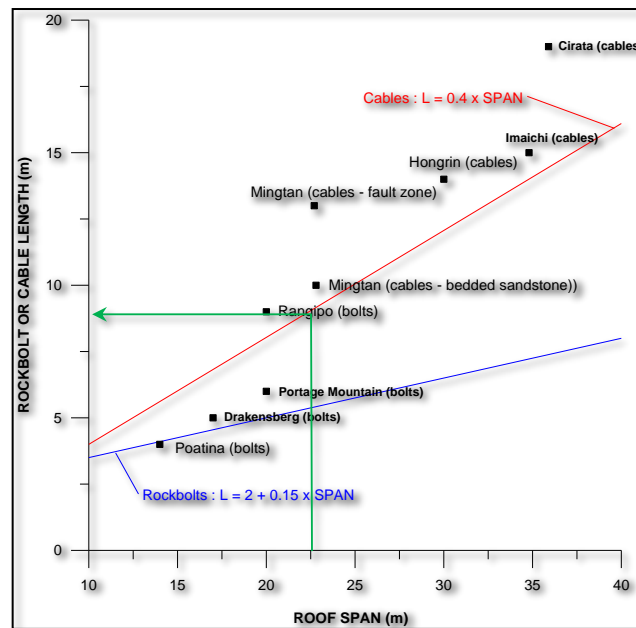


Gráfico 6.4: Longitud de pernos o cables para Techo de Cavernas de Grandes Dimensiones.

Fuente: Hoek, 2007 (17).

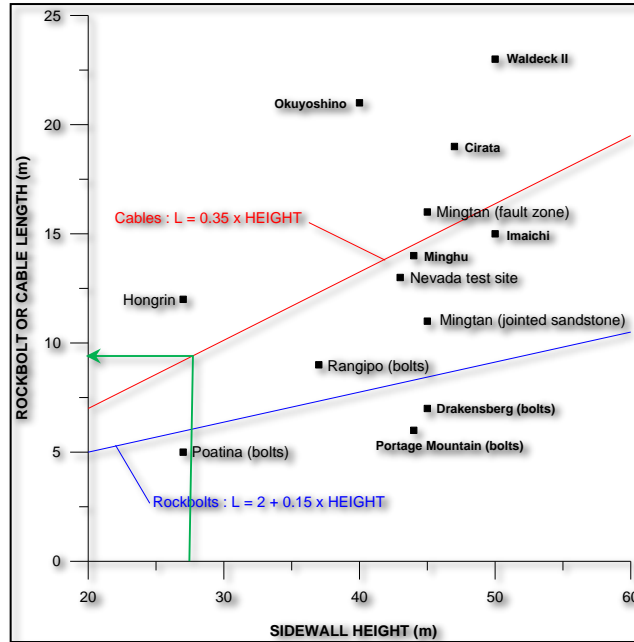


Gráfico 6.5: Longitud de pernos o cables para Cajas de Cavernas de Grandes Dimensiones.
Fuente: Hoek, 2007 (17).

A continuación se muestran los resultados en base a estas recomendaciones, en las que se ha considerado un rango para realizar la recomendación.

Tabla 6.9: Recomendación Largo Elemento de Soporte

Sector	Techo y Cajas	
	Largo Perno (m)	Largo Cable (m)
NORTE	3-5	8-10
CENTRO	3-5	8-10
SUR	3-5	8-10

Fuente: Hoek, 2007 (17).

CAPITULO 7. MODELAMIENTO NUMÉRICO

7.1 INTRODUCCIÓN

La dificultad que existe en la mecánica de rocas, hace indispensable la utilización de métodos numéricos para determinar la solución de problemas. Esto, sumando el rápido avance del desarrollo computacional que ha permitido poder modelar problemas de grandes dimensiones, en una cantidad de tiempo impensada hace algunos años, esto lo hace ser una herramienta poderosa para diferentes tipos de análisis geomecánicos, a las que se les incluyen variables que no podían incluirse en métodos convencionales, basados principalmente en la utilización de soluciones analíticas, las que rara vez permiten la solución directa de problemas geomecánicos reales en minería subterránea. (18)

La modelación del macizo rocoso por medio de métodos numéricos, se basa en una serie de principios físicos que describen el comportamiento de la roca. Estas son:

Equilibrio: Las fuerzas existentes deben siempre balancearse unas con otras en todo el dominio del problema. Si se examinara un cubo infinitesimal dentro del dominio y se observaran los esfuerzos actuantes, estos siempre tendrán que estar en equilibrio según:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + Z &= 0\end{aligned}$$

(Ec 7.1)

Donde las variables X, Y, Z representan cargas externas que son el resultado de procesos de carga a los que se ve sometido el elemento en estudio (cargas inducidas por presión de fluidos, comportamiento no lineal, cargas dinámicas asociadas a sismicidad, etc.)

Continuidad: En el macizo rocoso continuo, la masa de materia debe mantenerse, de manera de no desaparecer o crear material, manteniéndolo además, siempre como un medio continuo.

$$\begin{aligned}2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial y \partial z} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(-\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right) \\ 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial x \partial z} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right)\end{aligned}$$

$$2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial x \partial y} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right)$$

(Ec 7.2)

Elasticidad: En los puntos donde los esfuerzos no sobrepasan la resistencia, la roca se deforma siguiendo un comportamiento linealmente elástico, con una variación en las deformaciones proporcional a los esfuerzos aplicados.

$$\sigma_{xx} = \sigma_{xx}^{pre} + \frac{E(1+\nu)}{1-2\nu} \left((1-\nu)\varepsilon_{xx} + \nu(\varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}) \right)$$

$$\sigma_{yy} = \sigma_{yy}^{pre} + \frac{E(1+\nu)}{1-2\nu} \left((1-\nu)\varepsilon_{yy} + \nu(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{zz}) \right)$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{zz}^{pre} + \frac{E(1+\nu)}{1-2\nu} \left((1-\nu)\varepsilon_{zz} + \nu(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}) \right)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{xy}^{pre} + \frac{E}{1+\nu} \gamma_{xy}$$

$$\tau_{yz} = \tau_{yz}^{pre} + \frac{E}{1+\nu} \gamma_{yz}$$

$$\tau_{xz} = \tau_{xz}^{pre} + \frac{E}{1+\nu} \gamma_{xz}$$

(Ec 7.3)

En esta etapa del análisis se incorpora el estado tensional pre-minería, indicado por el superíndice “pre”.

No Linealidad: En los puntos donde la carga sobrepasa la resistencia de la roca, esta cederá frente a estos esfuerzos y se deformará hasta que la redistribución de esfuerzos generada por esta deformación no sobrepase la resistencia de la roca.

Aquí radica la importancia de los métodos numéricos, debido a que la solución analítica de los sistemas de ecuaciones diferenciales parciales no es trivial y no se conoce su solución exacta. Normalmente lo que se hace es proponer una solución, la que satisfaga estas condiciones, y validar los resultados que arroje a través de datos obtenidos en terreno, comúnmente mediciones de esfuerzos

7.2 MÉTODOS NUMÉRICOS DIFERENCIALES E INTEGRALES

Las ecuaciones, anteriormente expuestas, que definen el comportamiento del macizo rocoso, están expresadas en forma de ecuaciones diferenciales parciales. Estas ecuaciones diferenciales tienen como condición de borde todo el dominio en estudio (macizo rocoso), el cual se puede expresar de dos formas distintas, por medio de métodos diferenciales y los métodos integrales. Los métodos diferenciales son aquellos en los que el dominio del problema es discretizado en

una serie de subdominios o elementos, donde cada uno de estos dominios corresponde a una región cerrada. El procedimiento de análisis está basado en la resolución iterativa por medio de aproximación numérica de las ecuaciones diferenciales que rigen el sistema (Equilibrio, Continuidad, Elasticidad y No linealidad en caso plástico), considerando como dominio de integración el volumen o área del macizo rocoso en estudio. Esta iteración se realiza hasta obtener la convergencia de la solución numérica del método.

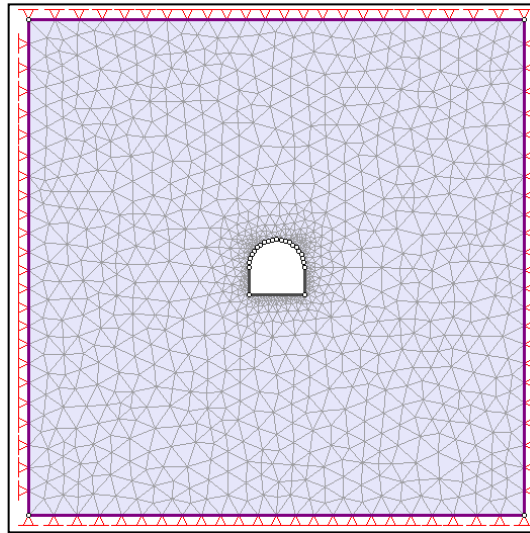


Figura 7.1: Esquemización de un Modelo Numérico Diferencial.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

En los métodos integrales, sólo los contornos del problema son definidos y discretizados y se resuelven las ecuaciones diferenciales gobernantes tanto por medios analíticos como numéricos para cada elemento de manera de satisfacer las condiciones de borde en términos de tracciones y desplazamientos en los contornos del modelo. Los métodos integrales permiten reducir el tamaño del problema en una dimensión, ya que sólo los contornos del problema son analizados, reduciendo el número de ecuaciones a resolver y ofreciendo importantes ventajas en eficiencia computacional sobre los métodos diferenciales.

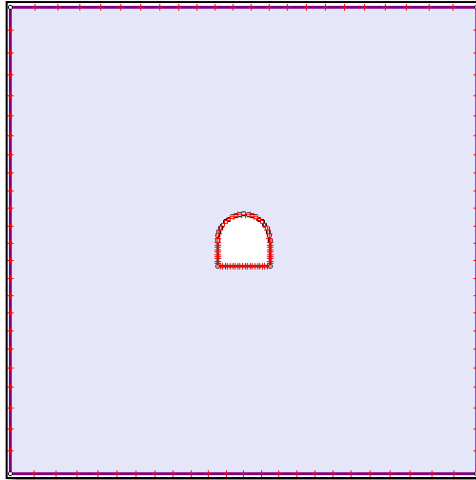


Figura 7.2: Esquematización de un Modelo Numérico Integral.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Para el presente estudio se utilizaran 2 softwares, Phase², perteneciente a Rocscience, el cual realiza modelamiento numérico en 2 dimensiones mediante el método de elementos finitos (FEM) y Map3D, perteneciente a Mine Modelling Pty Ltd, el cual permite realizar modelamiento numérico por el método de elementos de contorno (BEM).

7.2.1 Método de Elementos Finitos (FEM)

El método de los elementos finitos corresponde a unas de las herramientas numéricas más utilizadas en ingeniería de materiales, incluyendo la mecánica de rocas. La gran popularidad de este método es debida principalmente a la facilidad para manejar medios heterogéneos, comportamiento anisotrópico, condiciones de borde complejas (geometrías, estado tensional, campo lejano) y problemas dinámicos.

Además permite tratar de forma eficiente con modelos constitutivos complejos y sistemas de fracturas, característicos de los medios discontinuos, heterogéneos, anisótropos, no linealmente elástico. Todas estas características lo hicieron sumamente atractivo para los investigadores y estudiantes de la década de los 60's y 70's, donde los métodos de diferencias finitas con malla regular, comunes en esa época, no permitían dar soluciones a los nuevos problemas geomecánicos que se presentaban.

Este método diferencial y continuo está basado en tres pasos fundamentales; discretización del dominio, aproximación local y ensamble de la matriz de solución global. La *discretización del dominio*, consiste en la división de éste en un número finito de elementos geométricos simples y contiguos, de formas regulares dadas por un número fijo de *nodos* para cada elemento (cuadrados o triángulos generalmente para el caso bidimensional y tetraedros o cubos para el caso tridimensional). Estos elementos se encuentran sujetos a un estado tensional definido *a priori* (estado tensional preminería o in situ) y a las condiciones de borde en los límites del

dominio. La *aproximación local* corresponde al desarrollo de la suposición básica del FEM, la cual establece que el campo de deformaciones $[u]$ definido por las ecuaciones diferenciales gobernantes (EDG) en los nodos de un elemento, puede ser aproximado por una función polinómica $[u]$ evaluada en estos nodos. Esta suposición reduce los sistemas de ecuaciones diferenciales parciales a un sistema de ecuaciones algebraicas. Es decir, para obtener la solución global del problema se utilizan sistemas de ecuaciones algebraicas, donde cada ecuación del sistema está dada por la función polinómica $[u]$ aplicada a cada elemento. Este proceso de ensamble es denominado *ensamble de la matriz global*. Este sistema de ecuaciones se puede expresar matricialmente como:

$$Ku = f \tag{Ec 7.4}$$

Donde u corresponde a la función polinómica $[u]$, f consiste en las fuerzas tanto del cuerpo mismo como a las aplicadas artificialmente en forma de condiciones de borde (campo de esfuerzos, peso del material, bordes rígidos o móviles, etc.), y K corresponde a la matriz de rigidez en el caso de problemas elásticos. Una de las limitaciones más importantes en el uso de FEM corresponde a la forma en la cual se incorporan explícitamente las discontinuidades, principalmente debido a la restricción en la magnitud de las deformaciones, restricción impuesta para mantener la malla de elementos continua en todo el dominio. Esto además impide el desprendimiento, rotación y translación de bloques, debiendo mantener en todo momento el medio como un continuo, lo cual puede llevar a problemas de convergencia (convergencia lenta) debido a la continua inestabilidad numérica que se presenta cuando un bloque debiera caer, pero el método no lo permite.

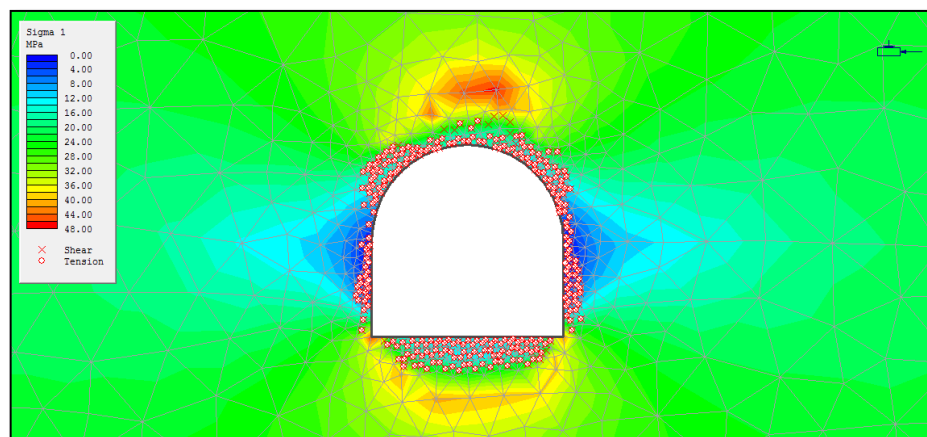


Figura 7.3: Resultado de un Modelo Numérico Plástico, utilizando FEM.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

La discretización completa del dominio en FEM permite modelar comportamiento plástico. Este método permite analizar geometrías complejas, sin embargo, el nivel de detalle depende de la discretización, del tamaño y forma de los elementos, los cuales son definidos por el usuario.

7.2.2 Método de Elementos de Contorno (BEM)

Este método integral y continuo supone inicialmente un medio infinito, isótropo, homogéneo y elástico, el cual, para desarrollar el modelo, debe ser complementado con volúmenes finitos que encierran cavidades o materiales de diferentes características a las del medio infinito inicial. Estos volúmenes internos se desarrollan por medio de elementos de *fuerzas ficticias*, los cuales simulan la reacción de un material distinto al medio inicial por medio de un conjunto de fuerzas aplicadas en los contornos del volumen. De esta manera es posible simular diferentes litologías y zonas excavadas. Debido a la condición inicial de medio infinito, no es necesario definir bordes exteriores para el modelo. El modelo desarrollado es discretizado sólo en los contornos, ya sea de excavaciones o de distintos materiales, y la solución es calculada solo en base a estos contornos. De esta manera, problemas bidimensionales generarán elementos lineales de una dimensión y problemas tridimensionales generan elementos bidimensionales, es decir, el problema se reduce en una dimensión, disminuyendo la cantidad de información a analizar, el tamaño computacional del modelo y permitiendo un análisis más rápido (Figura 7.4: Resultado de un Modelo Numérico Elástico, utilizando BEM y Figura 7.5). Para representar el medio continuo se utiliza la técnica de *fuerzas ficticias*, mientras que para simular discontinuidades se utilizan los elementos de discontinuidades desplazadas (displacement discontinuity) los cuales representan un quiebre en el medio continuo del macizo permitiendo el desplazamiento a través de una superficie plana. La técnica resolutiva para problemas BEM se basa en el desarrollo de las ecuaciones diferenciales parciales que definen al problema por medio de ecuaciones integrales de contorno. Estas integrales de contorno pueden entenderse como la solución exacta de las ecuaciones diferenciales parciales gobernantes. Esta ecuación integral esta expresada en términos de deformaciones (u), tracciones (t) y fuerzas aplicadas ($f(x)$), como lo pueden ser condiciones de borde impuestas al modelo. De esta manera la ecuación toma una forma del tipo:

$$Cte = \int_s f_{(u)} dS + \int_s f_{(t)} dS + S \int_s f_{(u)} dS \quad (Ec 7.5)$$

El método busca, en base a condiciones de borde dadas, aproximar cada uno de los componentes integrales de la ecuación por una función simple, de forma similar a lo realizado en FEM, con la diferencia que debido a que BEM disminuye la dimensión del problema, la función de ajuste es más simple, permitiendo una más rápida resolución.

De esta manera, para estudios geomecánicos, las condiciones de borde correspondientes a tracciones nulas en los contornos de excavaciones, fuerzas ficticias generadas por diferentes materiales y el campo de esfuerzos preminería o insitu definen funciones simples que definen en forma única las tracciones y deformaciones en todo el modelo. Una vez definidas las funciones simples que determinan la ecuación integral, en una etapa de post-procesamiento, esta nueva

ecuación se aplica para encontrar la solución en cualquier punto de un dominio dado. Una de las principales desventajas del método, es debida a que la técnica resolutive está basada en las funciones de Green, las cuales, debido a su condición de operador lineal, sólo permiten el estudio de medios lineales y homogéneos, Si bien medios heterogéneos pueden estudiarse por medio de la técnica de fuerzas ficticias, donde el dominio se divide en subdominios homogéneos y la interacción de estos se realiza por medio de fuerzas ficticias, el estudio del comportamiento no lineal no es posible estudiarlo por medio de integrales de contorno. El estudio de estos problemas requiere la utilización de integrales de volumen, aumentando el tamaño del problema y desechando las bondades inherentes al método. A pesar de esto, se han ideado técnicas para simular comportamientos no lineales por medio de integrales de contorno, esto se ha logrado por el método de reciprocidad dual, el cual modifica la integral de contorno original por medio de puntos ubicados fuera de los contornos (dentro del medio continuo). Si bien estos métodos corresponden a un primer acercamiento al estudio de comportamiento no-lineal por medio de integrales de contorno, los resultados obtenidos no permiten realizar estudios definitivos en este tema.

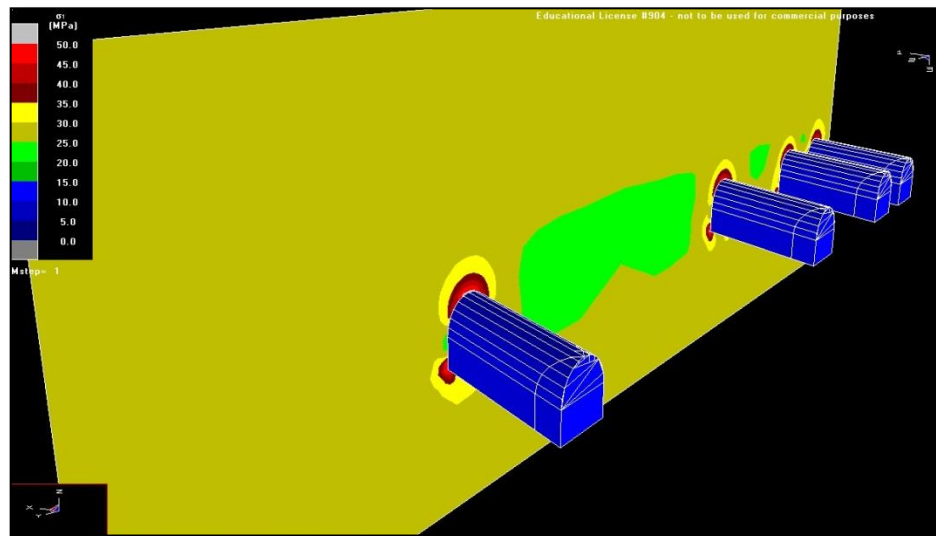


Figura 7.4: Resultado de un Modelo Numérico Elástico, utilizando BEM.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

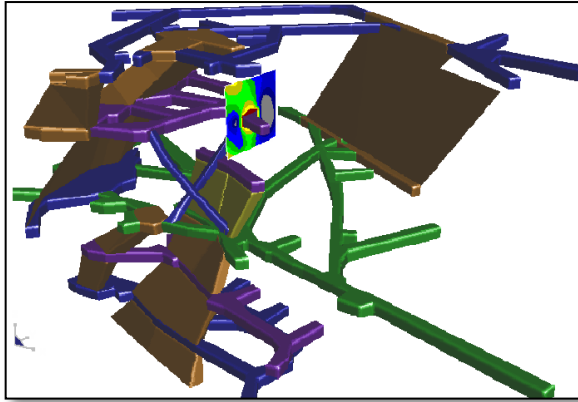


Figura 7.5: Complejidad de la Geometría del Modelo que se puede utilizar en BEM.
Fuente: Map3D International, Software Map3D Versión 65, 2015 (19).

La discretización en métodos de contorno se realiza sólo en las superficies de los elementos, permitiendo estudiar geometrías complejas, de gran tamaño.

7.3 CONSIDERACIONES GENERALES

Dentro de las tareas desarrolladas en la Ingeniería de Detalle, se requiere evaluar las salas de chancado típicas que serán desarrolladas en los distintos Macro Bloques del Nivel 1 del PMCHS. El diseño vigente de las salas de chancado considera las mejoras y recomendaciones efectuadas en anteriores etapas de ingeniería, correspondiente a la ingeniería de valor del proyecto y básicamente considera para el sector Norte un tronco pique de 7.4 m de longitud y para el sector Central y Sur un tronco pique de 13.2 m de longitud.

Dado que concentraciones de esfuerzos importantes pueden provocar la falla del macizo rocoso y, por otra parte, en sectores desconfiados aumenta la probabilidad de inestabilidades del tipo caída de bloques, resulta necesario determinar si en el sector que interesa se producirían zonas de potencial inestabilidad. Para lograr esto resulta necesario evaluar el efecto del desarrollo de todas estas cavidades subterráneas y su interacción lo que, debido a su geometría, sólo puede realizarse mediante un análisis numérico.

Definido el diseño de acuerdo al Capítulo 5, se ha decidido diferenciar 3 modelos de sala de chancado característicos del proyecto, de acuerdo a la zona donde están emplazadas las salas de chancado:

- Sala de Chancado típica en el sector Norte en Roca de Buena Calidad Geotécnica (UCS > 80 MPa y GSI > 75) y tronco pique de 7.4 m.
- Sala de Chancado típica en el sector Central en Roca de Regular Calidad Geotécnica (50 MPa < UCS < 80 MPa y 65 < GSI < 75) y tronco pique de 13.2 m.
- Sala de Chancado típica en el sector Sur en Roca de Regular Calidad Geotécnica (50 MPa < UCS < 80 MPa y 65 < GSI < 75) y tronco pique de 13.2 m.

El estado tensional para los tres sectores (Norte, Central y Sur) se obtuvo del modelo de esfuerzos actualizado, éste modelo considera la geometría del pit final (año 2018) del Rajo Chuquicamata.

Se considera el abutment stress, producto de la explotación de los Macro Bloques del Nivel 1 y que resulta ser la condición más crítica desde el punto de vista de esfuerzos, durante la explotación del Nivel 1. El tensor de esfuerzos utilizado en este estudio se muestra a continuación:

Tabla 7.1: Estado Tensional Considerado para el Análisis

Sector	Ubicación	S_{xx}	S_{yy}	S_{zz}
		(MPa)	(MPa)	(MPa)
Norte	MB N 5-1	37,83	25,21	19,02
Central	MB N-1	39,28	22,26	14,85
Sur	MB S-6	34,41	26,46	14,97

Fuente: CODELCO, 2012.

Se ha adoptado la siguiente nomenclatura ($S_{EW} = S_{xx}$ & $S_{NS} = S_{yy}$) y el esfuerzo vertical ($S_V = S_{zz}$).

Pese a que el PMCHS, tiene actualización de sus modelos de esfuerzos, estos no consideran la socavación producto de la explotación, por eso se consideró el modelo de esfuerzos 2012, el caso más conservador.

Para la determinación de los esfuerzos, se ha considerado un punto medio debajo de cada Macro Bloque indicado en la tabla, a la cota 1.723 m.s.n.m, en la condición más crítica de esfuerzos durante la explotación del Nivel 1.

Las propiedades del macizo rocoso quedan definidas por la UGTB característica del sector de emplazamiento de las salas de chancado, definidas en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2: Propiedades de Roca Intacta y de Macizo Rocosos Utilizadas en Análisis

SECTOR	UGTB	Dominio	γ	GSI Promedio	σ_{ci}	m_i	σ_t	E_m	ν	σ_3	c	ϕ	mb	s
			(KN/m ³)		(MPa)		(MPa)			(GPa)		(MPa)		
NORTE	PES	Americana Norte	26.8	75	85.1	22	0.587	33.72	0.19	18	7.07	46	9.009	0.062
CENTRAL	Q=S	Americana Central	27	70	69.9	16.3	0.901	14.7	0.21	16	5.2	41.39	5.583	0.036
SUR	Q>S	Americana Sur	26.4	70	72.2	20.7	0.363	26.38	0.2	16	5.52	44	7.09	0.036

m_i Parámetro de la roca intacta del criterio Hoek & Brown.

GSI Índice geológico de resistencia definido por Hoek (1994).

E_m Módulo de Young o deformabilidad.

ν Razón de Poisson.

c Cohesión del macizo rocoso.

ϕ Ángulo de fricción del macizo rocoso.

σ_m Resistencia a la tracción.

σ_3 Confinamiento promedio en MPa.

γ Peso unitario del macizo rocoso.

σ_{ci} Resistencia en compresión uniaxial de la roca "intacta".

mb, s Parámetros de macizo rocoso del criterio Hoek & Brown

Fuente: CODELCO, 2016.

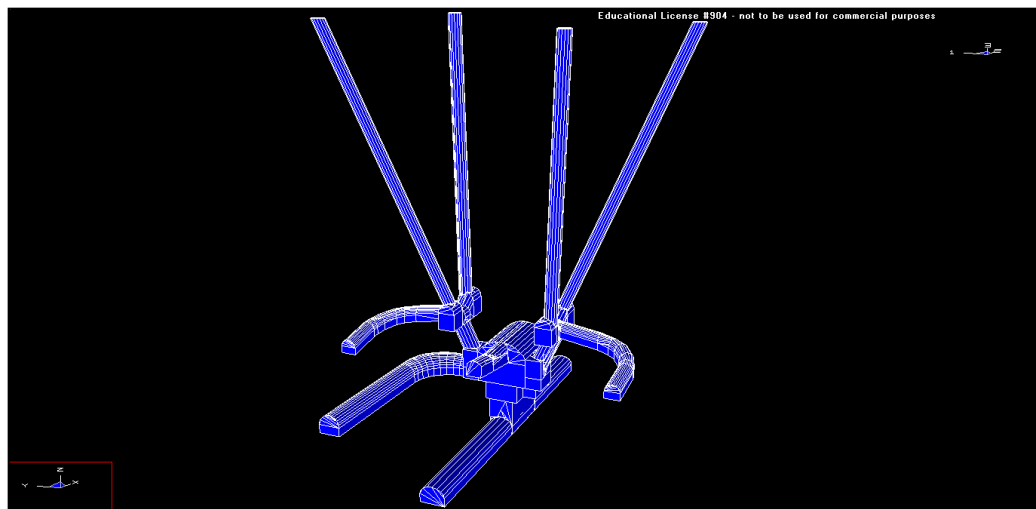
Cabe destacar, que el modelo elástico se considera conservador, debido a que las etapas constructivas no influyen en el resultado final. Por ejemplo, la zona de daño asumiendo una construcción completa inmediata, será la misma que considerándola en etapas, algo que en realidad no sucede, puesto que al construir por etapas, se controla el daño al macizo rocoso, siendo en realidad mucho menor al resultado del modelo.

7.4 MODELO ELÁSTICO TRIDIMENSIONAL

En física el término elasticidad designa la propiedad mecánica de ciertos materiales de sufrir deformaciones reversibles cuando se encuentran sujetos a la acción de fuerzas exteriores y de recuperar la forma original si estas fuerzas exteriores se eliminan.

De esta forma, utilizando el software Map3d, se construyó el modelo, definiendo las etapas de construcción, los que permitirán dimensionar el impacto que tiene cada labor en estado tensional. En la Figura 7.6, se muestra el modelo tridimensional construido en el software Map3D, en el ANEXO A se muestra en detalle cuales fueron las etapas constructivas del modelo.

Para realizar el estudio, en el software se definen grillas bidimensionales para realizar el análisis, se definieron 3 grillas, 2 perfiles (NS y EW) y una planta a 41.4 metros por sobre el piso de las estaciones de traspaso, esto para medir el comportamiento del macizo en los piques de traspaso, tal como lo muestra la Figura 7.7.



**Figura 7.6: Modelo Tridimensional de la Sala de Chancado.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.**

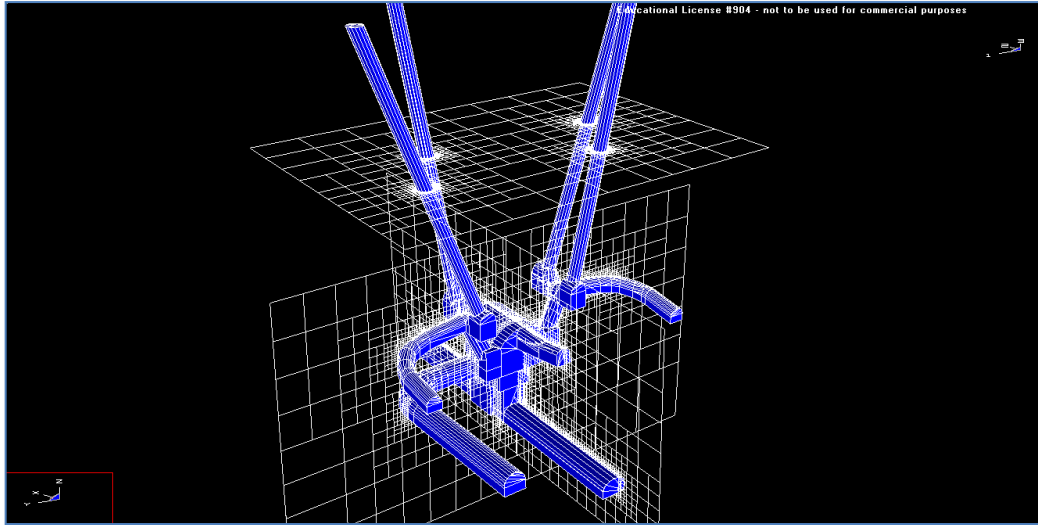


Figura 7.7: Grillas de Análisis Definidas para el Modelo Tridimensional.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Debido a restricciones de software, se evaluará la fortificación en Map3D. Tomando en cuenta que el modelo constitutivo es elástico, por lo tanto, no entrega la zona plástica, pero se definirá un halo de daño, considerando que se produce a un FS=1.3, el cual estará definido por el criterio de Hoek y Brown (20) de acuerdo a la siguiente metodología aplicada por el software:

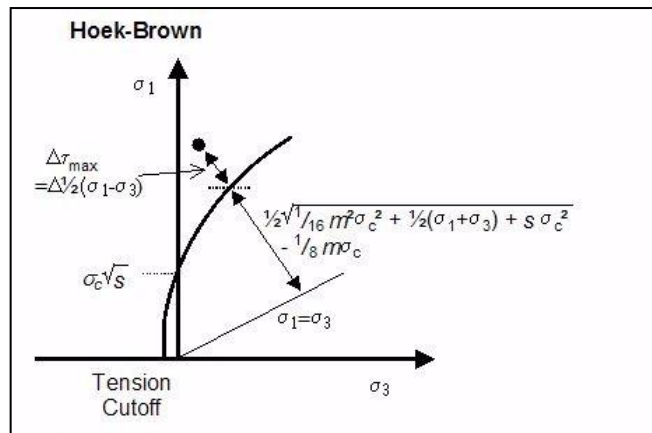


Gráfico 7.1: Metodología de Cálculo del FS para Determinar Zonas de Daño.
Fuente: Map3D International, Software Map3D Versión 65, 2015 (19).

Esta metodología incorpora al análisis el desconfinamiento del macizo rocoso producto del aumento de S_1 , debido a los esfuerzos inducidos producto de la excavación en sí. Además de evitar que producto de la misma ecuación que define la resistencia de la roca, el esfuerzo principal mayor sea menor que el esfuerzo principal menor.

Los resultados mostrados en el ANEXO C corresponden al tomado en la etapa constructiva N°18 de acuerdo al ANEXO A, el cual corresponde a la sala de chancado totalmente terminada. En el

ANEXO C se muestran también la etapa constructiva N°12. A continuación se muestra un ejemplo del resultado del modelo numérico tridimensional.

7.4.1 Zona Norte

De acuerdo a los parámetros mostrados anteriormente se determina el esfuerzo principal mayor (S1), el esfuerzo principal menor (S3) y los desplazamientos totales.

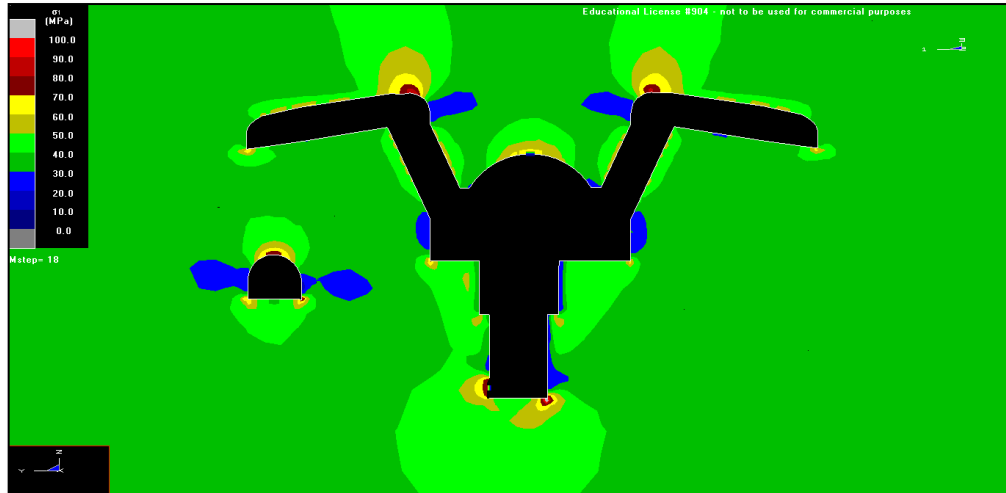


Figura 7.8: Resultado Modelo Numérico Tridimensional Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

De acuerdo a resultados obtenidos, se destaca:

La magnitud del esfuerzo principal mayor (S1) en el techo de la sala de chancado varía en el rango de 30 a 50 MPa. Sin perjuicio de lo anterior, se producen concentraciones puntuales de entre 50 a 70 MPa, en la galería de acceso constructivo. Además, se observan concentraciones que alcanzan los 100 MPa en sectores puntuales en el techo de la estación de traspaso. Lo anterior, por la geometría de la estación de traspaso.

La magnitud del esfuerzo principal menor (S3) varía entre 0.5 y 6 MPa alrededor de la sala de chancado, sin embargo, existen zonas con bajo confinamiento (i.e. donde $S3 < 0.5$ MPa) en las cajas EW y NS de la sala de chancado. Se producen zonas traccionadas ($S3 < 0$ MPa) locales en las cajas N y S de la sala de chancado y en las intersecciones con el acceso principal de la sala de chancado y excavación de la escalera (pared E). Sin perjuicio de lo anterior, estas zonas solo abarcan una zona puntual en la periferia de las excavaciones mencionadas.

En general, los desplazamientos observados en la sala de chancado no sobrepasan el valor de 1,5 cm y 0,5 cm la caja sur.

El halo de daño presente en la zona norte, se presentan problemas. Producto de la interacción entre la estación de traspaso y la sala de chancado, al momento de construir los troncos de pique se genera una zona de acumulación de daño, pero que debería ser solucionada, considerando

que también interactúan tanto la fortificación de la sala, como la fortificación de los troncos de pique. En las cajas de las salas de chancado se presentan altos espesores de zonas de daño, 4 metros. Y anterior a la construcción del desquinche de la correa de sacrificio, se produce un pilar de roca de 4.5 metros de alto aprox., el cual producto de la interacción con la caverna, propagaría la zona de daño a todo el pilar, con lo que los no tendrían una sección de roca no dañada para anclarse, dándose la posibilidad que este pilar falle debido a que no tendría la fortificación necesaria, se procederá a evaluar el shotcrete en un modelo numérico bidimensional. El resto de las labores no presenta mayores dificultades, considerando máximos de 1.3 metros.

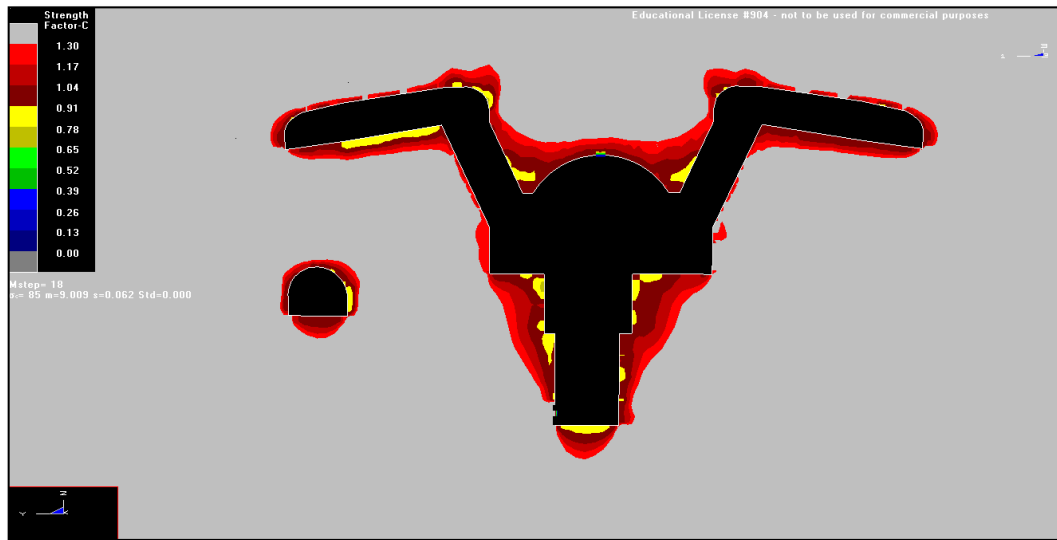


Figura 7.9: Zona de Daño Sala de Chancado Construida Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

7.4.2 Zona Centro

Al igual que para la zona norte, muestran los resultados para el esfuerzo principal mayor, esfuerzo principal menor y deformaciones. Aquí el diseño de la sala está condicionada por ser un sector de roca regular, por ende los troncos de pique son de 13.2 metros de largo.

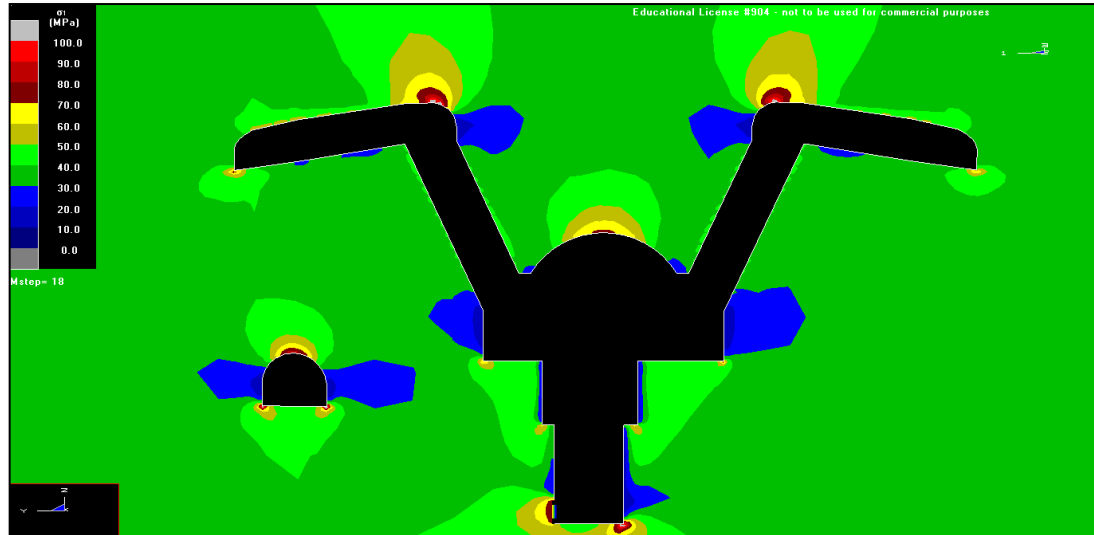


Figura 7.10: Resultado Modelo Numérico Tridimensional Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

De acuerdo a las figuras anteriores, se destaca:

La magnitud del esfuerzo principal mayor (S_1) en el techo de la sala de chancado varía en el rango de 30 a 60 MPa. Sin perjuicio de lo anterior, se producen concentraciones de entre 56 a 80 MPa, en el techo de la sala de chancado. Además, se observan concentraciones que alcanzan los 90 MPa en sectores puntuales en la galería de acceso constructivo y en el techo de la estación de traspaso. Lo anterior, se produce por el efecto de la geometría de las estaciones de traspaso.

La magnitud del esfuerzo principal menor (S_3) varía entre 0.5 y 6 MPa alrededor de la sala de chancado, sin embargo, existen zonas con bajo confinamiento (i.e. donde $S_3 < 0.5$ MPa) en las cajas EW y NS de la sala de chancado. Se producen zonas traccionadas ($S_3 < 0$ MPa) en las cajas N y S de la sala de chancado y en las intersecciones con el acceso principal de la sala de chancado y excavación de la escalera (pared E). Sin perjuicio de lo anterior, estas zonas sólo abarcan una zona puntual en la periferia de las excavaciones mencionadas.

Los desplazamientos observados en la sala de chancado no sobrepasan el valor de 3,0 cm y se ubican principalmente en las caja S de la sala de chancado. Los desplazamientos observados en los PT no sobrepasan los 0,1 cm.

El halo de daño presente en la zona centro, se presentan problemas. Esta vez no debido a la interacción entre la estación de traspaso sino que debido a la calidad regular de la roca y a los esfuerzos mayores, se genera una mayor zona de daño, pero que debería ser solucionada, considerando que también interactúan tanto la fortificación de la sala, como la fortificación de los troncos de pique. En las cajas de las salas de chancado se presentan altos espesores de zonas de daño, 5 metros en zonas específicas. En la galería piloto existen zonas puntuales donde el

espesor de daño alcanza los 4 metros. En las estaciones de traspaso también se observan altos espesores de daño, 3 metros. Al igual que en la zona norte, se presenta el mismo problema que en la zona norte, el cual será evaluado en el modelo numérico elastoplástico. El resto de las labores no presenta mayores dificultades, considerando máximos de 2 metros.

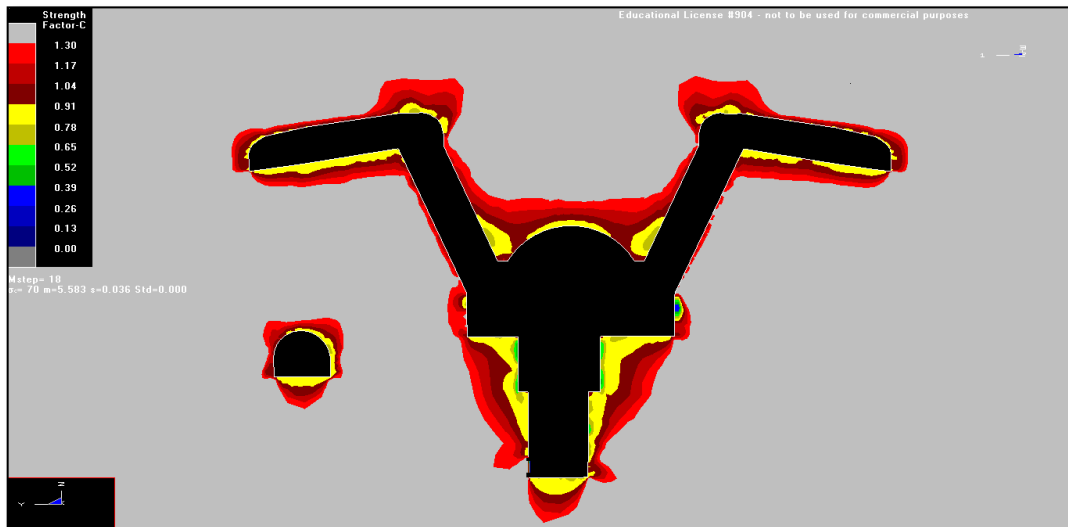


Figura 7.11: Zona de Daño Sala de Chancado Construida Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

7.4.3 Zona Sur

Al igual que para los casos anteriores, se muestran los resultados para el esfuerzo principal mayor, esfuerzo principal menor y deformaciones totales. Aquí el diseño de la sala está condicionada por ser un sector de roca regular al igual que en la zona centro, por ende los troncos de pique son de 13.2 metros de largo.

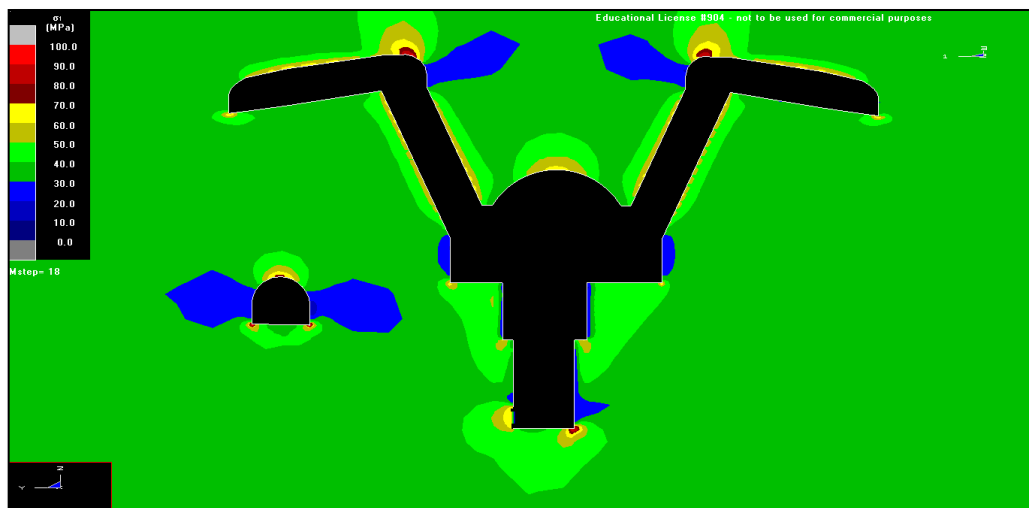


Figura 7.12: Resultado Modelo Numérico Tridimensional Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

De acuerdo a las figuras anteriores, se destaca:

La magnitud del esfuerzo principal mayor (S1) en el techo de la sala de chancado varia en el rango de 32 a 60 MPa. Sin perjuicio de lo anterior, se producen concentraciones de entre 60 a 75 MPa, en el techo de la sala de chancado. Además, se observan concentraciones que alcanzan los 100 MPa en sectores en el techo de las estaciones de traspaso y techo de la galería de acceso constructivo.

La magnitud del esfuerzo principal menor (S3) varía entre 0.5 y 10 MPa alrededor de la sala de chancado, sin embargo, existen zonas con bajo confinamiento (i.e. donde $S3 < 0.5$ MPa) en las cajas EW y NS de la sala de chancado. Se producen zonas traccionadas ($S3 < 0$ MPa) en las cajas N y S de la sala de chancado y en las intersecciones con el acceso principal de la sala de chancado y excavación de la escalera (pared E). Sin perjuicio de lo anterior, estas zonas sólo abarcan una zona puntual en la periferia de las excavaciones mencionadas.

Los desplazamientos observados en la sala de chancado no sobrepasan el valor de 1,5 cm y 0,5 cm en las paredes de la sala de chancado.

Al igual que en las zonas anteriores, la zona de daño presenta dificultades, las que son prácticamente iguales a las del sector centro, mayor zona de daño que en la zona norte, pero menor que en la zona central, debido a que la roca es de mejor calidad y el estado tensiona es menor. Pero de igual manera existen altos espesores de daño en la sala de chancado, 3 metros de espesor, y en el túnel correa intermedia, donde la zona de daño conecta la zona de daño del piso provisorio de la sala de chancado. No hay mayores dificultades con respecto a las otras labores.

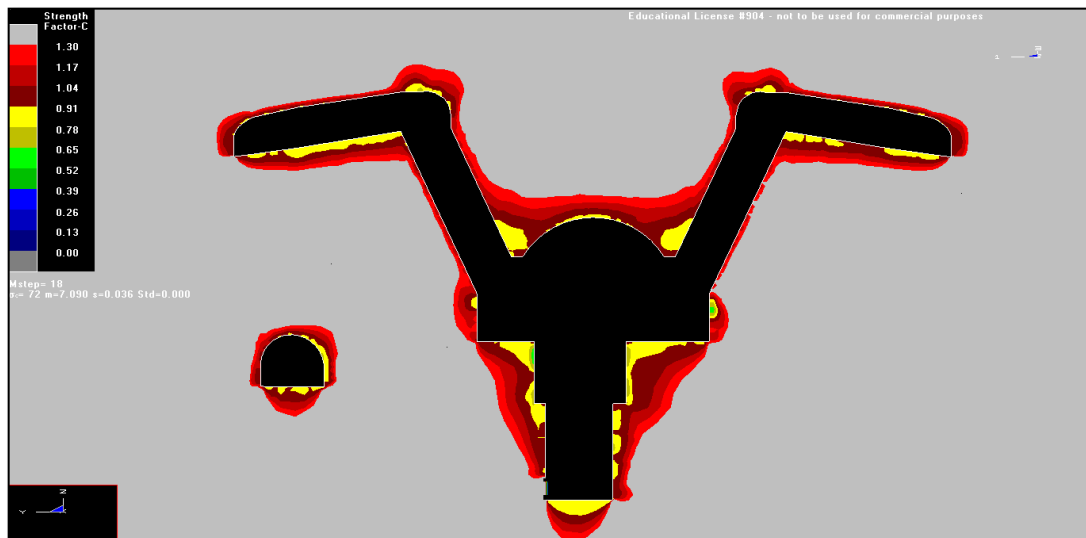


Figura 7.13: Zona de Daño Sala de Chancado Construida Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

7.5 MODELO PLÁSTICO BIDIMENSIONAL

La **plasticidad** es un comportamiento mecánico característico de ciertos materiales, consistente en la aparición de deformarse permanente e irreversiblemente cuando se encuentra sometido a tensiones por encima de su rango elástico, es decir, por encima de su límite elástico.

Para cuantificar esta condición se utilizara el software Phase2, cuya principal desventaja es trabajar en dos dimensiones, para una geometría tan compleja, como lo es la sala de chancado, es perjudicial, en el sentido de que se reflejará una situación desfavorable, debido a que se considera el perfil como una excavación “semi-infinita”, por lo que el empotramiento natural que se produce por los límites de la sala no ocurre. El análisis se centrará en el pilar de roca que queda entre la sala de chancado y el túnel correa, donde se evaluaran zonas plásticas y máxima deformación por corte.

La geometría considerada para el análisis se muestra en la Figura 7.14 y Figura 7.15 donde se ha eliminado del perfil de análisis, el acceso a la estación de traspaso, las estaciones de traspaso y los troncos de pique.

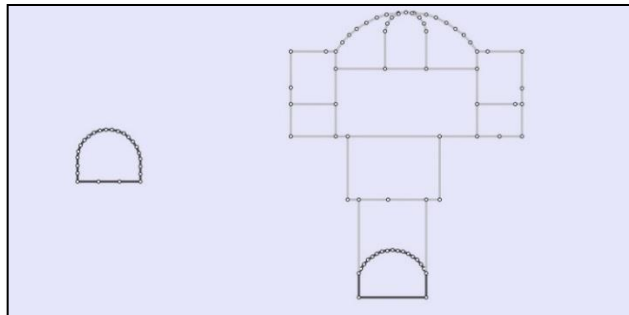


Figura 7.14: Geometría a Considerar en el Modelamiento Plástico.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

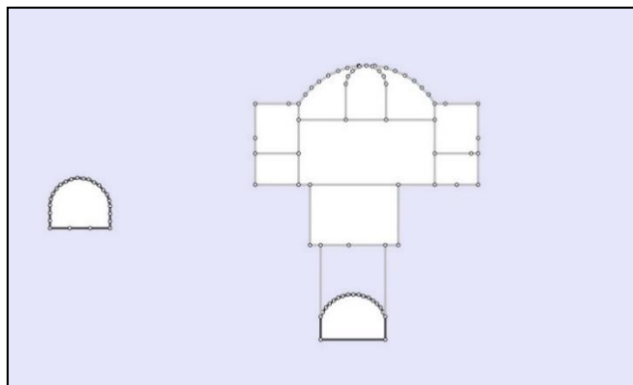


Figura 7.15: Puente de Roca Considerado en el Análisis Plástico.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

De acuerdo a las propiedades entregadas en la Tabla 7.2 y la Tabla 7.2, se construyó un modelo elastoplástico de acuerdo a la Figura 7.15. A continuación se muestran los resultados del modelamiento.

7.5.1 Zona Norte

De Acuerdo a los resultados obtenidos del software Phase, se obtiene:

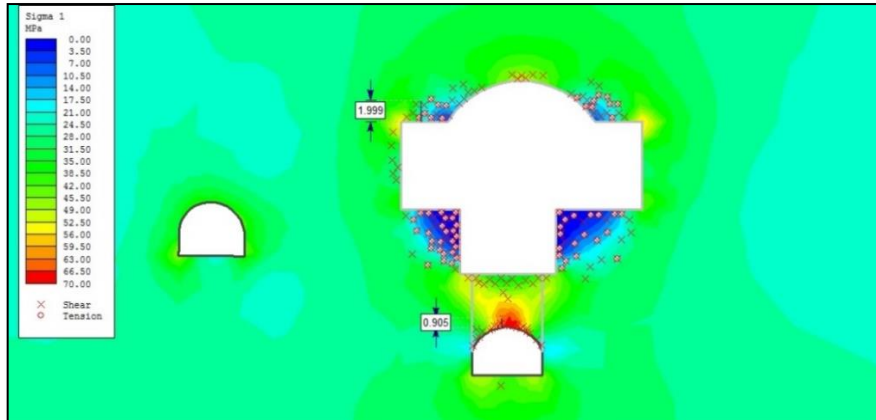


Figura 7.16: Resultado Modelamiento Numérico Elastoplástico Zona Norte
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

El esfuerzo Principal mayor, en la zona del techo del túnel correa, se encuentran concentración de esfuerzos entre 60 y 70 MPa. Llegando a un esfuerzo mínimo de 32 MPa en el piso temporal de la sala de chancado.

El esfuerzo principal menor, en el techo del túnel correa se encuentra entre los 2 y los 6 MPa, se produce una zona de desconfinamiento proporcional a la zona plástica. Como es de suponerse, la zona de menor desconfinamiento se encuentra en el centro del pilar, llegando a unos 7 MPa.

La zona plástica, alcanza los 0.9 metros. No produciéndose conexión entre las zonas plástica del techo del túnel correa, con el piso provisorio de la caverna, esto haría suponer, que los pernos serían capaces de contener la zona plástica. La zona plástica en el techo de la caverna, es de 2 metros aprox. Resultado similar al modelo tridimensional.

7.5.2 Zona Centro

De Acuerdo a los resultados obtenidos del software Phase, se obtiene:

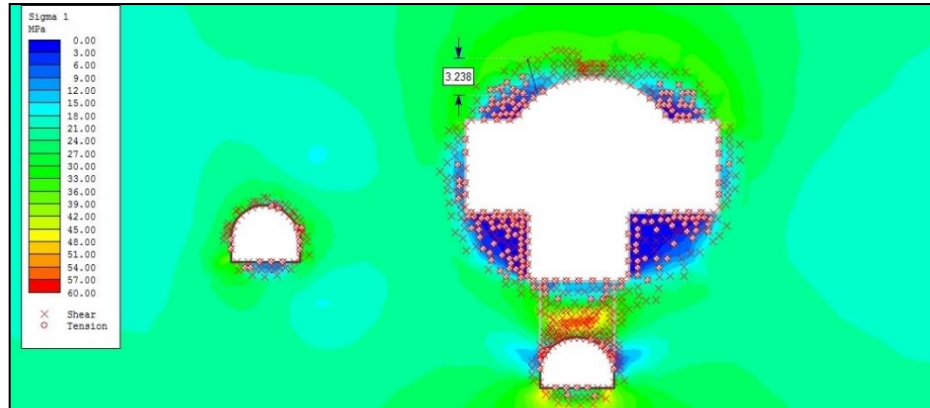


Figura 7.17: Resultado Modelamiento Numérico Elastoplástico Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

El Esfuerzo principal mayor llega a un máximo de 60 MPa en el pilar analizado, llegando a un mínimo de 13 MPa en el piso provisorio de la caverna de chancado.

El esfuerzo principal menor, en el techo del túnel correa se encuentra entre los 1 y los 5 MPa, se produce una zona de desconfinamiento proporcional a la zona plástica. Aquí la zona de menor desconfinamiento, se encuentra en el piso provisorio de la sala de chancado, donde el esfuerzo principal menor es prácticamente nulo.

Las zonas plásticas abarcan un mayor espesor en la zona centro, llegando hasta los 3.3 metros aproximadamente en el techo de la caverna, hay que tomar en cuenta que debido a las dimensiones de la caverna y a las características del modelo, este espesor podría estar sobreestimado. Una situación crítica, la que también se produce en el modelo elástico tridimensional, es la conexión entre las zonas plásticas (zonas de daño para el caso del modelo elástico), con lo que los pernos no tendrían una zona de roca no plastificada al cual anclarse, esto podría tener consecuencias para las condiciones de seguridad durante la construcción de la caverna, tomando en cuenta que este pilar es temporal.

7.5.3 Zona Sur

De Acuerdo a los resultados obtenidos del software Phase, se obtiene:

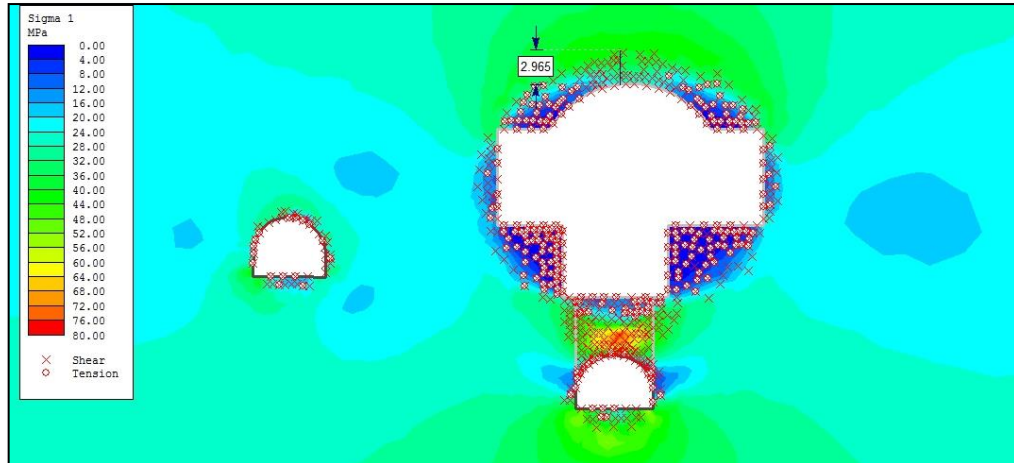


Figura 7.18: Resultado Modelamiento Numérico Elastoplástico Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

El Esfuerzo principal mayor llega a un máximo de 70 MPa en el pilar analizado, llegando a un mínimo de 13 MPa en el piso provisorio de la caverna de chancado.

El esfuerzo principal menor, en el techo del túnel correa se encuentra entre los 1 y los 7 MPa, se produce una zona de desconfinamiento proporcional a la zona plástica. Aquí la zona de menor desconfinamiento, se encuentra en el piso provisorio de la sala de chancado, donde el esfuerzo principal menor, al igual que en la zona centro es prácticamente nulo.

Al igual que en el sector sur, la zona plástica del pilar analizado conecta con la caverna de chancado, presentándose el mismo problema que para las salas del sector con lo que los pernos no tendrían una zona de roca no plastificada al cual anclarse, esto podría tener consecuencias para las condiciones de seguridad durante la construcción de la caverna, tomando en cuenta que este pilar es temporal.

7.6 COMENTARIOS A LOS RESULTADOS DE LOS MODELOS

En distinto orden de magnitud, pero en si la roca de los 3 sectores responden de la misma forma a la construcción de las salas de chancado, tomando en cuenta que el diseño en roca regular al tener los troncos de pique a una distinta cota, limita la interferencia con la estación de traspaso, los resultados en roca buena se ven influenciados por esta interferencia, generándose espesores de daño similares. Además de tener en cuenta que las zonas confinadas, traccionadas y la zona donde se producen los mayores desplazamientos son las mismas.

Las zonas claves que podrían presentar problemas de inestabilidad son: el techo y las cajas de la sala de chancado, (que son influenciados por las dimensiones de esta), y la zona del túnel correa intermedia, la que en el peor escenario constructivo, genera un pilar de roca de unos 5 metros de alto, lo que de acuerdo a los resultados obtenidos, generaría problemas durante la

construcción, a pesar de ser un pilar de roca temporal, pues implicaría problemas a la seguridad de los trabajadores.

Aunque los resultados de ambos modelos, tienen una cierta correlación, no son comparables, principalmente porque al ser uno de los modelos bidimensional, no permite un análisis acabado, considerando la construcción completa de la sala. Siendo además el caso, que al considerar geometría completa el modelo generaría resultados demasiado anómalos.

A continuación se muestran un resumen de los resultados de las deformaciones y desplazamientos, las que se consideran aceptables, puesto que el máximo tolerable corresponde a una deformación máxima de 2%.

Tabla 7.3: Desplazamientos y Deformaciones Máximas.

Sector	Desplazamientos Máximos			Deformaciones Máximas				
	Caja		Techo δ_{HNS} (m)	H (m)	δ_{HEW}/H (%)	δ_{HNS}/H (%)	B (m)	δ_v/B (%)
	δ_{HEW} (m)	δ_{HNS} (m)						
Norte	0.009	0.015	0.0083	27.4	0.03	0.05	22.5	0.04
Centro	0.013	0.025	0.014	27.4	0.05	0.09	22.5	0.06
Sur	0.013	0.014	0.009	27.4	0.05	0.05	22.5	0.04

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

CAPITULO 8. ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DEL DISEÑO DE FORTIFICACIÓN

8.1 CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD

Una vez determinadas las condiciones de esfuerzos, es necesario determinar los requerimientos de fortificación, para mantener la estabilidad de la labor. Esto de acuerdo a ciertos criterios de aceptabilidad, tanto los definidos por literatura, como los definidos por la Vicepresidencia de Proyectos de CODELCO.

Hoek (2007) (17) define los criterios de aceptabilidad para labores mineras, donde para este caso específico corresponde al de “Cavernas de Grandes Dimensiones en Roca Fracturada”, definiéndose:

Problemas típicos: Caídas impulsadas por gravedad, deslizamiento de cuñas y fallas por tracción y corte en el macizo rocoso, dependiendo del espaciamiento de los sistemas estructurales y la magnitud de los esfuerzos in situ.

Parámetros críticos: Forma y orientación de la caverna en relación a la orientación, inclinación y resistencia al corte de los sistemas estructurales en el macizo rocoso.

Esfuerzos in situ en el macizo rocoso.

Excavación y secuencia del soporte, además de la calidad de perforación y tronadura.

Métodos de análisis: Técnicas de proyección esférica o métodos analíticos son usados para la determinación y visualización de todas las potenciales cuñas en el macizo rocoso. Esfuerzos y desplazamientos inducidos para cada etapa de construcción son determinados a través de análisis numérico y son utilizados para estimar los requerimientos de soporte de la caverna para el piso y el techo.

Criterios de diseño: Un diseño aceptable es logrado cuando los modelos numéricos indican que la extensión de la falla es controlada con la instalación del soporte, que el soporte no esté sobreestresado y que los desplazamientos en el macizo rocoso sean estables.

Monitorear los desplazamientos es esencial para confirmar las predicciones de diseño.

De acuerdo a esto es necesario:

- Que los modelos numéricos sean contundentes en cuanto a la entrega de los resultados. Por esto es necesario evaluar la fortificación utilizando modelos tridimensionales y bidimensionales.

- Para la determinación de los bloques finitos removibles, se utilizará el software Unwedge. Puesto que aparte de contener la zona plástica, la fortificación también debe ser capaz de contener los bloques finitos removibles.

8.2 FORTIFICACIÓN RECOMENDAD PARA LA CAVERNA DE CHANCADO

El Proyecto mina Chuquicamata subterránea, basado en los resultados en proyectos anteriores, junto con la evaluación de la fortificación utilizando metodología empírica (Capítulo 6), se ha recomendado fortificación para la sala de chancado, de acuerdo a dos tipos de roca, Roca Tipo 1, de calidad geotécnica regular y una Roca Tipo 2 de buena calidad geotécnica, de acuerdo a los definido en el CAPITULO 5.

Lo primero será determinar si con la fortificación es capaz de contener los bloques finitos removibles, si son capaces de contenerla.

Para los análisis se considerara que la resistencia del perno es de 16.5 toneladas, para 22 mm de diámetro y 21 toneladas para los de 25 mm, y la resistencia del cable es de 23.5 toneladas.

En la Tabla 8.1 y en la Tabla 8.2, se muestra la fortificación propuesta para las labores que considera la sala de chancado.

Tabla 8.1: Fortificación Recomendada la para Caverna de Chancado Roca Regular

LABOR	ROCA REGULAR - FORTIFICACIÓN TIPO 1
Túnel Correa Intermedia	13 pernos de Largo= 3,0 m, diámetro 25 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,0 m y entre paradas 1,0 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 10 cm.
Accesos a Estaciones de Traspasos	9 pernos de Largo= 2,5 m, diámetro 25 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,0 m y espaciamiento entre paradas 1,0 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 10 cm.
Acceso Principal a Sala de Chancado	13 pernos de Largo= 2,5 m, diámetro 25 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,0 m y entre paradas 1,0 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 10 cm.
Galería de Acceso Constructivo	11 pernos de Largo= 2,5 m, diámetro 25 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,0 m y entre paradas 1,0 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 10 cm.
Estaciones de Traspaso	17 pernos de Largo= 2,5 m, diámetro 25 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,0 m y entre paradas 1,0 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 10 cm.
Galería piloto ¹	17 pernos de Largo= 2,5 m (eje superior de la galería L =3,0 m), diámetro 25 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 0,75 m y entre paradas 0,75 m. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm).
Sala de Chancado	Pernos de L =3,0 m, diámetro 25 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 0,75 m y entre paradas 0,75 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Cables minicaged de Largo= 8 m para las paredes y L=10 m para techo, y diámetro 15,2 mm. Espaciamiento entre cables 1,5 m y entre paradas 1,5 m. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Planchuela de 250x250x12 mm y barril-cuña. Shotcrete tipo H-30 en un espesor de 20 cm.
Piques de Traspaso	8 cables minicaged de L =3,0 m, espaciamiento 1,0 m entre paradas y 1,34 m entre cables. Comprende 6 paradas antes de la Estación de Traspaso.
Troncos Piques	Cables minicaged de L =3,0 m, espaciamiento 1,0 m entre paradas y 1,4 m entre cables. Planchuela de 250x250x12 mm y barril-cuña. Hormigón tipo H-45 o de alta resistencia a la abrasividad en un espesor de 20 cm. Comprende 13 paradas de cables en toda su extensión.

Fuente: CODELCO, 2012.

¹ Debido a que tiene carácter temporal y se encuentra comprendida en la Sala de Chancado, se cuantificó dentro de esta labor.

Tabla 8.2: Fortificación Recomendada para la Caverna de Chancado Roca Buena

LABOR	ROCA BUENA - FORTIFICACIÓN TIPO 2
Túnel Correa Intermedia	9 pernos de Largo= 3,0 m, diámetro 22 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,2 m y entre paradas 1,2 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 7,5 cm.
Accesos a Estaciones de Traspasos	7 pernos de Largo= 2,5 m, diámetro 22 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,2 m y espaciamiento entre paradas 1,2 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 7,5 cm.
Acceso Principal a Sala de Chancado	9 pernos de Largo= 2,5 m, diámetro 22 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,2 m y entre paradas 1,2 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 7,5 cm.
Galería de Acceso Constructivo	7 pernos de Largo= 2,5 m, diámetro 22 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,2 m y entre paradas 1,2 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 7,5 cm.
Estaciones de Traspaso	13 pernos de Largo= 2,5 m, diámetro 22 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,2 m y entre paradas 1,2 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Shotcrete en un espesor de 7,5 cm.
Galería piloto	13 pernos de Largo= 2,5 m (eje superior de la galería L =3,0 m), diámetro 25 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,0 m y entre paradas 1,0 m. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm).
Sala de Chancado	Pernos de L =3,0 m, diámetro 22 mm y calidad del acero A 630 420 H. Espaciamiento entre pernos 1,0 m y entre paradas 1,0 m. Planchuelas 200x200x6 mm y tuerca de fierro fundido. Cables minicaged de Largo= 8 m para las paredes y L=10 m en techo, y diámetro 15,2 mm. Espaciamiento entre cables 2,0 m y entre paradas 2,0 m. Malla tipo MFI 3500-100 (abertura 100 x 100 mm y alambre diámetro 4,13 mm). Planchuela de 250x250x12 mm y barril-cuña. Shotcrete tipo H-30 en un espesor de 10 cm.
Piques de Traspaso	8 cables minicaged de L =3,0 m, espaciamiento 1,0 m entre paradas y 1,34m entre cables. Comprende 6 paradas antes de la Estación de Traspaso.
Troncos Piques	Cables minicaged de L =3,0 m, espaciamiento 1,0 m entre paradas y 1,4 m entre cables. Planchuela de 250x250x12 mm y barril-cuña. Hormigón tipo H-45 o de alta resistencia a la abrasividad en un espesor de 20 cm. Comprende 7 paradas de cables en toda su extensión.

Fuente: CODELCO, 2012.

8.3 DETERMINACIÓN DE LOS BLOQUES FINITOS REMOVIBLES

De acuerdo en los diseños presentados en el Capítulo 5, se procedió a determinar las cuñas que se forman, a través del software Unwedge el cual aplica la teoría de bloques (Goodman & Shi, 1995), se determinaron los bloques críticos por labor, esto tomando en cuenta aspectos como el peso de la cuña y el ápex que se forma: para esto se tomaron en cuenta estas consideraciones previas:

- Para el análisis mediante teoría de bloques, se consideraron los tres sistemas más representativos de los sistemas VIF y FT, de los distintos dominios estructurales.

- Las propiedades resistentes de las estructuras que se consideraron fueron las siguientes: una cohesión de 5.1 t/m² (50 KPa) y un ángulo de fricción de 25°.
- Se consideraron como cuñas validas todas aquellas donde su ápex sea menor a dos veces la mayor luz de la excavación (por ejemplo, solo se consideran ápex inferiores a 30 m para el caso de las salas de chancado).
- Otro criterio de escalamiento de cuñas fue considerar el largo de la labor, limitando el tamaño de las cuñas que se formen.
- Se consideraron los dominios estructurales presentes en los sectores Norte, Central y Sur.

Debido a la cantidad de labores presentes en el análisis, se limitará a definir como “cuñas críticas” a las siguientes:

- Cuñas cuyo tonelaje signifique un peligro para el normal funcionamiento de la labor.
- Cuñas cuya forma, permitan una probabilidad elevada, las cuñas tipo aguja, que son de gran tamaño y se caracterizan por tener un ápex elevado, también son consideradas en el análisis, pero no se definirán como cuñas críticas, debido a la baja probabilidad de ocurrencia.
- Cuñas cuyo factor de seguridad (FS) sea menor a 2, considerando las recomendaciones de fortificación

Análisis de los bloques finitos removibles

Los sistemas estructurales considerados para el análisis se muestran en la Tabla 8.3, donde se separan en las zonas norte, centro y sur.

Tabla 8.3: Sistemas Estructurales Incorporados en el Análisis.

Sector	Dominio Estructural	Sistemas Estructurales					
		S1		S2		S3	
		Dip	Dip Dir	Dip	Dip Dir	Dip	Dip Dir
Sector Norte	Zaragoza	82 ± 7	297 ± 21	81 ± 9	118 ± 22	86 ± 4	75 ± 7
	Estanques Blancos	73 ± 16	138 ± 29	79 ± 10	231 ± 14	71 ± 8	194 ± 21
	Balmaceda	80 ± 9	216 ± 15	79 ± 11	270 ± 13	80 ± 9	176 ± 23
	Americana Norte	85 ± 5	180 ± 15	85 ± 5	140 ± 15	85 ± 5	40 ± 15
Sector Centro	Americana Norte	85 ± 5	180 ± 15	85 ± 5	140 ± 15	85 ± 5	40 ± 15
	Americana Central	85 ± 5	137 ± 15	85 ± 5	233 ± 15	85 ± 5	270 ± 15
	Nor-Oeste	80 ± 9	253 ± 24	86 ± 3	72 ± 9	80 ± 9	305 ± 14
Sector Sur	Americana Central	85 ± 5	137 ± 15	85 ± 5	233 ± 15	85 ± 5	270 ± 15
	Americana Sur	85 ± 5	145 ± 15	85 ± 5	207 ± 15	85 ± 5	258 ± 15

Fuente: CODELCO, 2012.

A continuación se muestran las densidades de la roca en las distintas unidades estructurales donde se realiza el análisis.

Tabla 8.4: Densidad de las UGTB Analizadas

Sector	Unidad Estructural	Densidad (t/m ³)
Sector Norte	Zaragoza	2.67
	Estanques Blancos	2.67
	Balmaceda	2.62
	Americana Norte	2.76
Sector Centro	Americana Norte	2.76
	Americana Central	2.67
	Nor-Oeste	2.67
Sector Sur	Americana Central	2.67
	Americana Sur	2.67

Fuente: CODELCO, 2012.

Utilizando el software unwedge se determinaron los bloques finitos removibles, la cuña que presente una mayor posibilidad de impacto a la excavación fue incluida en el histograma siguiente, donde no se incluye la fortificación, por lo tanto las únicas fuerzas resistivas son la fricción y la cohesión de cada sistema estructural:

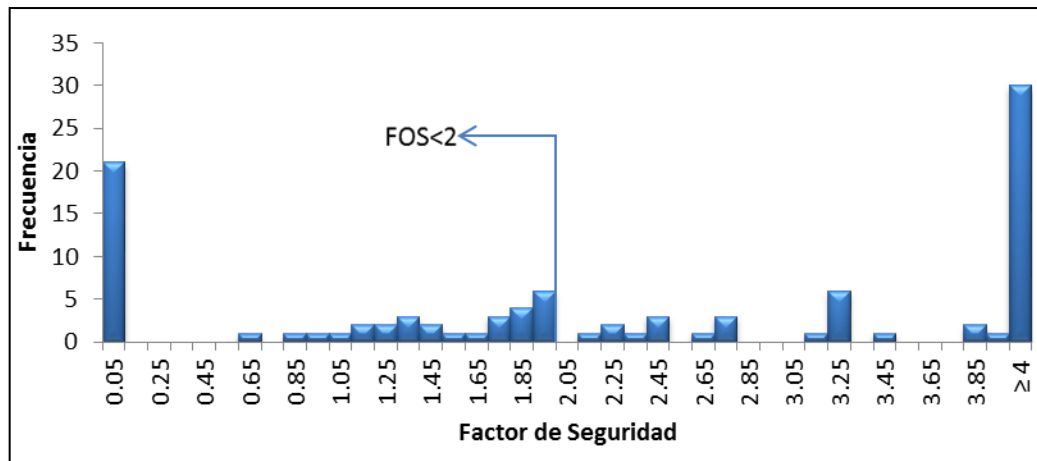


Gráfico 8.1: Factor de Seguridad de las Cuñas Sin Considerar la Fortificación

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

De acuerdo a el gráfico anterior se tomó como criterio conservador un factor de seguridad menor a 2, a las cuñas que cumplen este criterio, un total de 49 para todas las excavaciones de la sala de chancado, se les aplico un primer filtro cuñas cuyo tamaño no implica un mayor riesgo, puesto que podrían ser consideradas, por ejemplo, como sobreexcavación. A las cuñas sobrantes, se le aplico la fortificación definida en la Tabla 8.1 y la Tabla 8.2, quedando distribuidas de acuerdo al Gráfico 8.2.

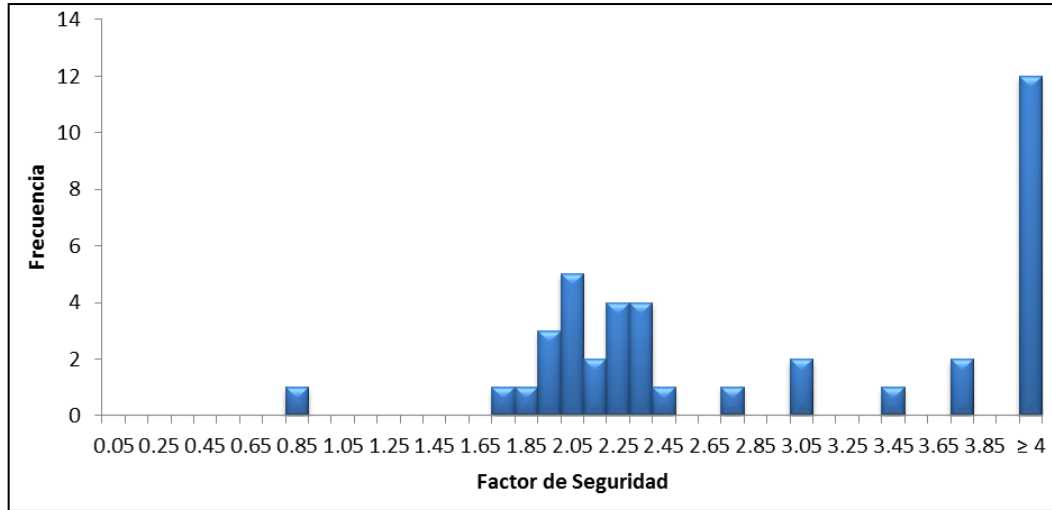


Gráfico 8.2: Factor de Seguridad de las Cuñas Considerando la Fortificación
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

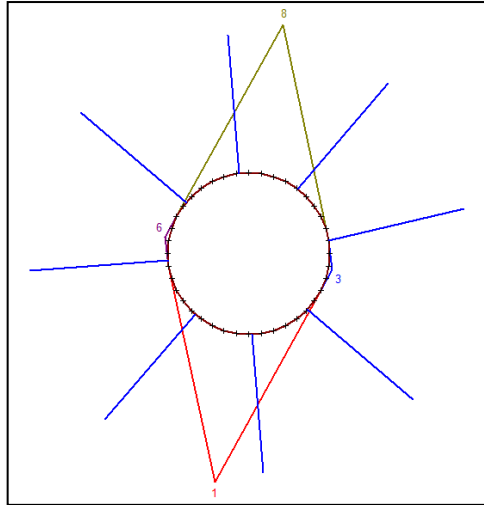
Quedando un total de 6 cuñas bajo el criterio de $FS < 2$. Existen 5 cuñas cuyo FS es mayor a 1.7 lo que es considerado como aceptable. Pero existe una cuña la que no cumple, ni siquiera el criterio estático, considerando la fortificación.

Se trata del Pique de Traspaso N°4, Azimut 353° e Inclinación de 67° , ubicado en el sector central en la unidad geotécnica Nor-Oeste.

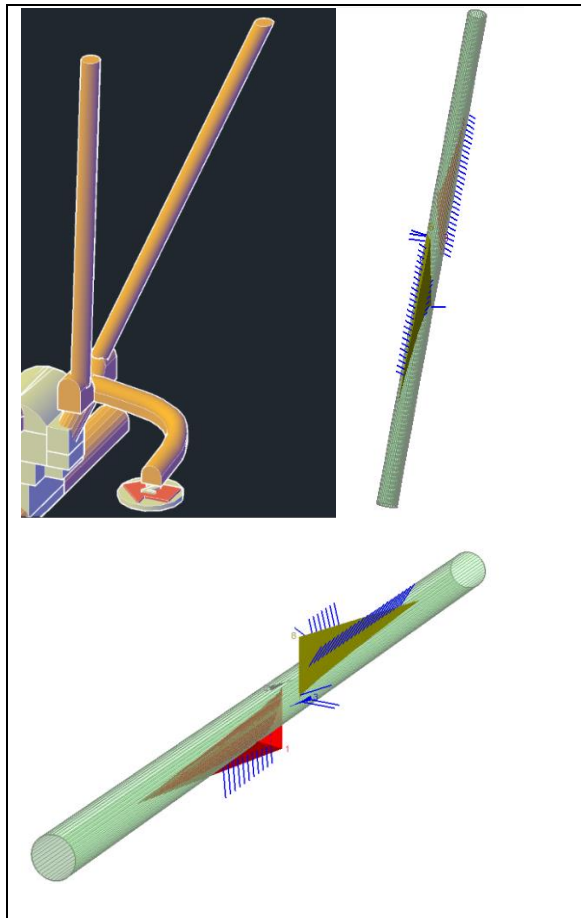
Tabla 8.5: Datos Cuña Crítica Pique de Traspaso N°4 UGTB Nor-Oeste.

Pique de Traspaso 4	
Ubicación Cuña Crítica	Techo
Volumen (m ³)	40.41
Peso Cuña (t)	107.896
Altura Ápex (m)	3.25
FS sin Fortificación	0
FS con Fortificación	0.821
Cuña Aguja	NO

Fuente: Elaboración Propia, 2016.



**Figura 8.1: Perfil Pique de Traspaso N°4 UGTB Nor-Oeste.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.**



**Figura 8.2: Vista Isométrica Pique de Traspaso N°4 UGTB Nor-Oeste.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.**

Esta situación, de acuerdo a la distribución de las unidades estructurales, sucedería en la sala este del macrobloque N3.

Ante esta situación se recomienda, construir los piques de traspaso una vez teniendo un mapeo detallado de la zona de asentamiento, esto permitirá definir con mayor detalle los bloques finitos removibles. En el caso extremo, modificar el diseño de fortificación para este caso, incorporando una capa de shotcrete lo que permitirá contener la cuña, por ejemplo incorporando una capa de 5 cm de shotcrete, permite obtener un FS de 2.374, como se aprecia en la siguiente figura:

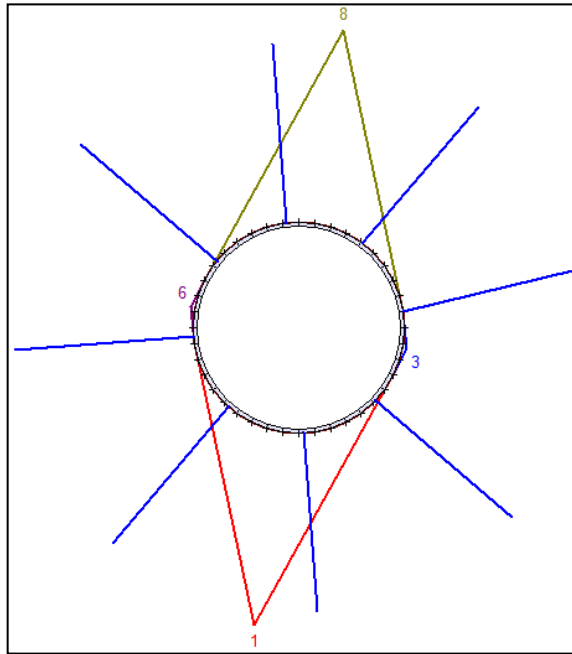


Figura 8.3: Perfil Pique de Traspaso N°4 UGTB Nor-Oeste Aplicando Capa de Shotcrete.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

8.4 EVALUACIÓN DE LA FORTIFICACIÓN RECOMENDADA

De acuerdo a lo señalado en la sección 8.1 para validar el diseño de fortificación, este debe ser capaz de contener los bloques finitos removibles (determinado en la sección 8.3) y contener la zona plástica.

Para evaluar la zona de daño, se considerará la peor situación a la que la labor está siendo sometida. La que en su mayoría es la etapa de construcción final, salvo la galería piloto, el túnel correa intermedia y la caverna de chancado.

El factor de seguridad se define como las fuerzas que resisten a la caída dividido a las que la favorecen. Para evaluar la fortificación se utilizara el siguiente formulismo:

$$FS = \frac{R_p}{W * s * l}$$

(Ec 8.1)

Donde:

FS: Factor de Seguridad.

Rp: Es la resistencia del perno o cable (ton).

SxL: Es el pattern de diseño (m²).

W: Es el peso muerto producto de la zona de daño que ocurre (ton/m²).

El peso muerto se define:

$$W = \frac{A}{P} * \gamma \left(\frac{ton}{m^2} \right)$$

(Ec 8.2)

Donde:

A: Es el área dañada en techo y cajas (m²).

P: Es el perímetro de la excavación que está en zona de daño, techo y cajas (m).

γ : Es la Densidad de la roca (ton/m³).

Para efectuar el análisis se han tomado las siguientes consideraciones:

- Se determinará el halo de daño de acuerdo a la metodología explicada en el Gráfico 7.1.
- La resistencia tanto de los pernos como de los cables, será la que se menciona en la sección 8.2, 16.5 toneladas para los pernos y 23.5 para los cables.
- El pattern tanto de pernos como cables son los que se muestran tanto en la Tabla 8.1 como Tabla 8.2, esto de acuerdo a cada excavación y a cada tipo de roca.
- No se evaluará si los cables en la caverna de chancado contienen el espesor de la zona de daño, solo los pernos.
- Se considerará un criterio de aceptabilidad, aplicando un factor de seguridad de 2 para labores en donde existan tráfico de personas y de 1.5 para labores temporales y en donde no exista tráfico de personas.
- Para evaluar la estabilidad se entregaran 2 resultados, el factor de seguridad, de los elementos de fortificación principal, además de la probabilidad de falla. La probabilidad de falla se define como la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que 1, asumiendo que el comportamiento del factor de seguridad es normal, por ende posee variables continuas que definen la distribución. Para este caso se tomaran como variables el GSI y el UCS de cada zona.

Para evaluar la fortificación en el modelo plástico, por las mismas limitaciones que se mencionaron en la Sección 7.5, solo se verificara el shotcrete estructuralmente, en el techo de la

sala de chancado y en el techo del túnel correa intermedia, para evaluar la estabilidad del shotcrete en el pilar de roca que se forma previo a la excavación de la correa de sacrificio.

8.5.1 Verificación de Pernos y Cables

Cabe destacar que las zonas de daño con * conectan con etapas de construcción posteriores, y la cifra que se indica, corresponde a la zona de daño que produce por si sola.

8.5.1.1 Zona Norte

En la Tabla 8.6 se muestran los espesores de zona de daño, factores de seguridad y probabilidad de falla, de los pernos y cables que se instalarán en la zona norte.

Tabla 8.6: Verificación de Pernos y Cables Zona Norte.

Labor	Espesor Zona de Daño (m)	Factor de Seguridad		Probabilidad de Falla (%)	
		Perno	Cable	Perno	Cable
Túnel Correa Intermedia	1.3*	2.00		6.6	
Acceso Estación de Traspaso	1.3	2.54		8.8	
Acceso Sala de Chancado	1	4.06		0.6	
Galería de Acceso Constructivo	0.7	5.85		8.6	
Estación de Traspaso	1.4	3.35		3.8	
Galería Piloto	1.4	3.64		0.8	
Sala de Chancado	2.4	4.67		0.0	
Piques de Traspaso	0.6		13.02		0.0
Troncos de Pique	1.4		2.38		9.9

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

De acuerdo a estos resultados, no existen problemas en cuanto a que los pernos sean capaces de contener la zona de daño, cumplen los criterios de aceptabilidad propuestos anteriormente, sino en que los pernos tengan suficiente roca no alterada, donde puedan anclarse y cumplir su función. Estos problemas se ven en zonas de la caverna de chancado, además de la zona del pilar de roca que queda, antes del desquinche para conectar la sala con el túnel correa intermedia.

8.5.1.2 Zona Centro

En la Tabla 8.7 se muestran los espesores de zona de daño, factores de seguridad y probabilidad de falla, de los pernos y cables que se instalarán en la zona centro.

Tabla 8.7: Verificación de Pernos y Cables Zona Centro.

Labor	Espesor Zona de Daño (m)	Factor de Seguridad		Probabilidad de Falla (%)	
		Perno	Cable	Perno	Cable
Túnel Correa Intermedia	2*	1.69		9.0	
Acceso Estación de Traspaso	1.5	3.10		9.3	
Acceso Sala de Chancado	1.9	2.64		0.4	
Galería de Acceso Constructivo	1.1	5.12		6.7	
Estación de Traspaso	3	2.69		0.0	
Galería Piloto	1-4	1.80		8.5	
Sala de Chancado	2-5	2.34		0.7	
Piques de Traspaso	0.9		9.18		0.0
Troncos de Pique	1.6		2.01		9.2

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Pese a que igual que en la zona norte se cumplen los criterios de aceptabilidad, el problemas del espesor de la zona de daño es mayor debido a que aparte de la sala de chancado, donde en zonas puntuales llega a los 5 metros y el pilar que queda sobre el túnel correa intermedia, se suma la galería piloto, con zonas puntuales de espesor de 4 metros.

8.5.1.3 Zona Sur

En la Tabla 8.7 se muestras los espesores de zona de daño, factores de seguridad y probabilidad de falla, de los pernos y cables que se instalaran en la zona centro.

Tabla 8.8: Verificación de Pernos y Cables Zona Sur.

Labor	Espesor Zona de Daño (m)	Factor de Seguridad		Probabilidad de Falla (%)	
		Perno	Cable	Perno	Cable
Túnel Correa Intermedia	1.7*	2.22		7.7	
Acceso Estación de Traspaso	1.3	3.66		1.3	
Acceso Sala de Chancado	1.8	3.50		0.0	
Galería de Acceso Constructivo	1	5.65		4.4	
Estación de Traspaso	2.3	4.81		0.3	
Galería Piloto	2	3.04		0.0	
Sala de Chancado	3	4.01		0.0	
Piques de Traspaso	0.5		11.57		0.0
Troncos de Pique	1.3		2.61		5.8

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Los Problemas existentes en la zona sur, son similares a los de la zona norte, puesto que el daño del pilar del túnel correa intermedia conecta con el piso de la sala de chancado, el espesor de la

zona de daño en la sala de chancado coincide con el largo de la sala. Aparte de esto, se cumplen todo los criterios de aceptabilidad.

8.5.2 Verificación Estructural del Shotcrete

Para verificar el espesor del shotcrete, se utilizarán diagramas de fuerzas, donde se ploteará la fuerza normal vs la fuerza de corte y la fuerza normal vs el momento flexionante. Estos diagramas incluyen gráficos donde si lo puntos se encuentran dentro de estos, el factor de seguridad es mayor que el que se muestra.

Se adjuntaran solo los resultados del pilar de roca crítico, el resultado del techo de la sala de chancado se muestra en el ANEXO E.

Cabe destacar que el shotcrete, evaluado en el software phase, con los mismos supuestos tomados para el cálculo del modelo numérico plástico.

Para la evaluación del shotcrete, se considerara un espesor de 10 cm y de calidad H-30 para las salas de chancado del sector norte y sur, y de un espesor de 20 cm y una calidad H-45 para el sector central. Se adjunta en el ANEXO D, las consideraciones para la determinación de los diagramas de fuerza, de acuerdo a Carranza-Torres y Diederichs (21).

Para el shotcrete de calidad H-30, se considera con una resistencia en compresión de 30 MPa a los 28 días, una resistencia a la tracción de 3 MPa y un módulo de deformabilidad $E = 7.000$ MPa, de acuerdo con las recomendaciones de Hoek (2011) (22).

Para el shotcrete de calidad H-45, se considera con una resistencia en compresión de 45 MPa a los 28 días, una resistencia a la tracción de 4 MPa y un módulo de deformabilidad $E = 10.000$ MPa, de acuerdo con las recomendaciones de Hoek (2011) (22).

8.5.2.1 Zona Norte

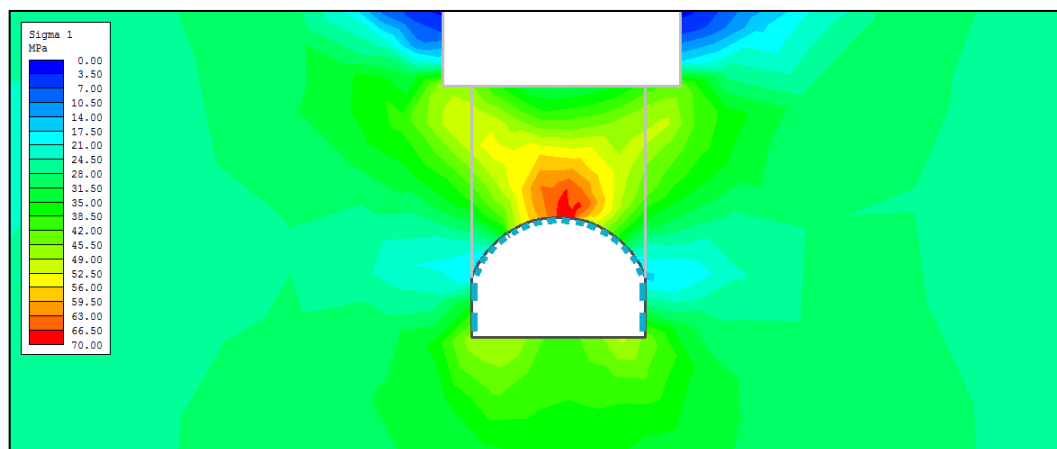


Figura 8.4: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

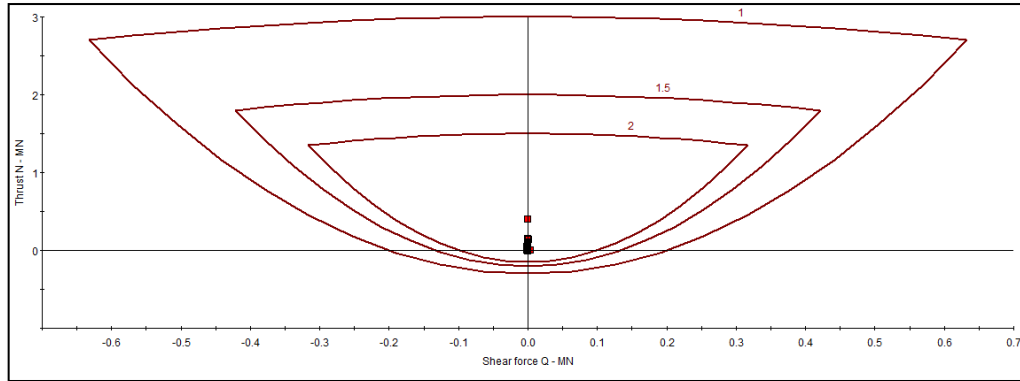


Gráfico 8.3: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

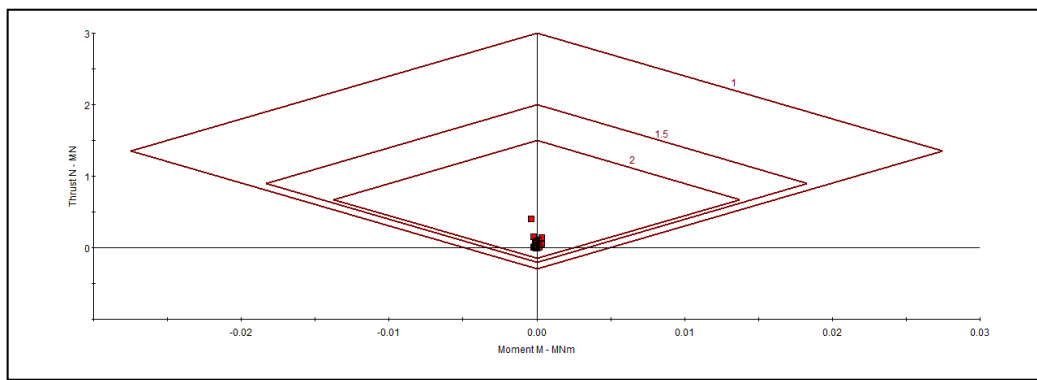


Gráfico 8.4: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Tal como se muestra en las figuras anteriores, el shotcrete no presenta problemas estructurales en el pilar analizado, tampoco en el techo de la caverna.

8.5.2.2 Zona Centro

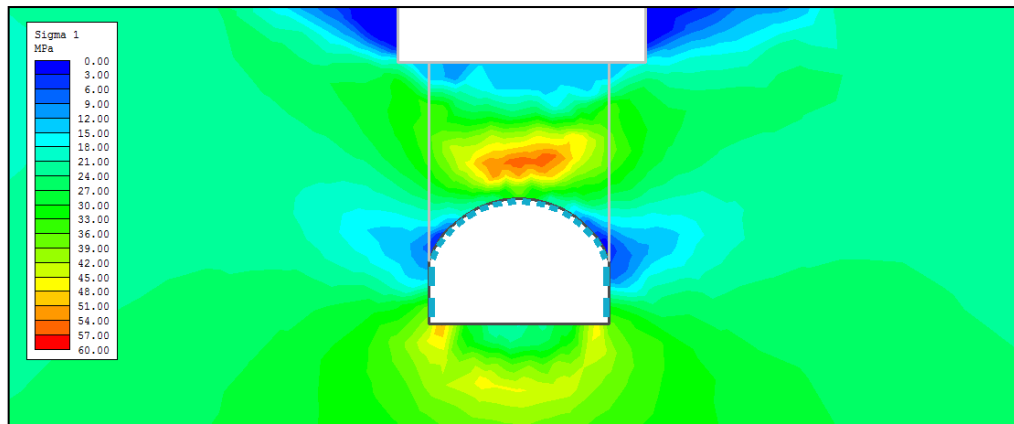


Figura 8.5: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

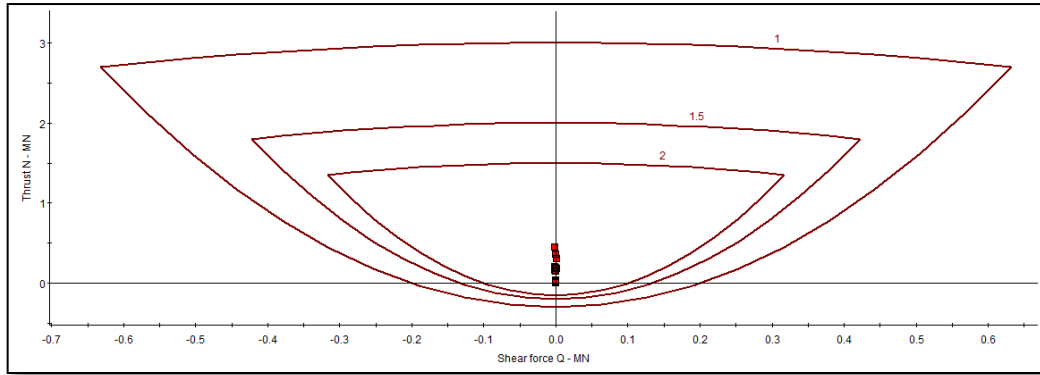


Gráfico 8.5: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

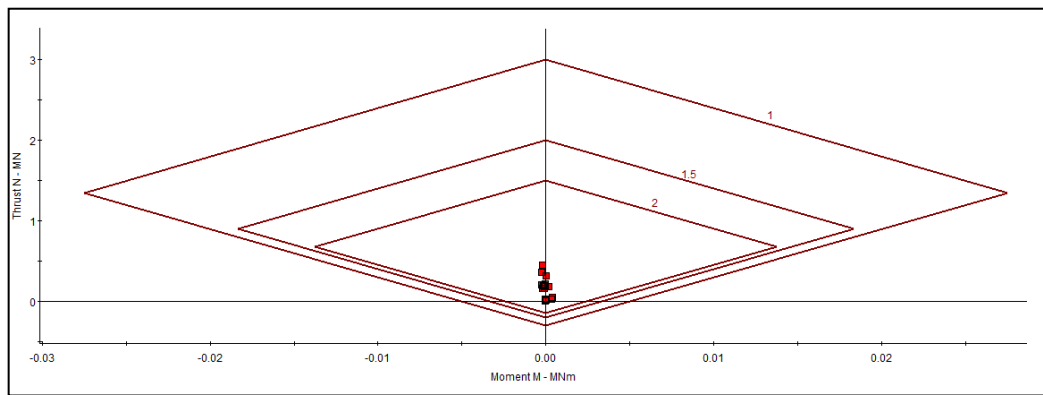


Gráfico 8.6: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

No se presentan problemas con la estabilidad del shotcrete, tanto en el túnel correa intermedia, como con el techo de la sala de chancado.

8.5.2.3 Zona Sur

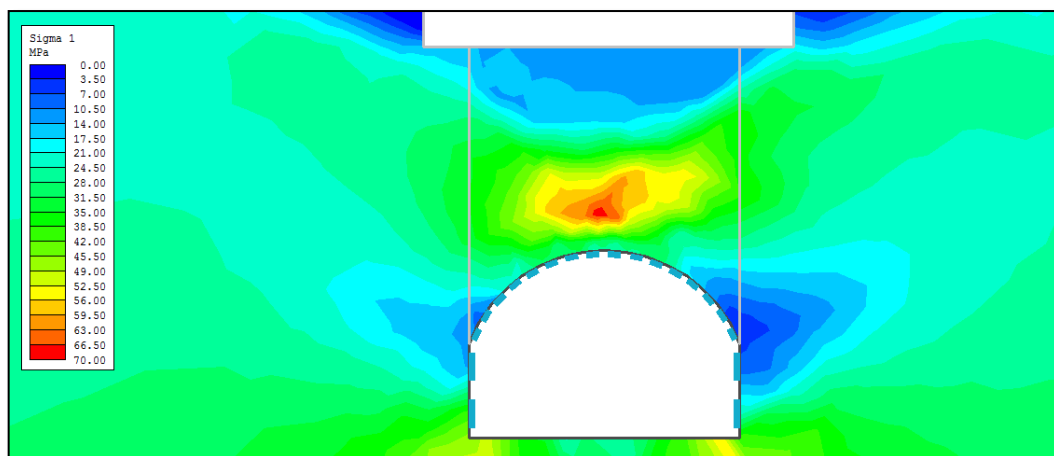


Figura 8.6: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

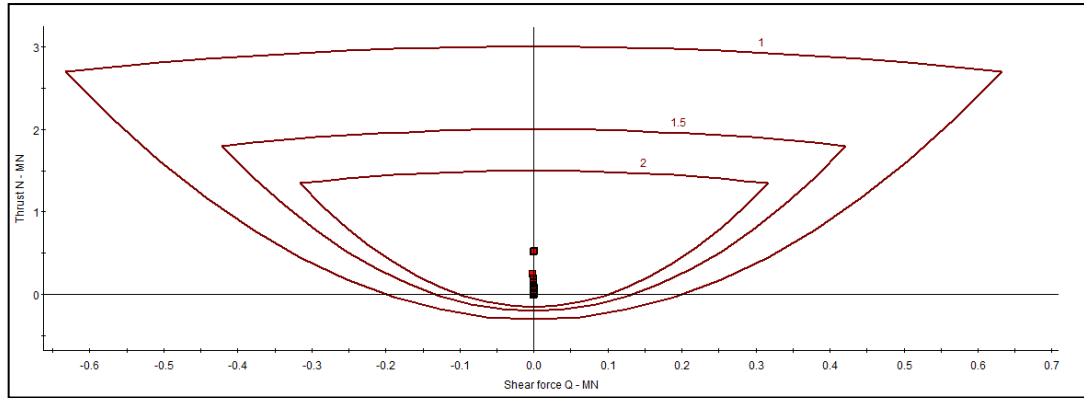


Gráfico 8.7: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

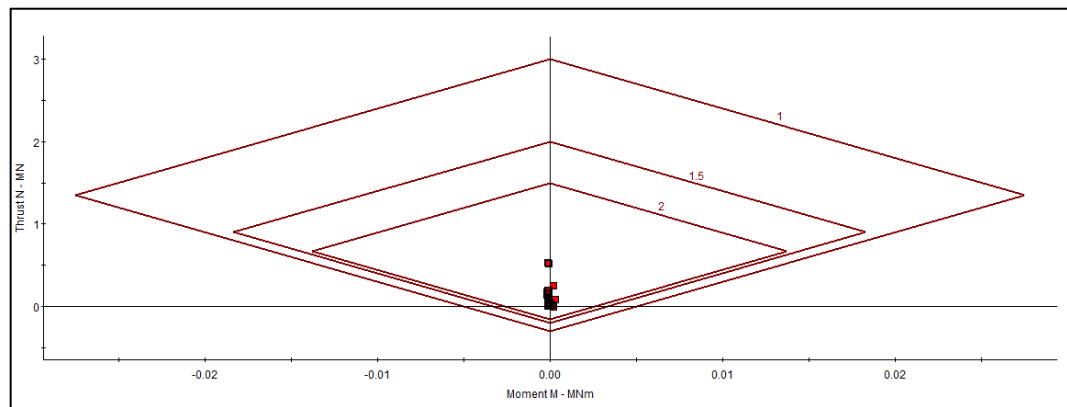


Figura 8.7: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Al igual que en las zonas anteriores, el shotcrete no presenta dificultades estructurales, en ninguno de los sectores analizados.

8.6 CUBICACIÓN ELEMENTOS DE FORTIFICACIÓN

8.6.1 Consideraciones Previas

Es importante mencionar las consideraciones realizadas para generar esta cubicación, con el objetivo de facilitar su comprensión y adecuada aplicación.

Como se ha dicho anteriormente, Primero se realiza una cuantificación para los tipos de calidad geotécnica de la roca en donde se emplazarán las Salas de Chancado, siendo estas: Roca “Buena” y Roca “Regular” para luego ser dividida en términos de labores de acceso y traspaso de mineral, además de Sala de Chancado según sus etapas constructivas.

Para los diversos accesos a la Sala de Chancado se cuantificará el soporte de los primeros 10 m cercanos a la Sala, Esto debido a que labores más allá entran en otro alcance.

Para cuantificar la malla Tipo MFI-3500, se ha considerado el traslape de 40 cm, considerando un paño de malla de ancho 2,0 m, arrojando un porcentaje de traslape de 12%. Además, se consideró un 8% adicional de malla producto de la sobreexcavación.

Para el cálculo de los metros cúbicos totales de shotcrete, se ha considerado un porcentaje de 15% de rebote, que se generaría al momento de proyectarlo en las paredes y techo de la labor. Además, de considerar un factor de 8% producto de la sobre-excavación con respecto al perfil de diseño.

Es importante mencionar que para la cubicación de la Sala de Chancado se ha considerado la fortificación usada para la etapa de construcción de esta, es decir, existen paredes que se debieron fortificar a objeto de velar por la estabilidad y/o seguridad del personal, y que posteriormente, se debieron excavar en las siguientes etapas constructivas.

Adicionalmente, para los elementos de soporte tales como: pernos, cables, planchuelas y tuercas, se considera un factor de un 10% adicional para efectos de pérdida de elementos, pernos-cables demasiado cortos en los cuales no es posible adicionar la planchuela y tuerca, o bien, pernos-cables demasiado largos que sobrepasen los 10 cm recomendados sobre la roca, quedando una dimensión del perno-cable por debajo lo recomendado.

Se deberán considerar los siguientes elementos de soporte y accesorios necesarios, siendo estos los siguientes:

- Pernos Helicoidales
 - o Largo 2,5 m y 3,0 m, para los cuales se considera 2,4 m y 2,9 m del perno anclados en roca respectivamente.
 - o Diámetro de los pernos en $\Phi=22$ mm y $\Phi=25$ mm.
 - o Calidad del acero A630-420H, según NCh 204 Of2006.
 - o Como elementos accesorios deberá considerar
 - Planchuelas cuadradas de dimensión 200x200x6 mm.
 - Tuerca de fierro fundido.
- Cables Minicaged
 - o Largo 3,0 m, 8,0 m y 10,0 m, para los cuales se considera 2,9 m, 7,9 m y 9,9 m respectivamente anclados en roca.
 - o Diámetro del cable 15,2 mm.
 - o Calidad del acero A416-270, según Norma ASTM A416-80.
 - o Como elementos accesorios deberá considerar
 - Planchuelas cuadradas de dimensión 250x250x12 mm.
 - Sistema Barril Cuña.
- Malla Cuadrada

Malla galvanizada tipo MFI 3500-100 o de características similares, abertura 100 x 100 mm, alambre diámetro 4,13 mm y resistencia a la carga piramidal 3.800 Kg/m².

- Shotcrete

Hormigón proyectado del tipo H-30 y en un espesor variable dependiendo de la labor y el tipo de calidad del macizo rocoso.

Hormigón del tipo H-45 u hormigón de alta resistencia a la abrasividad, en un espesor de 20 cm (asociado a los Troncos Pique y a Sala de Chancado roca regular sector Central).

8.6.2 Cubicaciones Por Unidad Básica

A continuación se presentará los elementos de soporte, definiéndose para pernos helicoidales y cables en términos de unidades por metro lineal (un/ml), para malla en términos de metro cuadrado por metro lineal (m²/ml) y para el hormigón proyectado en términos de metro cúbico por metro lineal (m³/ml) según las labores de acceso y/o Sala de Chancado. Estos han sido determinados de acuerdo a los estándares de fortificación (Tabla 8.1 y Tabla 8.2) considerando que el largo de la parada para roca regular es de 1 metro y para roca buena es de 0.83 metros.

8.6.2.1 Accesos a Sala de Chancado y Sistemas de Traspaso (Roca Regular).

Tabla 8.9: Elementos de Soporte (pernos) por metro lineal para roca Regular.

Nivel	Referencia	Sección			Pernos 2,5m Φ=25mm	Pernos 3,0m Φ=25mm	Unidad	Pernos 2,5 m Φ=25 mm	Pernos 3,0 m Φ=25 mm	Unidad
		m	x	m						
Traspaso	Acceso Estación de Traspaso	4,0	x	3,8	9,00		un/parada	9,00		un/ml
	Estación de Traspaso	4,6	x	6,9	17,00		un/parada	17,00		un/ml
	Galería Acceso Constructivo	4,0	x	4,0	11,00		un/parada	11,00		un/ml
	Pique de Traspaso	3,5			-		un/parada			un/ml
	Tronco Pique	4,5			-		un/parada			un/ml
Chancado	Acceso Principal Sala de Chancado	5,5	x	5,0	13,00		un/parada	13,00		un/ml
	Sala de Chancado	13,6	x	27,4		2.730,00	unidades/sala			un/ml
Transporte Intermedio	Túnel Correa Intermedia	6,5	x	4,5		13,00	un/parada		13,00	un/ml

Fuente: CODELCO, 2012.

Tabla 8.10: Elementos de Soporte (Malla y Shotcrete) por metro lineal para Roca Regular.

Nivel	Referencia	Cantidad Malla	Unidad	Espesor Shotcrete (m)	Cantidad Shotcrete H-30	Unidad	Cantidad Hormigón H-45	Unidad
Traspaso	Acceso Estación de Traspaso	8,32	m ² /ml	0,10	0,83	m ³ /ml		m ³ /ml
	Estación de Traspaso	16,40	m ² /ml	0,10	1,64	m ³ /ml		m ³ /ml
	Galería Acceso Constructivo	10,32	m ² /ml	0,10	1,03	m ³ /ml		m ³ /ml
	Pique de Traspaso	-	m ² /ml		-	m ³ /ml		m ³ /ml
	Tronco Pique	14,30	m ² /ml			m ³ /ml	2,86	m ³ /ml
Chancado	Acceso Principal Sala de Chancado	12,32	m ² /ml	0,10	1,23	m ³ /ml		m ³ /ml
	Sala de Chancado	2.074,00	m ² /sala		207,40	m ³ /sala	414,80	m ³ /sala
Transporte Intermedio	Túnel Correa Intermedia	12,32	m ² /ml	0,10	1,23	m ³ /ml	-	m ³ /ml

Fuente: CODELCO, 2012.

Tabla 8.11: Elementos de Soporte (Cables) por metro lineal para roca Regular.

Nivel	Referencia	Cables 3,0 m	Unidad	Cables 8,0 m	Unidad	Cables 10,0 m	Unidad
Traspaso	Acceso Estación de Traspaso		un/parada		un/parada		un/parada
	Estación de Traspaso		un/parada		un/parada		un/parada
	Galería Acceso Constructivo		un/parada		un/parada		un/parada
	Pique de Traspaso	8,00	un/parada		un/parada		un/parada
	Tronco Pique	10,00	un/parada		un/parada		un/parada
Chancado	Acceso Principal Sala de Chancado		un/parada		un/parada		un/parada
	Sala de Chancado			489,00	unidades/sala	146,00	unidades/sala
Transporte Intermedio	Túnel Correa Intermedia		un/parada		un/parada		un/parada

Fuente: CODELCO, 2012.

8.6.2.2 Accesos a Sala de Chancado y Sistemas de Traspaso (Roca Buena)

Tabla 8.12: Elementos de Soporte (Pernos) por Metro Lineal para Roca Buena.

Nivel	Referencia	Sección			Pernos 2,5 m Φ=22 mm	Pernos 3,0 m Φ=22 mm	Unidad	Pernos 2,5 m Φ=22 mm	Pernos 3,0 m Φ=22 mm	Unidad
		m	x	m						
Traspaso	Acceso Estación de Traspaso	4,0	x	3,8	7,00		un/parada	5,83		un/ml
	Estación de Traspaso	4,6	x	6,9	13,00		un/parada	10,83		un/ml
	Galería Acceso Constructivo	4,0	x	4,0	7,00		un/parada	5,83		un/ml
	Pique de Traspaso	3,5					un/parada			un/ml
	Tronco Pique	4,5					un/parada			un/ml
Chancado	Acceso Principal Sala de Chancado	5,5	x	5,0	9,00		un/parada	7,50		un/ml
	Sala de Chancado	13,6	x	27,4		2.131,00	unidades/sala			
Transporte Intermedio	Túnel Correa Intermedia	6,5	x	4,5		9,00	un/parada		7,50	un/ml

Fuente: CODELCO, 2012.

Tabla 8.13: Elementos de Soporte (Malla y Shotcrete) por Metro Lineal para Roca Buena.

Nivel	Referencia	Cantidad Malla	Unidad	Espesor Shotcrete (m)	Cantidad Shotcrete H-30	Unidad	Cantidad Hormigón H-45	Unidad
Traspaso	Acceso Estación de Traspaso	7,60	m ² /ml	0,075	0,57	m ³ /ml		m ³ /ml
	Estación de Traspaso	14,40	m ² /ml	0,075	1,08	m ³ /ml		m ³ /ml
	Galería Acceso Constructivo	7,60	m ² /ml	0,075	0,57	m ³ /ml		m ³ /ml
	Pique de Traspaso		m ² /ml			m ³ /ml		m ³ /ml
	Tronco Pique	14,30	m ² /ml		0,200	m ³ /ml	2,86	m ³ /ml
Chancado	Acceso Principal Sala de Chancado	10,00	m ² /ml	0,075	0,75	m ³ /ml		m ³ /ml
	Sala de Chancado	2.074,00	m ² /sala		207,40	m ³ /sala		m ³ /sala
Transporte Intermedio	Túnel Correa Intermedia	10,00	m ² /ml	0,075	0,75	m ³ /ml		m ³ /ml

Fuente: CODELCO, 2012.

Tabla 8.14: Elementos de Soporte (Cables) por Metro Lineal para Roca Buena.

Nivel	Referencia	Cables 3,0 m	Unidad	Cables 8,0 m	Unidad	Cables 10,0 m	Unidad
Traspaso	Acceso Estación de Traspaso		un/parada		un/parada		un/parada
	Estación de Traspaso		un/parada		un/parada		un/parada
	Galería Acceso Constructivo		un/parada		un/parada		un/parada
	Pique de Traspaso	8,00	un/parada		un/parada		un/parada
	Tronco Pique	10,00	un/parada		un/parada		un/parada
Chancado	Acceso Principal Sala de Chancado		un/parada		un/parada		un/parada
	Sala de Chancado		unidades/sala	411,00	unidades/sala	82,00	unidades/sala
Transporte Intermedio	Túnel Correa Intermedia		un/parada		un/parada		un/parada

Fuente: CODELCO, 2012.

8.6.3 Cubicación Total de Elementos de Fortificación

De acuerdo a los parámetros entregados y a la zona definida en el análisis, se cuantificaron los requerimientos totales de elementos de fortificación, esto considerando que se construirán en total 17 salas de chancado en roca buena y 22 salas de chancado en roca regular.

Los requerimientos totales se muestran en la Tabla 8.15.

Tabla 8.15: Requerimiento Total de Elementos de Fortificación.

Elemento de Fortificación	Cubicación	Unidad
Perno L=2.5 y D=22mm (Roca Buena)	11360	Unidades
Perno L=2.5 y D=25mm (Roca Regular)	23740	Unidades
Perno L=3.0 y D=22mm (Roca Buena)	44913	Unidades
Perno L=3.0 y D=25mm (Roca Regular)	77423	Unidades
Planchuelas Cuadradas de 200x200x6 mm	157436	Unidades
Tuercas de Fierro Fundido	157436	Unidades
Cable Minicaged L=3.0m y D=5/8"	17345	Unidades
Cable Minicaged L=8.0m y D=5/8"	19520	Unidades
Cable Minicaged L=10.0m y D=5/8"	5067	Unidades
Planchuelas Cuadradas de 250x250x12 mm	33694	Unidades
Barril Cuña	33694	Unidades
Malla 100x100, 4.13 mm. de diámetro	171420	m2
Shotcrete H-30 c/fibra	13497	m3
Hormigón H-45	6854	m3

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

En el ANEXO G se muestran los requerimientos de fortificación por sala.

8.5 EVALUACIÓN ECONÓMICA FORTIFICACIÓN

De acuerdo a lo informado por la Vicepresidencia de Proyecto de CODELCO, cualquier parámetro económico informado para la realización de este estudio es confidencial, por lo que se entregara como resultado el costo de construir, fortificar y el costo total por caverna de chancado, para roca regular y para roca buena, aplicando los criterios de sensibilidad recomendados por la empresa.

Para las salas de chancado en roca regular construidas en los macrobloques centrales (del N2 al S3), se estima un uso mayor de hormigón de alta resistencia, lo que impacta en el costo por sala.

Tabla 8.16: Costo Total por Sala de Chancado Construida y Fortificada.

Ítem	Buena	Regular	Regular Centro
Construcción (MUS\$)	1.06 - 1.10	1.08 - 1.13	1.08 - 1.13
Fortificación (MUS\$)	0.84 - 0.88	1.12 - 1.16	1.58 - 1.64
Total (MUS\$)	1.90 - 1.98	2.20 - 2.29	2.66 - 2.77

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

CAPITULO 9. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA PARA CAVERNAS

Una vez evaluados los requerimientos de fortificación, un diseño de ingeniería se incluye, de acuerdo a Hoek (2007) (17), el uso de instrumentación. El sistema de instrumentación para el monitoreo de una caverna debe considerarse parte esencial e imprescindible del proyecto de la caverna; ya que es la única forma de poder verificar si el comportamiento real se aproxima a las suposiciones en que se basó el diseño preliminar y si no es así, poder tomar en forma oportuna las medidas necesarias para minimizar cualquier riesgo geotécnico gracias a la información proporcionada por la instrumentación instalada.

En el criterio de diseño de un sistema de monitoreo también debe considerarse los modos de falla anticipados, o a nivel conceptual. Cuál es el mecanismo esperado de fallamiento, y donde se espera ocurra y para ello, es clave un buen reconocimiento del entorno de la obra, su vecindad inmediata, esto nos permitirá determinar qué debemos medir, donde y cuando.

9.1 TÉCNICAS DE INSTRUMENTACIÓN PARA EL MONITOREO GEOTÉCNICO

Existen diversas técnicas para la obtención del campo de esfuerzos tanto en sectores alejados de la actividad minera como en zonas con concentración de esfuerzos inducidos por minería. Conocer el campo de esfuerzos es vital para el proceso de diseño de una excavación, además de entregar información sobre el comportamiento del macizo rocoso afectado por actividades mineras. Las técnicas disponibles actualmente son:

- Técnica Overcoring (Sobreperforación).
- Técnica Fracturamiento Hidráulico.
- Técnica de Emisión Acústica.

9.1.1 Técnica de Overcoring

La técnica de Overcoring tiene por objetivo la determinación del esfuerzo “in situ” de la roca a partir de un sondaje. El tensor de esfuerzos tridimensional se determina de manera indirecta de las deformaciones que experimenta la roca una vez que ésta es sobreperforada. Actualmente, es posible dividir en dos grupos los instrumentos asociados a esta técnica, siendo el primero para la medición de esfuerzos en pozos de poca profundidad y el segundo para pozos de grandes profundidades (600 a 1.000 m). Dentro de estos grupos se encuentran los siguientes instrumentos:

- Celdas para pozos de baja profundidad: USBM, CSIRO Doorstopper, Stressmeter, CSIRO Hollow Inclusion.

- Celdas para pozos de gran profundidad: The Borre Probe y Compact Conical-Ended Borehole Overcoring (CCBO), no siendo recomendados debido a que es proceso lento e intrusivo, donde se requiere el cierre de un túnel por largos períodos de tiempo, además, no aplican a este estudio.

9.1.1.1 USBM Overcoring (United State Bureau of Mines)

Para esta metodología se utiliza una celda con tres pares de puntos de contacto, en la cual el más externo termina en la pared del pozo y el más interno finaliza en la misma posición del azimut de los sensores, cada uno de los cuales es sujetado al cuerpo de los medidores. Las resistencias eléctricas del medidor de las deformaciones son unidas a ambas caras del sensor y los medidores de deformaciones sobre los sensores opuestos son atados dentro de una configuración de “puente wheatstone”. El desarrollo de esta metodología contempla lo siguiente:

- Realizar una perforación hasta aproximadamente 2,5 veces el diámetro de la galería.
- Luego se debe ejecutar una perforación concéntrica de menor diámetro y se inserta la celda para medir los desplazamientos.
- La roca alrededor del medidor de deformaciones es sobreperforada y luego el testigo es cortado y extraído, para posteriormente ser ensayado en una cámara de confinamiento biaxial, determinando su módulo de elasticidad. Las mediciones obtenidas durante el proceso de sobreperforado, en conjunto con los módulos de deformabilidad de la roca (módulo de elasticidad E y razón de Poisson ν), proporcionan los datos necesarios para determinar el campo de esfuerzos “in situ”.

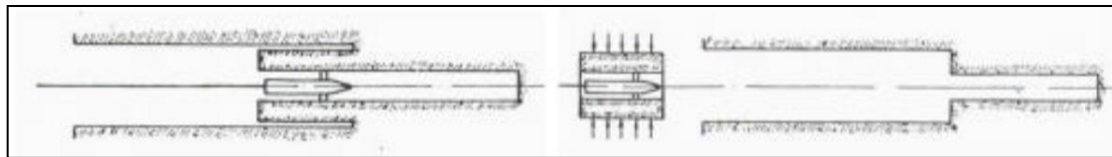


Figura 9.1: Metodología del Overcoring USBM.

Fuente: Madrid, 2005 (23).

9.1.1.2 Stessmeter (uniaxial)

La principal función del stressmeter es la indicación de la estabilidad, entregando información de la roca alrededor de la excavación que está sometida a cambios de esfuerzos, información que contiene solo magnitudes, pero no orientaciones. Es por lo anterior, que esta metodología se utiliza solo para conocer de manera rápida la magnitud absoluta de los esfuerzos y su capacidad de variación.

9.1.1.3 CSIRO Hollow Inclusion

Esta metodología consiste en instalar una celda triaxial medidora de deformaciones dentro del macizo rocoso, para posteriormente realizarle una sobreperforación a la roca que la contiene. Esta técnica, debido a las características del dispositivo de medidor de esfuerzos, tiene como ventaja que requiere sólo una perforación para determinar los esfuerzos “in situ” del sector.

El medidor de esfuerzos contiene una celda CSIRO Hollow Inclusion, la cual en su superficie lleva adosada tres rosetas de 3 ó 4 Strain Gauges, la que debe ser instalada fuera del área de influencia de la galería y medida en el proceso de overcoring (sobreperforado). Las deformaciones obtenidas junto con la geometría del sondaje y las propiedades de la roca (Módulo de Young y Razón de Poisson), permiten la determinación del esfuerzo absoluto en el sitio de ejecución.

Existen dos tipos de celdas para esta técnica, las cuales se detallan a continuación:

- Celda Hollow Inclusion de 9 Strain Gauges: esta celda es la más adecuada para la obtención de esfuerzos absolutos y medición de variación de esfuerzos en un macizo rocoso isótropo.
- Celda Hollow Inclusion de 12 Strain Gauges: esta celda resulta más adecuada para conocer los esfuerzos y cambios en ellos para un macizo rocoso anisótropo.

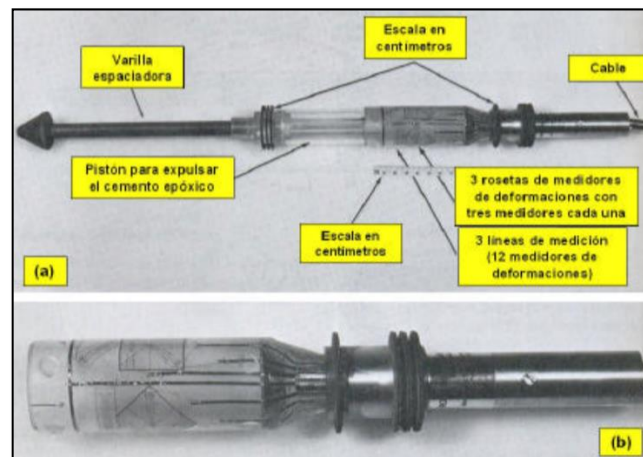


Figura 9.2: Celda Hollow Inclusion.
Fuente: Madrid, 2005 (23).

9.1.1.4 Técnica Fracturamiento Hidráulico

Consiste en la presurización de un tramo de una perforación de sondaje, aislada mediante packers con el fin de determinar las magnitudes y direcciones de los esfuerzos respecto de la dirección del sondaje. Esta técnica considera que la presión de fluido requerida para generar, propagar, sostener y reabrir fracturas se encuentra relacionada con el campo de esfuerzos existente, asumiendo que la dirección de uno de los esfuerzos principales es perpendicular al sondaje.

Mediante esta metodología es posible alcanzar grandes profundidades, por lo que puede ser utilizado para obtener esfuerzos "in situ" previo a una excavación subterránea.

Dentro de las ventajas de este método se encuentra la facilidad de aplicación de esta técnica y que permite obtener una gran cantidad de ensayos en un corto lapso de tiempo, con un menor costo respecto a las técnicas de overcoring.

Como desventaja principal, es posible indicar que determina sólo el campo de esfuerzos en un plano bidimensional y perpendicular a la perforación del sondaje, y es por esto que se debe asumir como conocida la dirección de uno de los esfuerzos principales para orientar el sondaje en dicha dirección y así obtener los esfuerzos perpendiculares a la perforación.

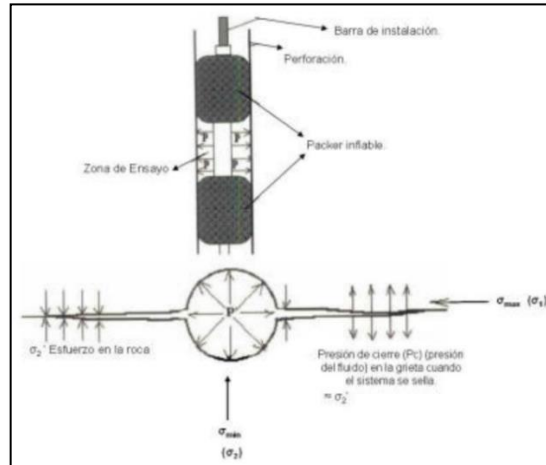


Figura 9.3: Fracturamiento Hidráulico
Fuente: Madrid, 2005 (23).

9.1.1.5 Técnica de Emisión Acústica

Esta metodología consiste en determinar el tensor de esfuerzos a partir de testigos de roca provenientes de sondajes en profundidad. La técnica se basa en el efecto Kaiser para determinar el esfuerzo normal máximo en seis direcciones independientes, obteniéndose el tensor a partir de estas mediciones. Las desventajas de esta técnica radican en que no es posible monitorear esfuerzos a lo largo del tiempo y que además necesita que los testigos de los sondajes obtenidos anteriormente deben encontrarse en buenas condiciones. De lo contrario se necesitarían nuevas perforaciones, resultando en un aumento del costo de la medición.

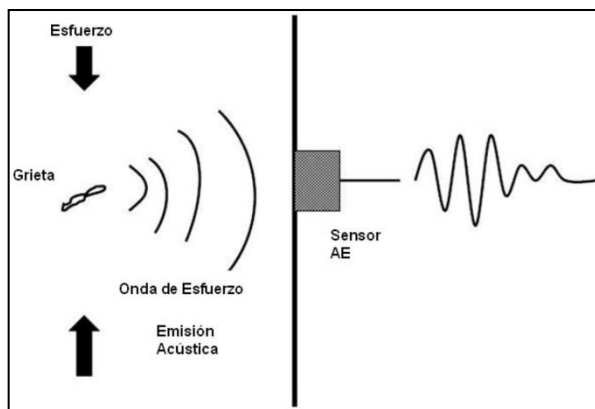


Figura 9.4: Fuente de Generación de la Emisión Acústica.
Fuente: Madrid, 2005 (23).

9.1.2 Instrumentación de Monitoreo de Convergencia en Túneles

La convergencia en excavaciones corresponde al movimiento relativo entre dos puntos de los bordes, donde dicho fenómeno nace a raíz del desequilibrio de la condición de esfuerzos existentes al ejecutar la excavación, generando deformaciones en el macizo rocoso que la contiene. Algunas técnicas para el monitoreo de convergencia en túneles se presentan a continuación:

9.1.2.1 Extensómetro de Huincha

Esta metodología se basa en la colocación de puntos fijos de referencia en el contorno de la labor, los cuales son medidos con algún grado de frecuencia para detectar el movimiento relativo entre ellos. Con los registros de las mediciones es posible estimar la tasa de deformación de la excavación monitoreada. Los puntos de referencia consisten en argollas ubicadas en tres o cinco puntos, lo que va a depender del tamaño de la sección de la labor. La mayor ventaja de esta técnica es la confiabilidad de sus registros, minimizando las lecturas erróneas y fallas en los instrumentos de medición o recolección de datos, esto debido a que es realizada de manera manual y simple.

En la lectura manual es también donde radica su desventaja, especialmente para labores que sean de gran tamaño, ya que se necesita de equipos de levante para llegar al techo, generando además interferencias con los trabajos propios en la excavación monitoreada.

9.1.2.2 Prismas de Convergencia

Este sistema se basa en monitoreo mediante medidas topográficas, calculando deformación a través de monitoreo trigonométrico. Este monitoreo consiste en un anillo de prismas ópticos ubicado en el contorno de la excavación, los cuales sirven como puntos de referencia para la medición de distancias relativas entre éstos y un taquímetro topográfico. La ventaja de este método radica en la precisión que es posible de obtener con los instrumentos adecuados. La desventaja que puede presentar este sistema se relaciona con la contaminación de la excavación a monitorear, ya que la presencia de polvo podría arrojar lecturas erróneas en un equipo óptico láser.

9.1.3 Instrumentos de Monitoreo de Desplazamientos de Macizo Rocosos Circundante

En general, la actividad minera modifica el campo de esfuerzos del sector donde se desarrolla, generando movimientos y/o deformaciones al interior del macizo rocoso, que son imperceptibles a una inspección visual. Es por esto que se debe instalar instrumentos que sean capaces de registrar estas deformaciones en túneles o excavaciones de gran sección o en sectores que presenten una mayor susceptibilidad a deformaciones dependiendo de las condiciones y propiedades del macizo rocoso.

El principal instrumento para monitorear estos desplazamientos son los extensómetros, donde los más utilizados son:

- Extensómetro de Posición Múltiple (MPBX).
- Extensómetro de Resistencia Eléctrica (RWE).

9.1.3.1 Extensómetros de Posición Múltiple (MPBX)

Este tipo de instrumentos mide los desplazamientos entre puntos de referencia en el eje de la perforación, llamados anclajes. El movimiento relativo entre algún punto de referencia y el cabezal del extensómetro es posible de interpretar como la activación de alguna estructura geológica presente en el macizo rocoso alrededor de la excavación. Tal como lo indica su nombre, los extensómetros de posición múltiple permiten la instalación de más de un anclaje a lo largo de la perforación, ubicando distintos puntos de referencia a distintas profundidades. Entre las principales desventajas de estos instrumentos es posible indicar el requerimiento de una perforación exclusiva para la instalación de los mismos y de las protecciones necesarias para resguardar todo el sistema de las tronaduras secundarias y de los equipos que transiten por la excavación instrumentada.

9.1.3.2 Extensómetros de Resistencia Eléctrica (RWE)

Este instrumento consiste en un cable con una resistencia eléctrica de 120 ohms, el que se encuentra en el interior de un tubo de PVC de 1 a 4 m de largo. Comúnmente, este tipo de instrumento se utiliza para deformaciones por extensión, ya que debido a su longitud sólo mide deformaciones por alargamiento y acortamiento del alambre en forma axial al instrumento. Para monitorear a distintas profundidades, se pueden insertar en una misma perforación distintos extensómetros uno tras otro. Como ventaja de estos instrumentos es posible mencionar la alta sensibilidad en altos rangos de medición y confiabilidades de hasta 0.5% para deformaciones de compresión y 18 a 20% para deformaciones de extensión. La desventaja radica en que mide esencialmente deformaciones en la dirección del eje de la perforación.

9.1.4 Instrumentos de Medición de Cargas sobre Sistemas de Soporte

9.1.4.1 Celdas de Carga Uniaxiales

La principal función de este tipo de instrumento es medir las cargas de tracción o compresión en los pernos de anclaje y cables de acero que forman parte de la fortificación de labores subterráneas. Los elementos de fortificación ya mencionados son instalados en la roca a una determinada tensión y a medida que progresa la explotación minera, los esfuerzos se redistribuyen, sometidos a diferentes cargas, tanto en compresión como en relajación. Estas diferencias de carga son registradas por las celdas, permitiendo establecer si la fortificación utilizada es la adecuada.

9.1.4.2 Celdas de Carga en Hormigón

Estas celdas deben ser embebidas en el concreto y son diseñadas para registrar la presión que se ejerce sobre ellas y por lo tanto, sobre el sistema de soporte en el cual se encuentran emplazadas. La carga es producto del campo de esfuerzos en constante cambio debido a la explotación y desarrollos del sector. Este sistema consiste en dos planchas de acero inoxidable soldadas entre sí alrededor de su circunferencia. Éstas se encuentran separadas por una delgada película de mercurio, la cual se encuentra en contacto, mediante un tubo, con un medidor de presión de cuerda vibrante, el cual consta básicamente de una cuerda vibrante tensionada entre un diafragma y el cuerpo del medidor, una bobina electromagnética próxima a la cuerda que la hace vibrar y convierte la vibración en corriente eléctrica de salida, cuya frecuencia es idéntica a la frecuencia de resonancia natural de la cuerda.

9.2 CRITERIOS DE DISEÑO DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA

Los criterios de diseño en la planificación y la operación de un programa de instrumentación geotécnica es una tarea que requiere un alto grado de conocimiento del comportamiento del macizo rocoso en donde se construirá la obra. Para ello se deben considerar los siguientes aspectos:

- Predicción del Comportamiento del Macizo Rocosos.
- Planificación del Lay-out de la Instrumentación.
- Instalación de estos instrumentos y lectura.
- Análisis e interpretación de los datos obtenidos.

Dado el nivel de ingeniería que posee el proyecto, los criterios de diseño se basaran en que se posee un adecuado conocimiento del macizo rocoso. De acuerdo a esto, se pueden identificar al menos las siguientes situaciones en el macizo rocoso:

- Zona homogénea una sola unidad geotécnica de bajo/alto módulo de deformabilidad
- Zona estructuralmente activa, roca competente alto módulo de deformabilidad
- Zona no homogénea, particularidades a considerar

Cada una de las situaciones anteriores puede hacer variar un plan de instrumentación original si es que no se conoce adecuadamente y en forma temprana las unidades y comportamiento geotécnico esperado para el entorno a la obra subterránea a instrumentar.

Estos instrumentos, además de cumplir con el objetivo para los cuales fueron diseñados, deberán poseer características que optimicen el proceso de instalación, registro y confiabilidad de los datos, dentro de las cuales se encuentran las siguientes:

- **Facilidad de instalación:** se requieren equipos de fácil traslado y manipulación, a objeto de prescindir de complejos procedimientos de trabajo y/o equipos de grandes dimensiones o de especificaciones complejas.
- **Independencia energética:** se requieren instrumentos que, dentro de lo posible, sean autónomos en cuanto a su fuente de energía.
- **Compatibilidad entre sensibilidad y rango de registros:** se requiere que los instrumentos a instalar, compatibilicen la sensibilidad de la medición con el rango de medición, de acuerdo a las variaciones del macizo rocoso a instrumentar. De esta forma, se denomina sensibilidad a la capacidad del instrumento para captar variaciones del estado carga-deformación de la roca y rango al valor mínimo y máximo que el instrumento es capaz de medir.
- **Exactitud y precisión:** se requieren instrumentos exactos y precisos, entendiéndose por exacto que el valor real esté cerca del promedio de los valores medidos y por preciso que la dispersión de los datos sea mínima.
- **Facilidad de calibración:** una vez rematada la instalación de los instrumentos, deben realizarse pruebas de calibración para asegurar su correcto funcionamiento.
- **Requisitos de mantenibilidad:** al igual que se debe tener un plan de instalación de esta instrumentación, se debe realizar plan de mantención de ésta, con el fin de resguardar el continuo registro de información, por lo que los instrumentos deben ser fáciles de reparar y mantener.

9.3 PLAN DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICAS PARA LAS SALAS DE CHANCADO

Para este subnivel se considera como excavación o sector crítico a monitorear, las salas de chancado, para las cuales se genera una instrumentación estándar y adecuada, acorde a lo observado en excavaciones similares.

9.3.1 Monitoreo de Desplazamientos de Macizo Rcoso

Las máximas deformaciones esperadas corresponde a valores de 30 mm, por lo tanto, como medida para incluir la incerteza en el comportamiento del techo y cajas de las cavernas frente a condiciones estructurales y de macizo rocoso, se considerara utilizar extensómetros con un rango de medición de 100 mm, lo que permitirá tener una mayor vida útil de estos instrumentos.

Los extensómetros tendrán una longitud de 20 metros con cuatro posiciones de anclaje ubicados a 5, 10, 15 y 20 m. La longitud de los extensómetros está definida de acuerdo a las zonas de daño, pese a que se puede instalar extensómetros de menor longitud, se sugiere utilizar de 20 metros para obtener una visión más amplia de las deformaciones que sufre la caverna. Las posiciones de anclaje entregarán las deformaciones de techos y cajas dadas las posibles cuñas que puedan generarse. La primeras dos posiciones de anclaje evaluarán la condición del soporte,

mientras que las dos últimas posiciones evalúan la condición del comportamiento de las estructuras formadoras de cuñas.

En cada Sala de Chancado se instalarán ocho extensómetros de 20 m de longitud, los cuales deben quedar operativos una vez instalados para tomar su lectura “0” (base). A continuación, la Figura 9.5 muestra la disposición de los extensómetros al interior de la Sala de Chancado.

Básicamente, la información de interés para el monitoreo de una caverna se centra en los desplazamientos de grandes bloques de roca que se encuentren delimitados por la conjugación de distintas estructuras geológicas en el contorno de la excavación. Es por lo anterior que se recomienda la instalación de extensómetros MPBX, debido a su masiva utilización y confiabilidad de datos en monitoreos en cavernas de similares características.

La ubicación de cada instrumento va en búsqueda de controlar el comportamiento del macizo, tanto las paredes de la excavación como el techo de la misma, cubriendo tramos de gran área que pudiesen presentar inestabilidades que pongan en riesgo la estabilidad de la caverna en su totalidad.

La instalación de los extensómetros, se debe realizar a medida que se construye la caverna, tomando las precauciones necesarias para no dañar dicha instrumentación con el desarrollo de las etapas sucesivas de construcción.

Se presenta a continuación un esquema de la extensometría propuesta.

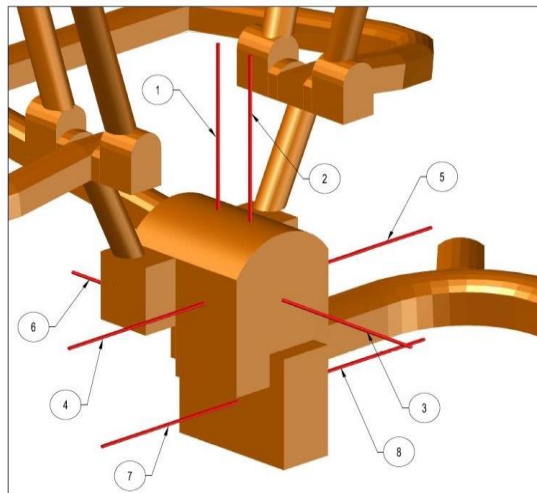


Figura 9.5: Disposición de Extensómetros en Salas de Chancado
Fuente: CODELCO, 2016.

Estos extensómetros se conectarán a una caja denominada “Datalogger”, correspondiente a una unidad de adquisición de datos para instalar en terreno, las cuales permiten leer automáticamente las señales de los instrumentos instalados.

Cada extensómetro utiliza cinco canales para conectarse al “Datalogger”, uno para cada posición de anclaje más un canal de lectura de la temperatura. Dado que son ocho extensómetros se requieren 40 canales para la extensometría.

9.3.2 Medición de Cargas sobre Sistemas de Soporte

Junto a los extensómetros, se instalarán celdas de carga (ver Figura 8.4), las cuales se ubicarán en los cables o pernos de fortificación en la posición más cercana a los extensómetros instalados.

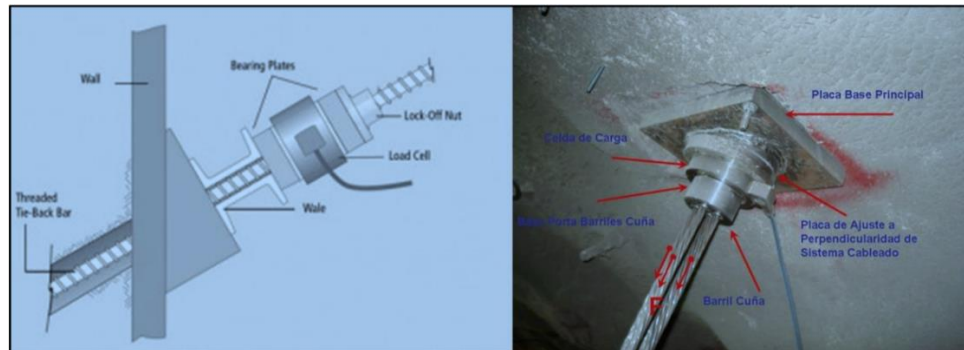


Figura 9.6: Disposición de Celdas de Carga en Pernos y Cables.
Fuente: CODELCO, 2016.

Es importante indicar que el soporte que será utilizado para instalar celdas de carga no podrá ser lechado a columna completa, para permitir el trabajo de la celda de carga.

La celda deberá tener una capacidad de carga del orden de 30 ton. Esto corresponde a la máxima carga de ruptura de los elementos de soporte.

Al instalar la celda se deberá aplicar una carga entre el 20% al 30% de la carga del elemento de soporte, es decir, 5 ton para los pernos y 6 ton para los cables simples. Cada celda de carga utilizará dos canales, uno para determinar la carga y otro para la temperatura. Dado lo anterior, se requieren 16 canales para las celdas de carga, por lo cual el “Datalogger” utilizado en cada Sala de Chancado deberá disponer de 56 canales como mínimo.

Cabe destacar que no se utilizarán celdas HI de control en las Salas de Chancado, por lo que no se considerarán canales del “Datalogger” para estas celdas.

Para cada uno de los extensómetros que componen la instrumentación de las salas de chancado, se considera la instalación de una celda de carga para la medición de cargas solicitantes en los elementos de fortificación más cercanos a cada extensómetro, que complementada con la información del extensómetro, se podrá generar la curva esfuerzo/deformación del macizo rocoso monitoreado. Al igual que la instalación de los extensómetros, ésta se debe realizar a medida que se construye la caverna, tomando las precauciones necesarias para no dañar dicha instrumentación con el desarrollo de las etapas sucesivas de construcción.

En resumen, la muestra la cantidad de extensómetros y celdas de carga necesarias por cada Sala de Chancado:

Tabla 9.1: Elementos de Instrumentación Salas de Chancado

Sector	Extensómetros (un)	Celda de Carga (un)	Canales/Datalogger (un)
Sala de Chancado	8	8	56

Fuente: CODELCO, 2016.

Según las Bases Técnicas, el monitoreo es de responsabilidad del Contratista, quien deberá llevar un registro de mediciones, emitiendo los informes correspondientes. El monitoreo deberá ser a través de un sistema de internet y softwares, de acuerdo a lo que el contratista estime conveniente. Uno de los programas más conocidos en el mercado de la instrumentación es el Software Multilogger que nos permite programar, revisar y analizar la información on-line y extraer la información vía remota hasta la Sala de Control Geotécnico (SCG). Una vez que la información se encuentre en la sala de control se analizará mediante un software que considerará criterios de admisibilidad y rangos de alerta. Estos deberán ser reportados periódicamente a Codelco de acuerdo al Plan de Instrumentación con sus respectivos criterios de alerta.

Se propone que los criterios de alerta sean recomendados por Codelco, dado que es quien tiene la información de las deformaciones proyectadas utilizada para el desarrollo de la Ingeniería de Detalle. Sin embargo, los planes de acción ante el traspaso de los umbrales deberán ser definidos en conjunto con el contratistas cuando se desarrolle el "Protocolo de condiciones geológicas/geotécnicas inesperadas". En este protocolo, solicitado por las bases técnicas, se debe definir una metodología de trabajo en función de la condición particular encontrada o el parámetro fuera de umbral, tomando todas las medidas necesarias posibles para minimizar el riesgo sobre las personas, equipos e instalaciones. Definiendo finalmente un *toolkit* con elementos de fortificación extra que podrían ser utilizados. También debería quedar declarado el protocolo de comunicaciones en caso de emergencia.

9.3.3 Medición de Esfuerzos "In Situ"

Con el fin de validar los supuestos los estudios de ingeniería, se propone complementar, desde el Subnivel de Chancado, la determinación del estado tensional "in situ. Para esto se propone el empleo del método overcoring mediante celdas Hollow Inclusion, desde los cruzados de chancado correspondientes a cada Macro Bloque. Las perforaciones se realizarán en la caja de los cruzados, con una longitud de 18 m de modo de alcanzar el macizo fuera de la influencia de la excavación. Se propone un sitio de medición para cada Macro Bloque, donde se realizarán tres mediciones.

CAPITULO 10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las principales conclusiones de este trabajo son:

- De acuerdo a la ubicación recomendada para de las salas de chancado, existen 2 salas de chancado que pasan por zonas Cuarzo menor Sericita ($Q < S$), de mala calidad geotécnica lo que condiciona la estabilidad de labor y otras 5, cuyos piques de traspaso también pasan por $Q < S$. El problema más grande con respecto a las interferencias es la del MB-S5, cuyo tronco de pique sur, intersecta, sin importar a donde se mueva, con el cruzado geotécnico N°5.
- Los resultados de los requerimientos de fortificación, utilizando metodología empírica, se resume en la siguiente tabla:

Tabla 10.1: Fortificación Utilizando Metodología Empírica

Sector	Labor	Métodos Empíricos de Sostenimiento							
		Barton (1974)		Palmström & Nilsen (2000)		Lang & Bischoff (1984)	US Army Corps (1980)	Hoek (2007)	
		Pattern	L _b (m)		L _{b,Roof} (m)	L _{b,Wall} (m)	L _b (m)	L _b (m)	L _b (m)
min	max								
NORTE	APSCH	1,5 x 1,5 m	2,2	2,5	2,54	2,35	2,1	2,8	
	TCI		2,2	2,6	2,74	2,43	2,4	3,1	
	GAC		2,2	2,4	2,23	2,11	1,7	2,0	
	GAET		2,2	2,4	2,23	2,11	1,7	2,0	
	TP	1,3 x 1,3 m	2,2	2,4	2,33	2,20	4,0	4,3	
	ET		2,3	3,5	4,81	3,62	4,4	4,3	
	SCH	2,5 x 2,5 m y Shotcrete 90 mm	2,3	4,6	6,03	5,67	9,1	8,9	
CENTRO	APSCH	1,3 x 1,3 m	2,2	2,5	2,54	2,35	2,1	2,8	
	TCI		2,2	2,6	2,74	2,43	2,4	3,1	
	GAC		2,2	2,4	2,23	2,11	1,7	2,0	
	GET		2,2	2,4	2,23	2,10	1,7	2,0	
	TP	1,3 x 1,3 m	2,2	2,4	2,33	2,20	4,0	4,3	
	ET		2,3	3,5	4,81	3,62	4,4	4,3	
	SCH	2,5 x 2,5 m y Shotcrete 90 mm	2,3	4,6	6,03	5,67	9,1	8,9	
SUR	APSCH	1,3 x 1,3 m	2,2	2,5	2,54	2,35	2,1	2,8	
	TCI		2,2	2,6	2,74	2,43	2,4	3,1	
	GAC		2,2	2,4	2,23	2,11	1,7	2,0	
	GET		2,2	2,4	2,23	2,10	1,7	2,0	
	TP	1,3 x 1,3 m	2,2	2,4	2,33	2,20	4,0	4,3	
	ET		2,3	3,5	4,81	3,62	4,4	4,3	
	SCH	2,5 x 2,5 m y Shotcrete 90 mm	2,3	4,6	6,03	5,67	9,1	8,9	

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

- De acuerdo a los resultados del modelamiento numérico tridimensional, se destaca:

Tabla 10.2: Resultados Modelamiento Elástico Tridimensional

Sector	Concentraciones Altas de Esfuerzos	Zonas de Desconfinamiento	Desplazamientos	Halo de Daño
Zona Norte	Techo de la Caverna de Chancado y Estación de traspaso, hasta 100 MPa.	Cajas N-S Caverna de Chancado, zonas traccionadas. Las cajas E-W e intersecciones en zonas de bajo confinamiento.	Máximo de 1.5 cm en la caja sur.	Hasta 4 metros máximo en las cajas de la Sala de Chancado, son puntuales. El resto de la labores no presenta problemas, con máximos de 1,3 m.
Zona Centro	Techo de La Caverna de Chancado y Estación de Traspaso, entre 80 y 90 MPa.	Cajas N-S Caverna de Chancado y Excavación Escalera presentan zonas traccionadas. Las cajas E-W e intersecciones en zonas de bajo confinamiento.	Máximo de 3 cm, en la caja sur.	Hasta 5 metros máximo en las cajas sala de chancado, son puntuales. El resto de la labores no presenta problemas, con un máximo de 2 m.
Zona Sur	Techo de la Caverna de Chancado y Estación de Traspaso. Hasta 100 MPa.	Cajas N-S Caverna de Chancado, zonas traccionadas. Las cajas E-W e intersecciones en zonas de bajo confinamiento.	Máximo de 1.5 cm, en la caja sur.	Hasta 4 metros máximo en la sala de chancado, Puntuales. El resto de la labores no presenta problemas, con un máximo de 2 m.

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

- Los resultados de las concentraciones altas de esfuerzo son esperados, dada la condición de esfuerzos y los supuestos del modelo.
- La Zona de desconfinamiento se encuentran en las cajas de la sala de chancado, donde en zonas puntuales se producen zonas traccionadas (fuertemente relacionadas con fracturamiento) en las cajas N y S de la sala de chancado y en las intersecciones con el acceso principal de la sala de chancado y excavación de la escalera (pared E), existen zonas con bajo confinamiento (i.e. $S_3 < 0.5$ MPa) en las cajas EW y NS de la sala de chancado. Esto se da para todos los sectores analizados, salvo para el sector central, donde además la excavación escalera está en zona de bajo confinamiento.
- En general, los desplazamientos observados en la sala de chancado no sobrepasan el los 3 cm en la caja sur, en el sector centro, para los demás sectores no sobrepasan los 1.5 cm, lo que constituye valores bajos que son abordados por el soporte definido.
- El halo de daño indica la ocurrencia de problemas, producto de la interacción entre la estación de traspaso y la sala de chancado, se genera una zona de acumulación de daño en los troncos de pique en la zona norte, con espesores de hasta 4 metros. Para el resto de las zonas se presentan daños puntuales ente 4 y 5 metros. El resto de las labores no presenta problemas con espesores máximos de 2 metros.
- De acuerdo a las consideraciones dadas por el modelo bidimensional elastoplástico, se evaluó la estabilidad del pilar de roca que queda en previo a la construcción del desquinche para la correa de sacrificio, el cual tiene una altura de 4.5 metros y un espesor de unos 16.1 metros.

En la zona norte, no se observan dificultades, puesto que la zona de daño del piso provisorio de la sala con la del techo del túnel correa intermedia no conectan, situación que si sucede en las zonas centro y sur. Existe cierta relación entre los valores del espesor de la zona plástica, con la de la zona de daño, pero al presentarse en dos situaciones totalmente distintas, no se puede concluir correlación entre estas.

- Con relación a la contención de los bloques finitos removibles se puede decir que se contienen prácticamente todos los bloques que se forman, incluso los considerados como bloques tipo aguja, caracterizado por tener un ápex muy grande en comparación a las dimensiones de la excavación, aunque presentan mayores, debido a que poseen una probabilidad de ocurrencia muy baja. El problema está en el pique de traspaso N°4, en la unidad estructural Nor-Oeste, la que posee un factor de seguridad de 0.821, considerando la fortificación. Esto podría ocurrir en los piques de traspaso de las salas del MB-N2 y MB-N3.
- Con respecto a la contención de la zona de daño, los pernos o cables son capaces de contener el peso, dado que los factores de seguridad se encuentran dentro de los criterios de aceptabilidad definidos, un FS de 2.0, para labores permanentes, un FS de 1.5 para labores temporales y una PF de 10%. El principal problema ocurre en la existencia de zonas en las que los pernos no contendrían la zona de daño, producto de que carecerían de una zona de roca sin daño donde el perno pueda anclarse, de acuerdo a la Figura 4.1. Esto sucede principalmente en el pilar de roca que queda entre el piso provisorio de la sala de chancado y el túnel correa intermedia. En otras zonas como la sala de chancado, galería piloto y estaciones de traspaso, se presenta este problema en zonas puntuales.
- La comprobación del shotcrete, tanto en el techo de la caverna de chancado, como en el pilar sobre el túnel correa intermedia, no indica problemas de estabilidad de acuerdo a los diagramas Fuerza Normal vs. Fuerza de Corte y Fuerza Normal vs. Momento Flexionante.
- De acuerdo a los resultados de la cubicación de los requerimientos de fortificación, los costos totales de las salas de chancado varían entre los 1.9 y 1.98 para roca de buena calidad, y entre los 2.2 y 2.77 MUS\$, dependiendo de la zona en las que están ubicadas, donde la variación es mayor por los requerimientos de hormigón de alta calidad para las salas de chancado de los macrobloques centrales.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, se recomienda al Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea:

- Mover las salas de chancado Oeste de los siguientes macrobloques:
 - MB-N3, 3 líneas de zanjas al este.
 - MB-S1, 2 líneas de zanjas al este.
 - MB-S8, 1 líneas de zanjas al este.

Tomar en cuenta que este análisis se hizo en base a un modelo geológico, el cual esta propenso a cierto error, producto de los método matemáticos que son utilizados para

determinarse. Se recomienda tomar en cuenta sondajes en dirección a las salas recomendadas para moverse, para verificar esta situación.

Tener cuidado al momento de la construcción del Tronco de pique sur del MB-S5, puesto que intersecta con el cruzado geotécnico N°5. Realizar el relleno del cruzado con el material más competente posible

- Los resultados del modelo pese levantar cierta alerta, específicamente con el espesor de la zona de daño, están bajo supuestos conservadores: No se considera fortificación; al ser un modelo numérico elástico, las etapas constructivas, no condicionan la zona de daño, lo que en realidad si ocurre; durante las etapas constructivas, se consideran trabajar sobre material tronado realizando un banqueo, el cual también proporciona fuerzas estabilizadoras a la pared de la excavación de las salas; el modelo de esfuerzos considera el peor caso, el cual es estar en zona de abutment. Por lo que se recomienda tomar los resultados con discreción.
- El único problema mayor que se ve, es la cuña anteriormente mencionada, se recomienda hacer más riguroso el mapeo, para confirmar o refutar la formación de esta cuña y en caso de ocurrencia incorporar una capa de shocrete en esta zona.

Por lo tanto, la fortificación definida para la sala acepta, puesto que no se presentan problemas, que invaliden que el diseño de fortificación sea inviable.

- Con respecto a la cubicación de los elementos de fortificación, se recomienda a la empresa, actualizar el informe interno con respecto a este tema, puesto que se encontraron diferencias con respecto a los totales calculados y validados en etapas de ingeniería anteriores.
- Se recomienda validar los resultados obtenidos utilizando la instrumentación geotécnica adecuada para cavernas de grandes dimensiones.

En lo referido a monitoreo de desplazamientos, lo recomendado para cada sala, consiste en 8 extensómetros, de largo 20 m y con 4 anclajes equidistantes. La instalación de los extensómetros, se debe realizar a medida que se construye la caverna, tomando las precauciones necesarias para no dañar dicha instrumentación

El monitoreo, el que está a cargo del contratista, deberá ser realizada a través de sistemas de softwares (Multilogger por ejemplo) e internet, de acuerdo a lo que el contratista encuentre conveniente. Los requerimientos de monitoreo, por sala de chancado, consisten en 8 extensómetros, 8 celdas de carga y 56 Canales/Datalogger.

Para la determinación del estado tensional "in situ, se propone el empleo del método overcoring mediante celdas Hollow Inclusion, desde los cruzados de chancado correspondientes a cada Macro Bloque. Las perforaciones se realizarán en la caja de los cruzados, con una longitud de 18 m de modo de alcanzar el macizo fuera de la influencia de la excavación. Se propone un sitio de medición para cada Macro Bloque, donde se realizarán tres mediciones.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Bustamante Espejo, Lilia.** *Evaluación de Métodos de Planificación a Largo Plazo en Mina Chuquicamata.* Santiago : Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería de Minas, 2010. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil de Minas.
2. **Bieniawski, Z.T.** *Engineering Rock Mass Classifications.* New York : Wiley, 1989.
3. **CODELCO (Chile). Vicepresidencia de Proyectos.** *Principales Decisiones Proyecto Mina Chuquicamata Subterránea.* Santiago : CODELCO, 2009. Informe interno.
4. **Rojas Rozas, Luis.** *Análisis de la Implementación de LHD'S Semi-automatizados en el Proyecto Chuquicamata Subterránea CODELCO.* Santiago : Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Minas, 2011. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Minas.
5. **Zepeda Araya, Rodrigo.** *Metodología para el Diseño de Fortificación de Bloques Estructurales en Roca Primaria, Mina El Teniente.* Santiago : Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Minas, 2004. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Minas.
6. **Servicio Nacional de Geología y Minería (Chile).** Reglamento de Seguridad Minera. *SERNAGEOMIN Sitio web.* [En línea] 04 de Febrero de 2004. [Citado el: 3 de Diciembre de 2015.] http://www.sernageomin.cl/pdf/mineria/seguridad/reglamentos_seguridad_minera/DS132_Reglamento_SEGMIN.pdf.
7. **Hoek, E., Kaiser, P.K. y Bawden, W.F.** *Support of Underground Excavations in Hard Rock.* Rotterdam : A. A. Balkema, 1995.
8. *A Geomechanics Classification System for the Rating of Rock Mass in Mine Design.* **Laubscher, D.H.** 10, South Africa : South Africa Institute of Mining and Metallurgy, 1990, Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 90.
9. *Updating of the Q-System for NMT.* **Grimstad, E. y Barton, N.** Oslo : Norwegian Concrete Association, 1993. International Symposium on Sprayed Concrete.
10. **Hoek, E.** Tunnel support in weak rock Keynote. *Rocscience Web Site.* [En línea] 1998. [Citado el: 18 de Enero de 2016.] <https://www.rocscience.com/documents/hoek/references/H1998b.pdf>.
11. **Varas Torres, Herman.** *Análisis de las Metodologías de Fortificación en Roca Primaria Mina El Teniente.* Copiapó : Universidad de Atacama, Facultad de Ingeniería, Departamento de Minas, 1989. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil de Minas.

12. **López-Jimeno, Carlos y Anero Fernández, Roberto.** *Ingeo Túneles*. Madrid : Entorno Gráfico, 1998.
13. *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support.* **Barton , N., Lien , R. y Lunde, J.** 4, Oslo : Springer, 1974, Rock mechanics, Vol. 6, págs. 189-236.
14. **Nilsen, B. y Palmström, A.** *Handbook nr.2: Engineering Geology and Rock*. Oslo : Norwegian Group of Rock Mechanics, 2000.
15. *Stabilization of Rock Excavations Using Rock Reinforcement.* **Lang, Thomas A. y Bischoff, John A.** San Francisco, California : American Rock Mechanics Association, 1982.
16. **U.S. Army Corps of Engineers.** Engineering and Design: Rock Reinforcement. *Engineering Manual EM1110-1-20907*. Washington, DC : U.S. Army Corps of Engineers, 1980.
17. **Hoek, E.** When is a Rock Engineering Design Acceptable. *Practical Rock Engineering*. North Vancouver : Rocscience, 2007, págs. 18-39.
18. **Jarufe Troncoso, Juan.** *Metodología para el Desarrollo de un Modelo de Esfuerzos a Escala Mina para el Proyecto Nuevo Nivel Mina*. Santiago : Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Minas, 2008. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Minas.
19. **Map3D International.** *Map3D User's Manual*. Toronto : Map3D International, 2015.
20. *Hoek-Brown failure criterion.* **Hoek , E., Carranza-Torres, C. y Corkum, B.** Toronto : Mining Innovation and Technology, 2002, Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium, Vol. 1, págs. 267-273.
21. *Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets.* **Carranza-Torres, C. y Diederichs, M.** 5, Minnesota : ELSEVIER, 2009, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 24, págs. 506-532.
22. **Hoek, E.** *Cavern Reinforcement and Lining Design*. North Vancouver : RocNews, 2011.
23. **Madrid Labra, Antonio.** *Identificación de los Diferentes Estados del Macizo Rocoso A Través de Nuevas Tecnologías de Instrumentación Geomecánica, CODELCO Chile – División El Teniente*. Santiago : Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Minas, 2005. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Minas.
24. **Map3D International.** *Map3D Version 50*. [Software] Toronto : Map3D International, 2012.
25. **Maptek Pty.** *Vulcan 9.0*. [Software] Denver : Maptek Pty, 2013.

26. **Rocscience.** *Unwedge 3.0.* [Software] Toronto : Rocscience, 2009.

27. —. *Phase 8.0.* [Software] Toronto : Rocscience, 2012.

ANEXOS

ANEXO A ETAPAS CONSTRUCTIVAS DE LA SALA DE CHANCADO

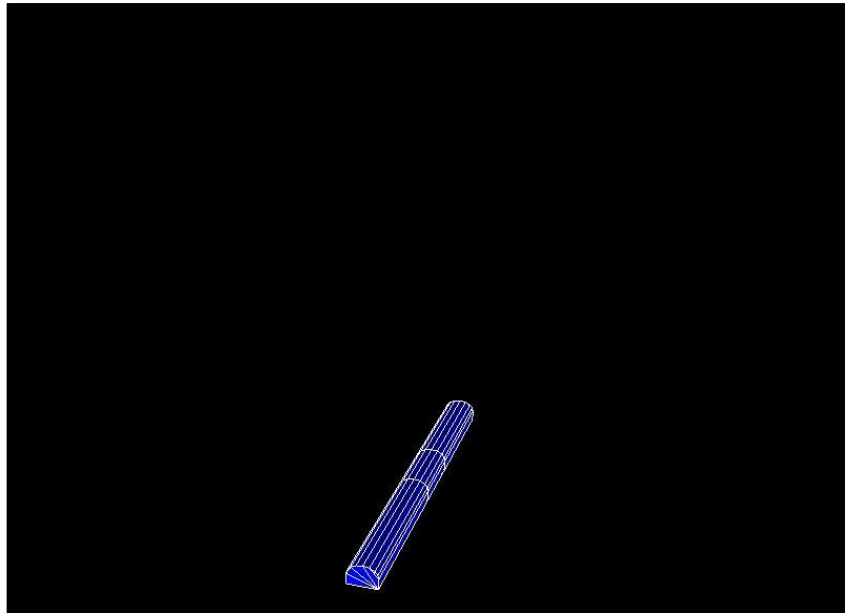


Figura A.1: Etapa N°1, Túnel Correa Intermedia
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

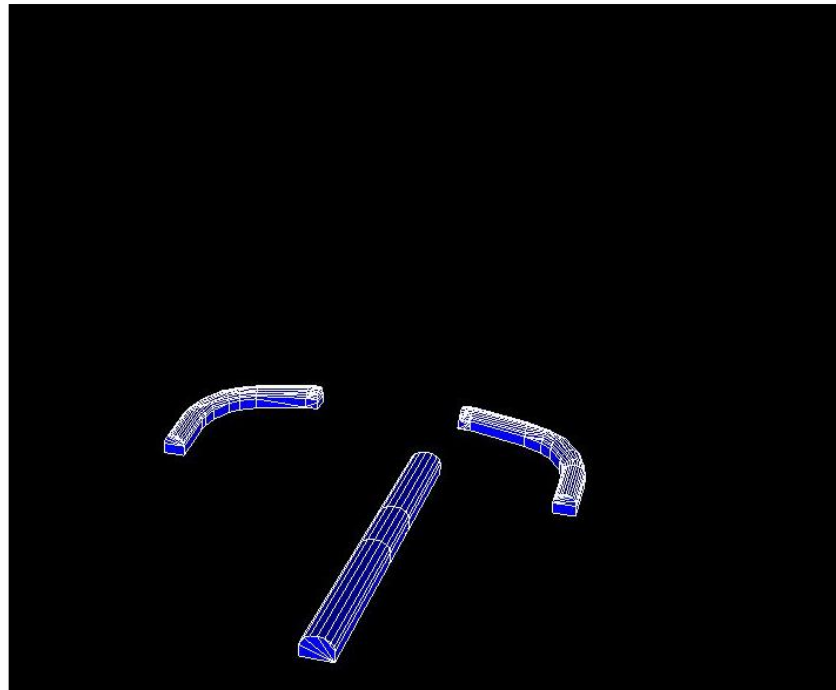


Figura A.2: Etapa N°2, Acceso Estación de Traspaso
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

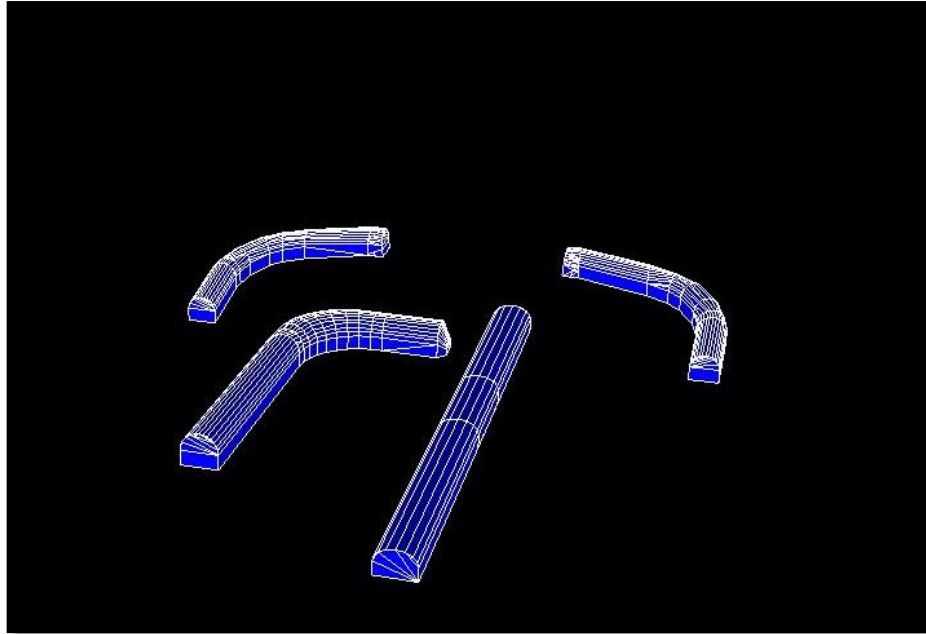


Figura A.3: Etapa N°3, Acceso Sala de Chancado
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

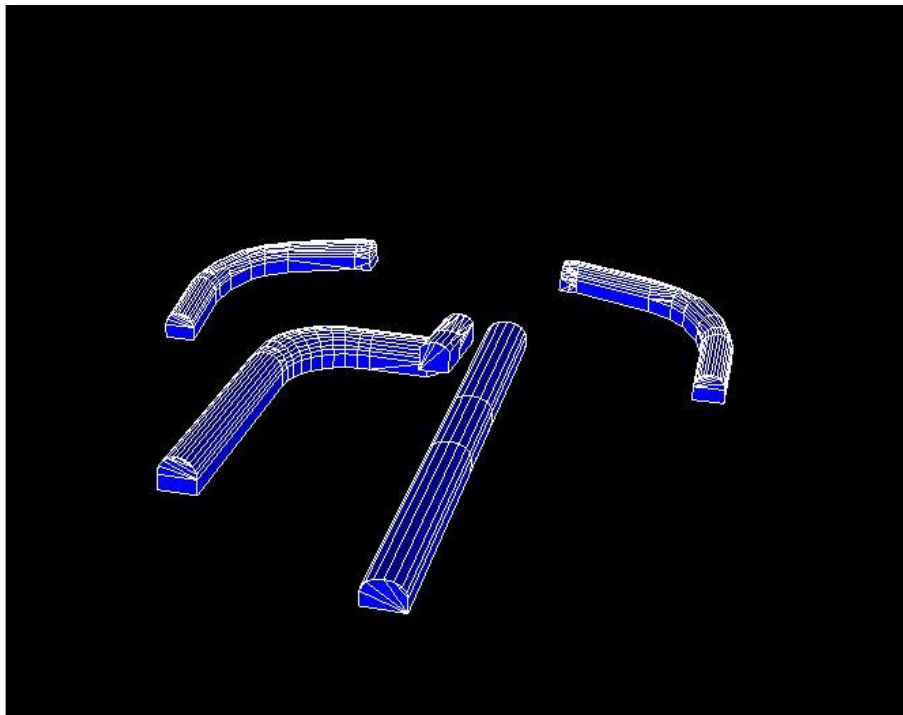


Figura A.4: Etapa N°4, Galería de Acceso Constructivo
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

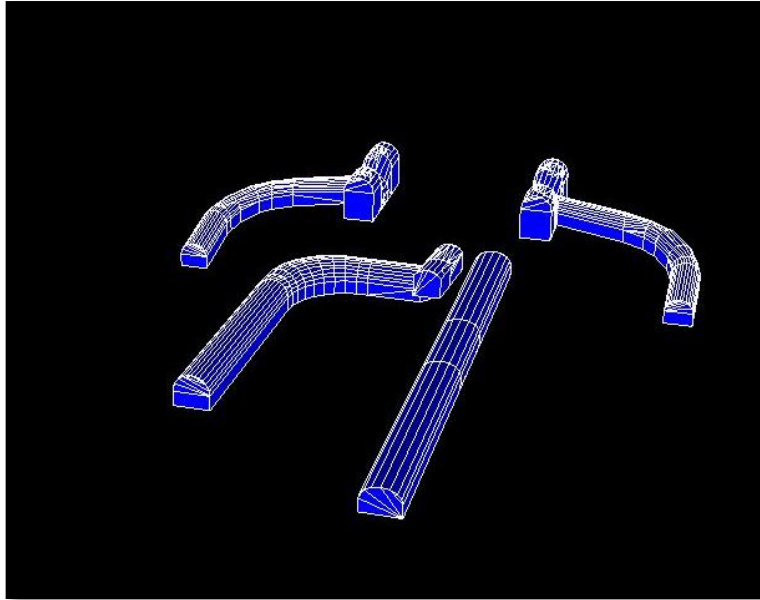


Figura A.5: Etapa N°5, Estación de Traspaso
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

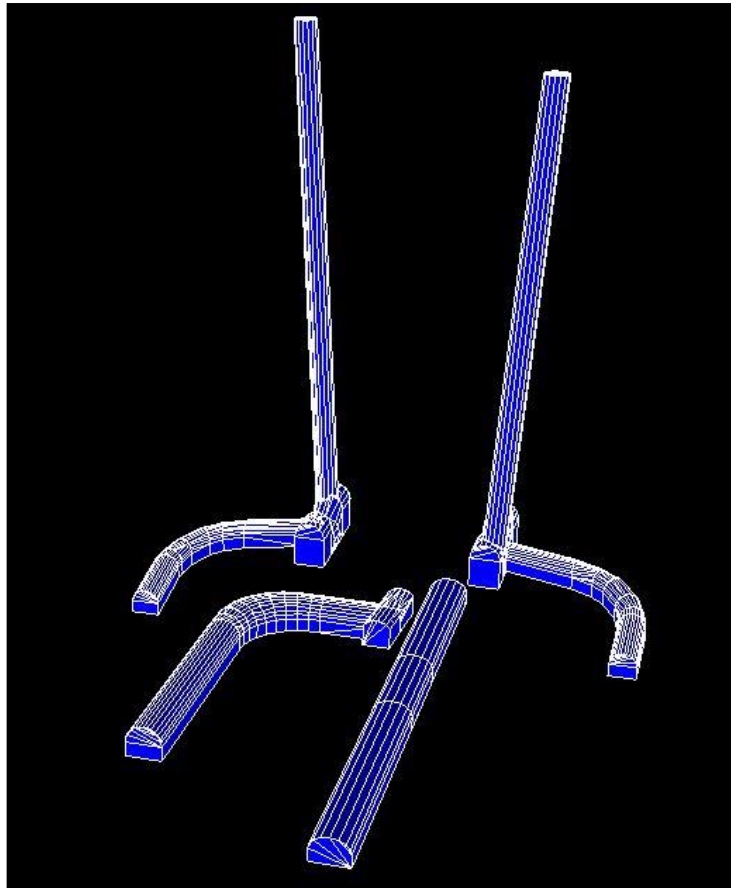


Figura A.6: Etapa N°6, Piques de Traspaso N°2 y N°3.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

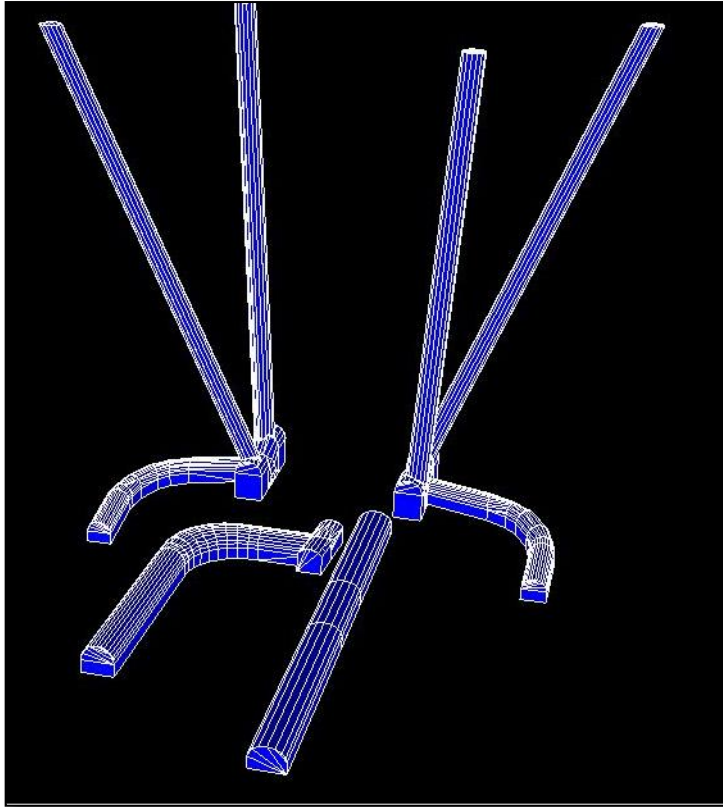


Figura A.7: Etapa N°6, Piques de Traspaso N°1 y N°4.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

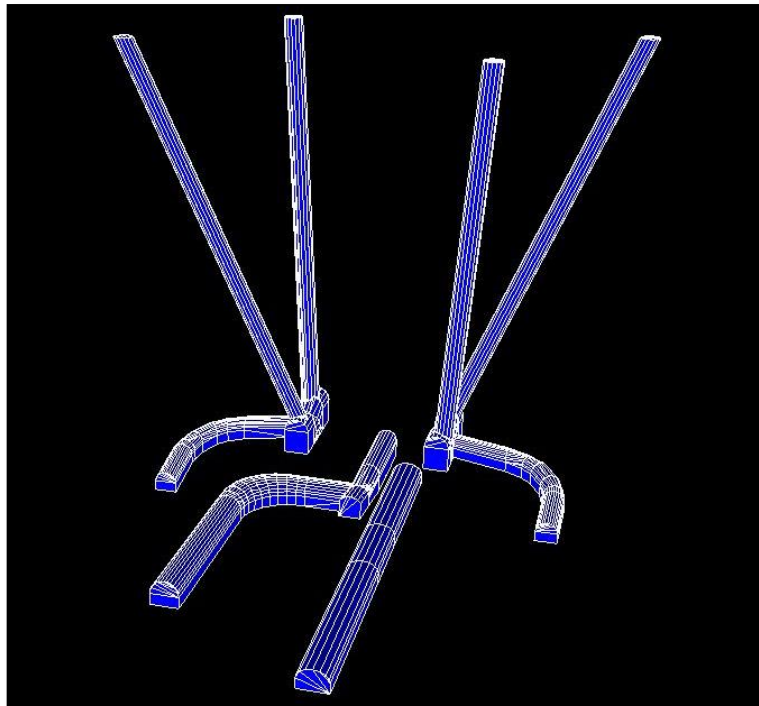
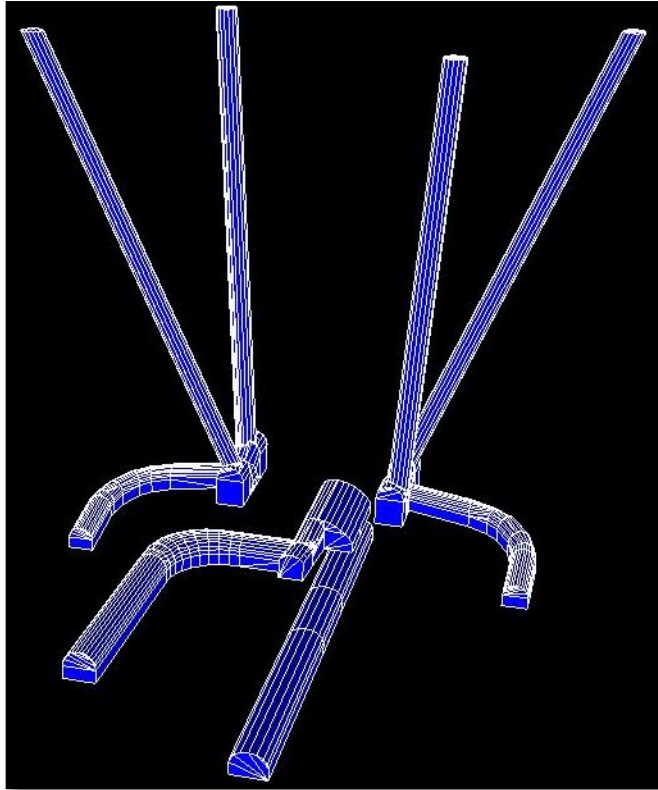
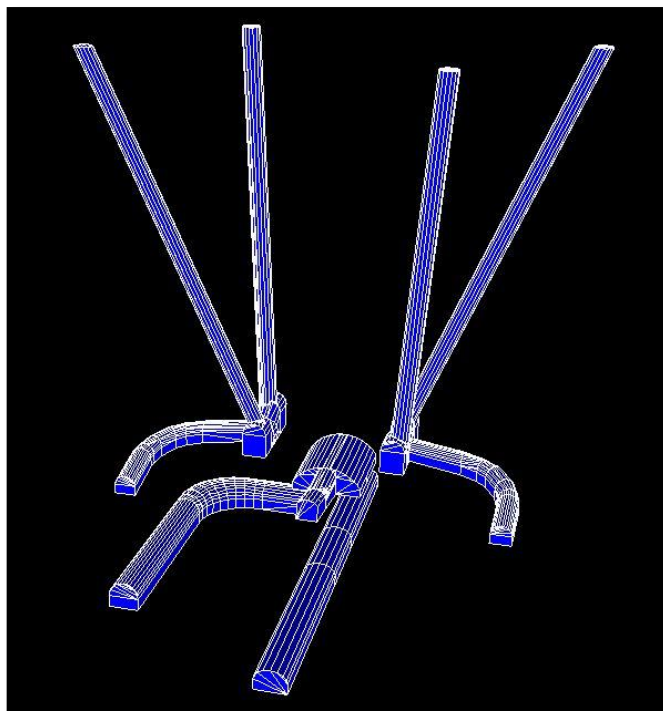


Figura A.8: Etapa N°8, Galería Piloto.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



**Figura A.9: Etapa N°9, Desquinche Lateral Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.**



**Figura A.10: Etapa N°10, Desquinche Lateral Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.**

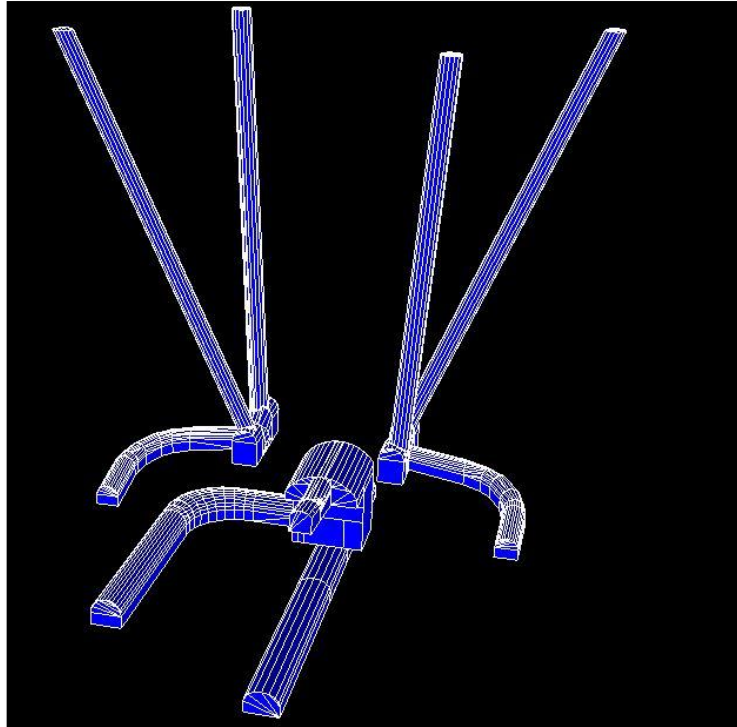


Figura A.11: Etapa N°11, Sala de Chancado.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

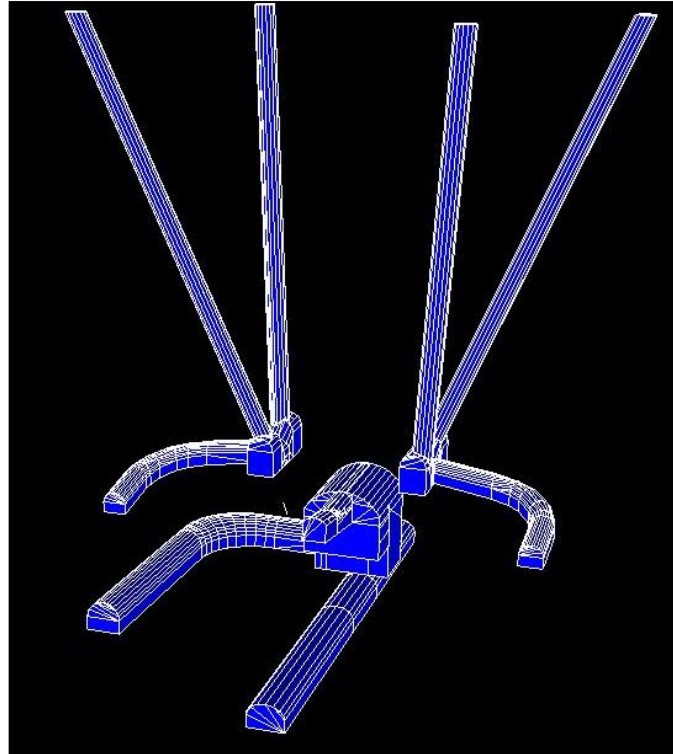


Figura A.12: Etapa N°12, Alimentador.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

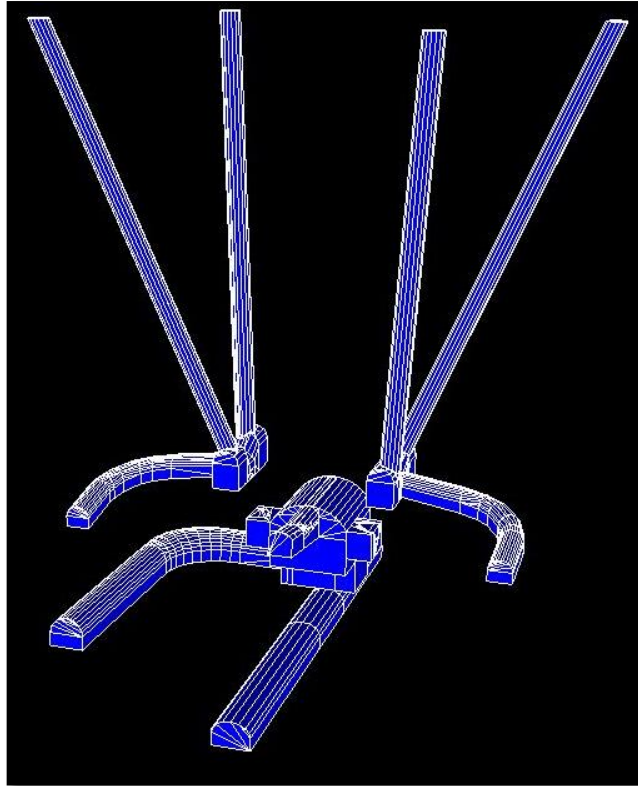


Figura A.13: Etapa N°13, Frontón Alimentador 1.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

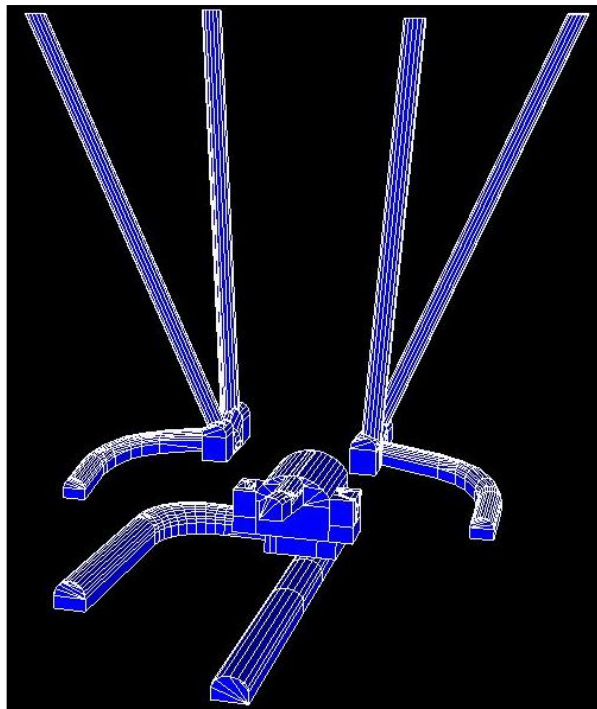
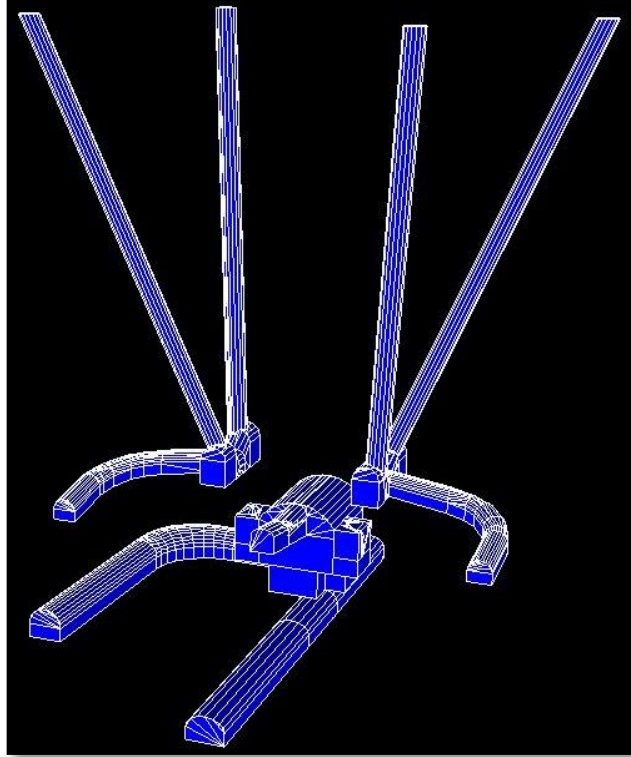
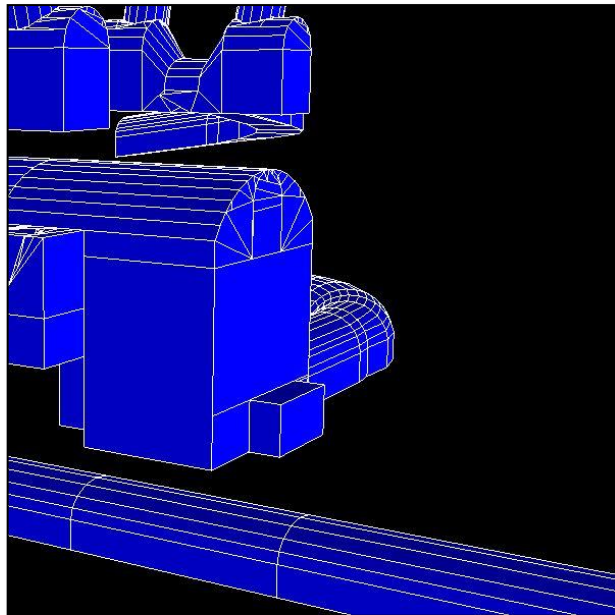


Figura A.14: Etapa N°14, Frontón Alimentador 2.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



**Figura A.15: Etapa N°15, Expansión Sala de Chancado.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.**



**Figura A.16: Etapa N°16, Desquinche Escaleras.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.**

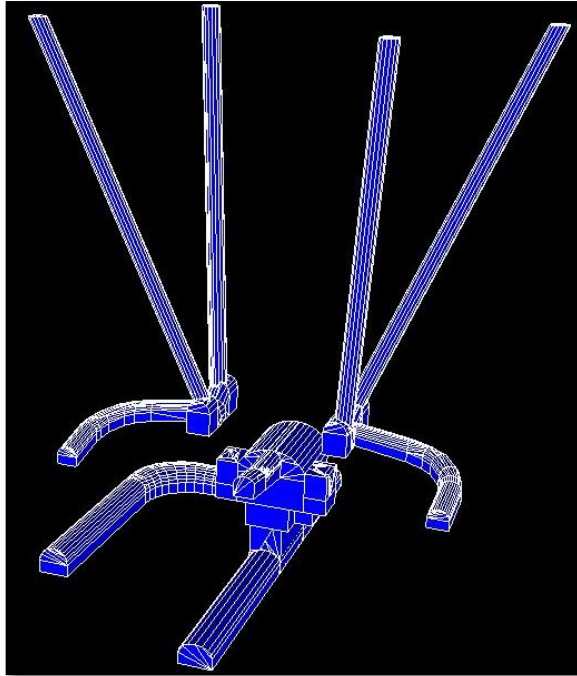


Figura A.17: Etapa N°17, Correa de Sacrificio.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

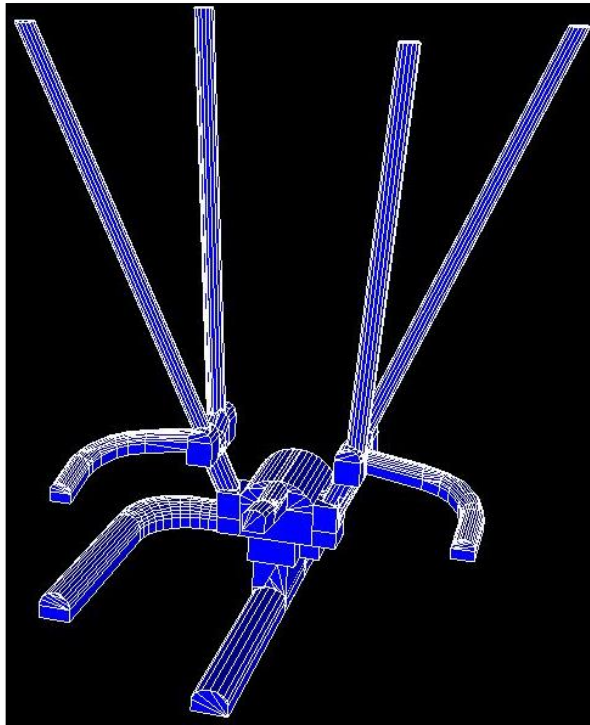


Figura A.18: Etapa N°18, Troncos de Pique.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

ANEXO B FORTIFICACIÓN POR MÉTODO DE BARTON

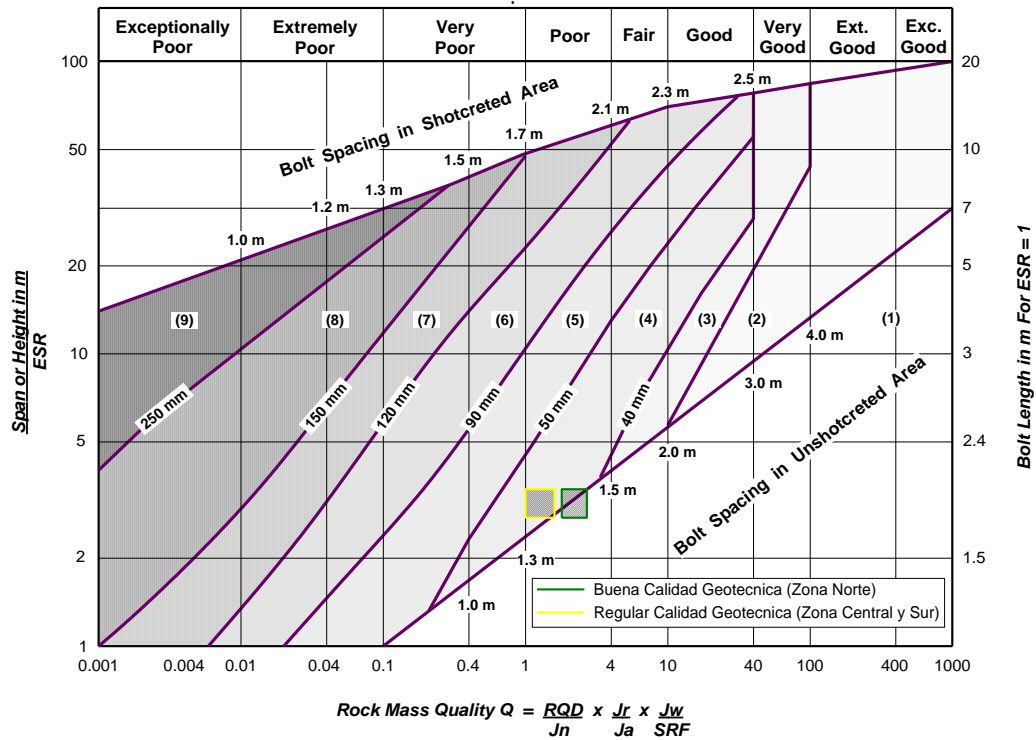


Gráfico B.1: Ábaco de Determinación de Soporte, Acceso a la Sala de Chancado.
Fuente: Elaboración Propia, Modificado de Barton, 1974 (13).

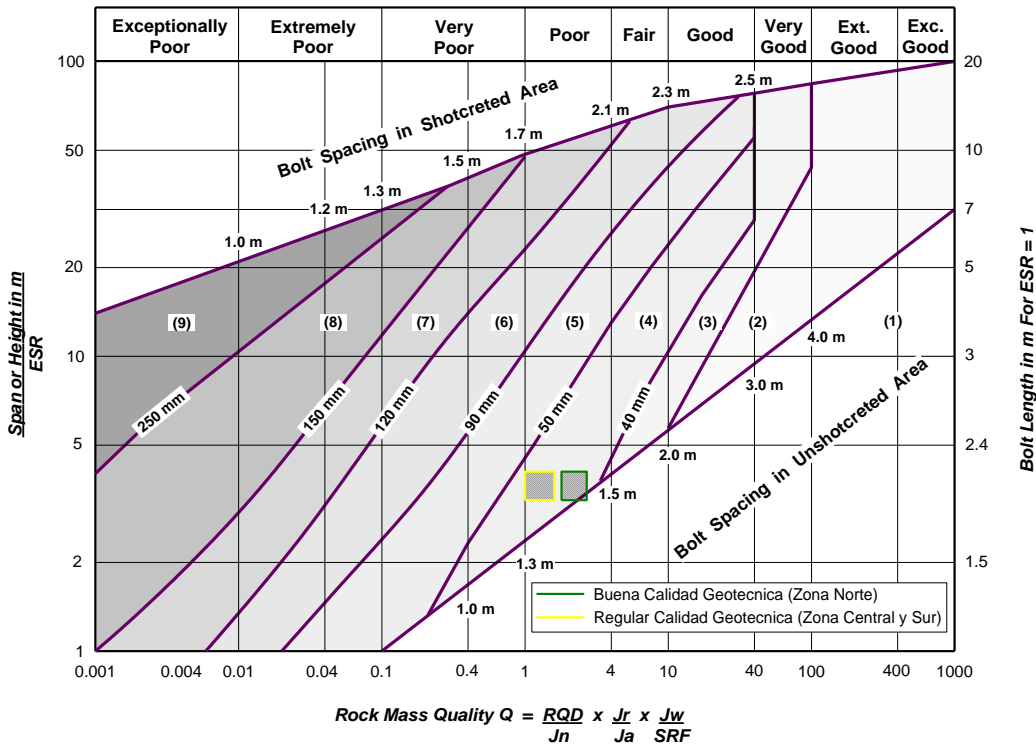


Gráfico B.2: Ábaco de Determinación de Soporte, Túnel Correa Intermedia.
Fuente: Elaboración Propia, Modificado de Barton, 1974 (13).

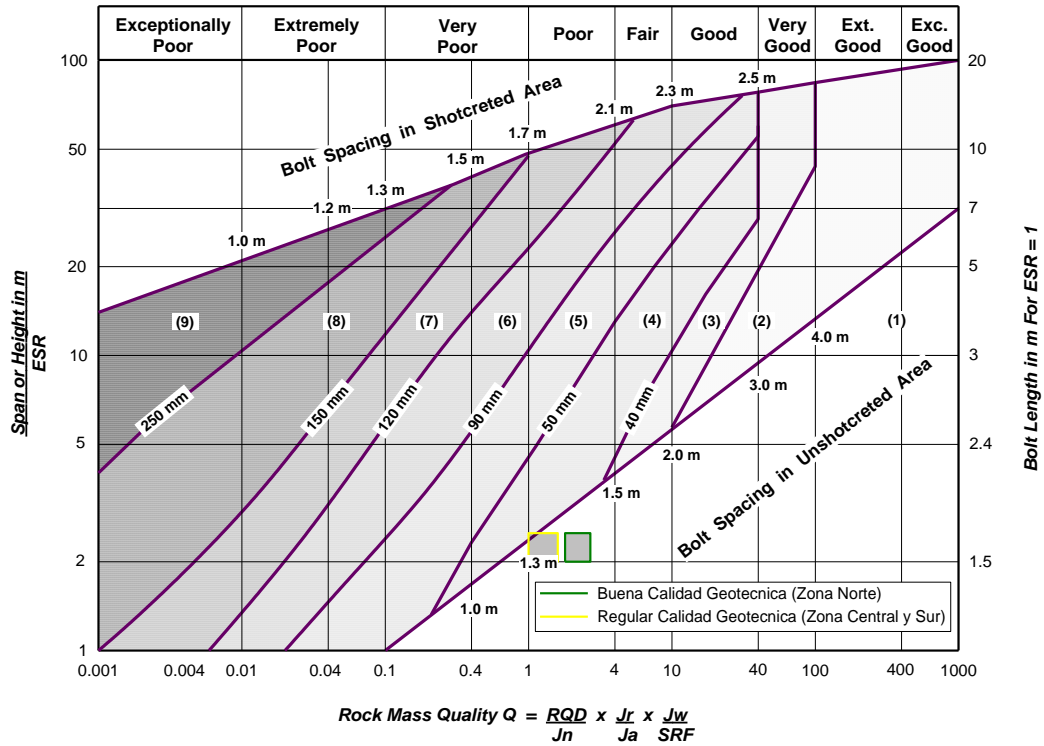


Gráfico B.3: Ábaco de Determinación de Soporte, Galería de Acceso Constructivo.
Fuente: Elaboración Propia, Modificado de Barton, 1974 (13).

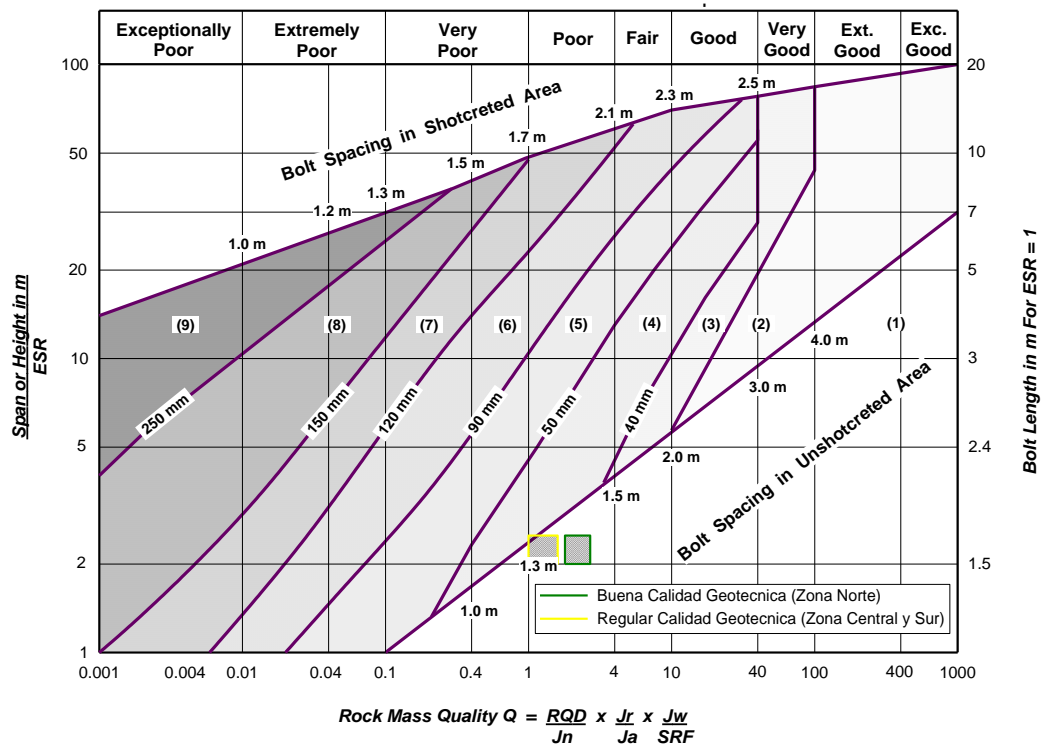
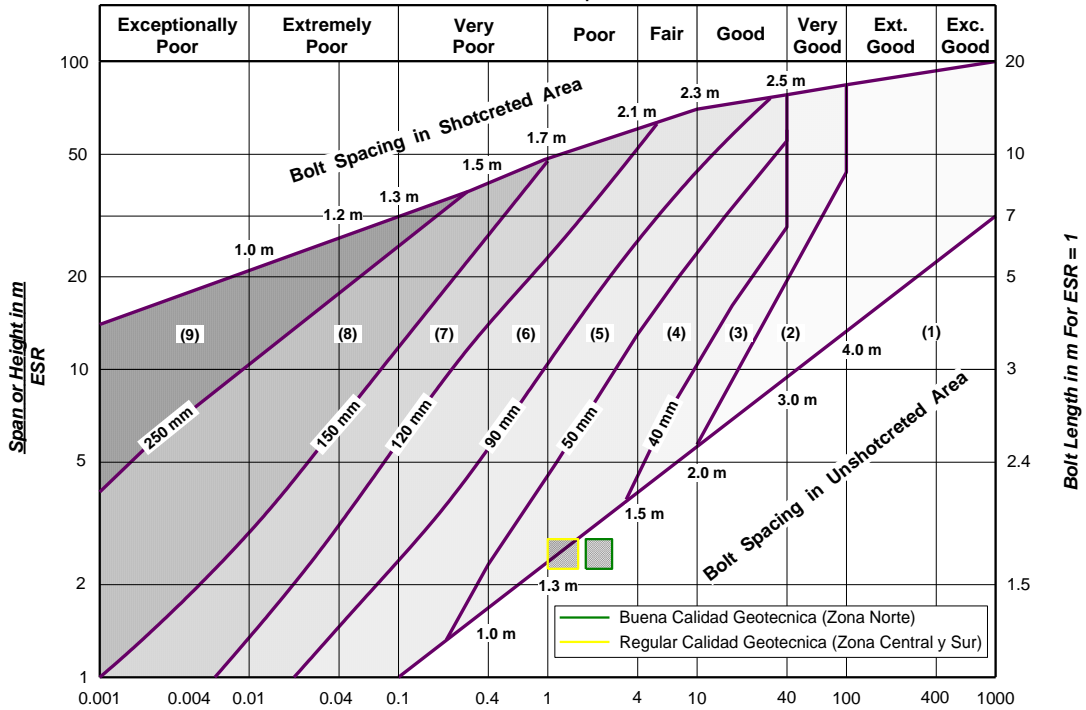
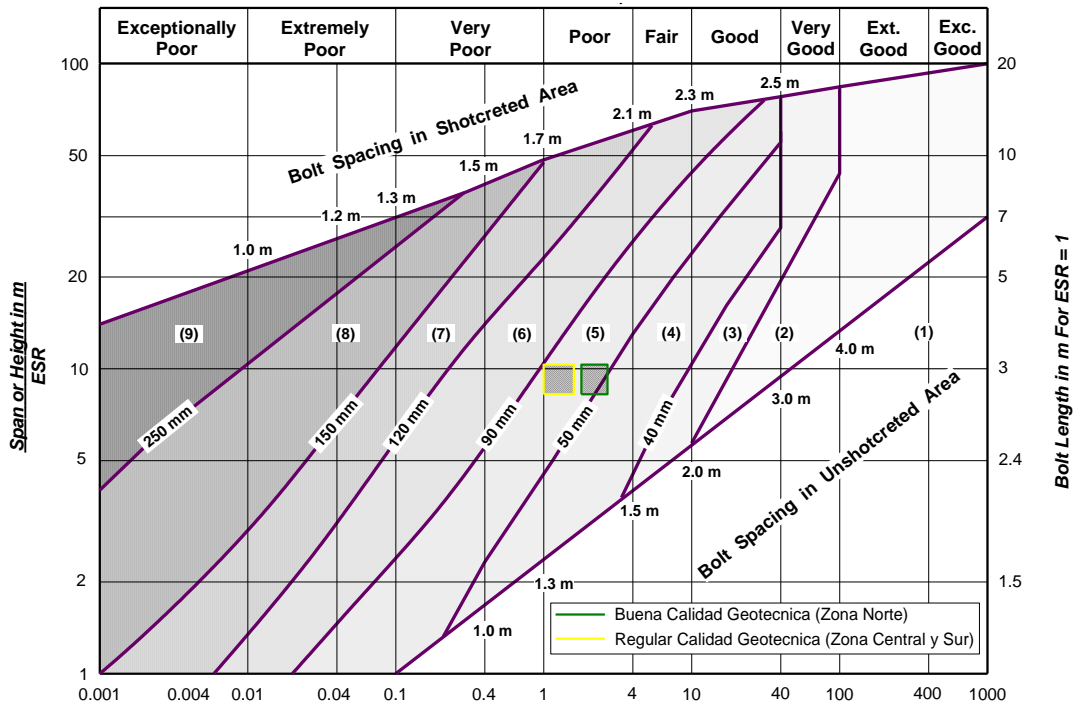


Gráfico B.4: Ábaco de Determinación de Soporte, Acceso Estación de Traspaso.
Fuente: Elaboración Propia, Modificado de Barton, 1974 (13).



$$\text{Rock Mass Quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Gráfico B.5: Ábaco de Determinación de Soporte, Troncos de Pique.
Fuente: Elaboración Propia, Modificado de Barton, 1974 (13).



$$\text{Rock Mass Quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Gráfico B.6: Ábaco de Determinación de Soporte, Estación de Traspaso
Fuente: Elaboración Propia, Modificado de Barton, 1974 (13).

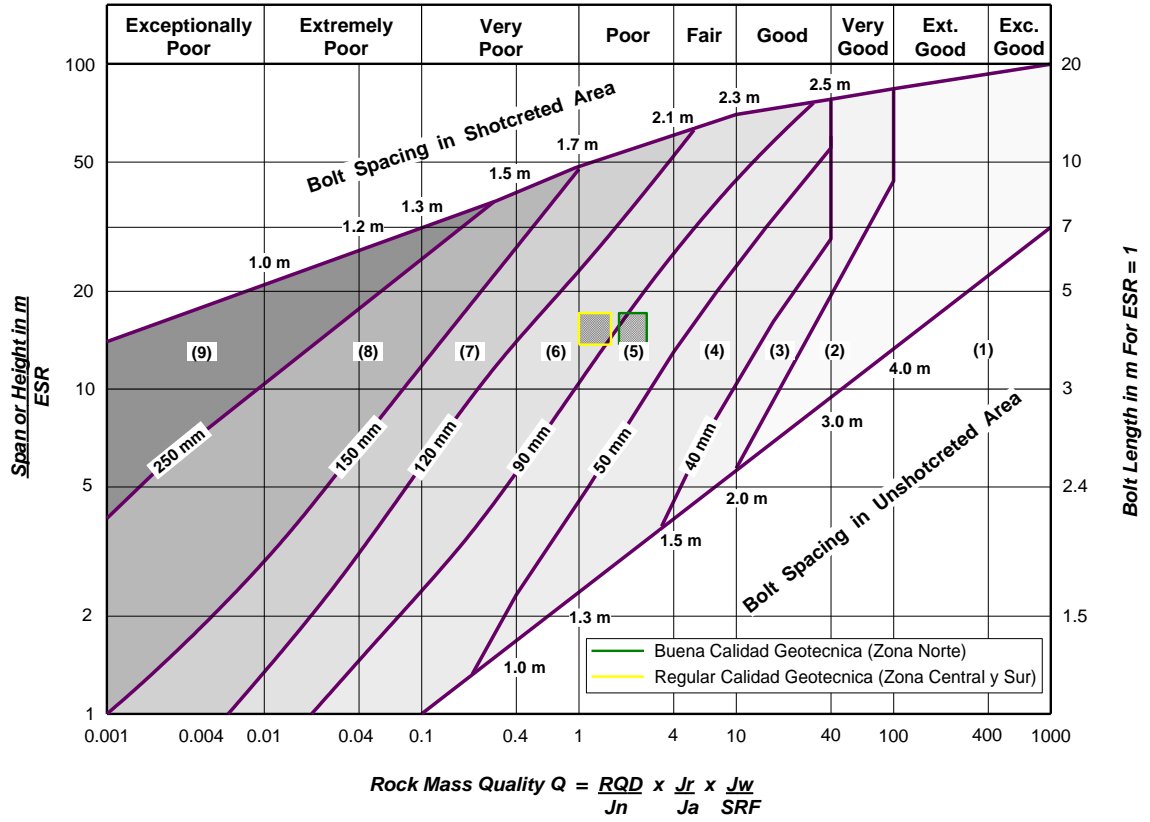


Gráfico B.7: Ábaco de Determinación de Soporte, Sala de Chancado.
 Fuente: Elaboración Propia, Modificado de Barton, 1974 (13).

ANEXO C RESULTADOS MODELO NUMÉRICO ELÁSTICO

A continuación se muestran los resultados de los modelos numéricos elásticos tridimensionales, donde se incluyen los resultados de S1, S3, desplazamiento y zona de daño. Se mostraran los resultados de las etapas 12 y 18, para el perfil NS, solo la etapa 18 para el perfil EW y la planta de los piques de traspaso, para todos los parámetros anteriormente expuestos, y se mostrara la zona de daño de la etapa 16, en perfil NS, esto para mostrar los problemas que ocurren en el pilar de roca que se forma antes de la construcción del desquinche para la correa de sacrificio. Las etapas están definidas de acuerdo al ANEXO A

C.1 Zona Norte

C.1.1 Esfuerzo Principal Mayor



Figura C.1: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil NS Etapa N°12 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

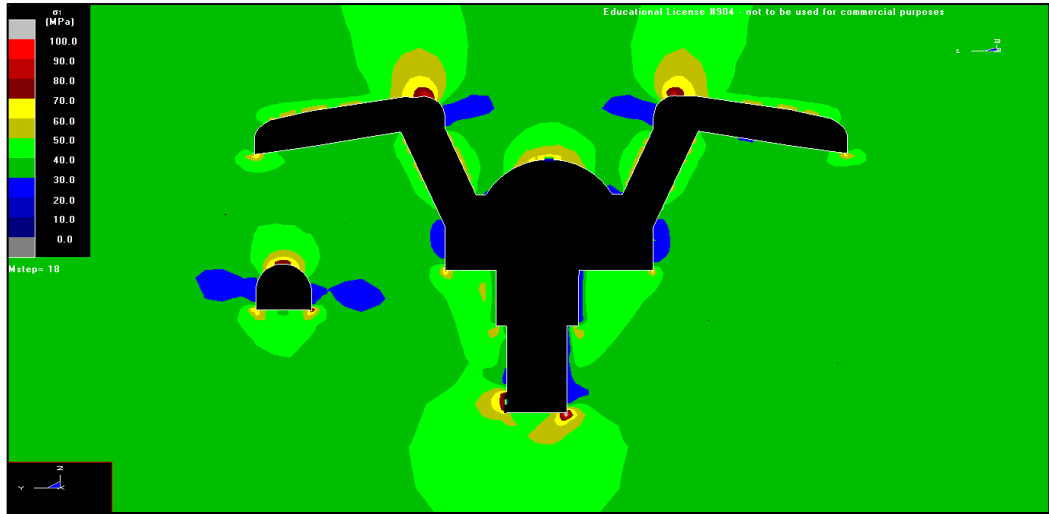


Figura C.2: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil NS Etapa N°18 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.3: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil EW Etapa N°18 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.4: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Etapa N°18 Planta Piques de Traspaso Zona Norte
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.1.2 Esfuerzo Principal Menor

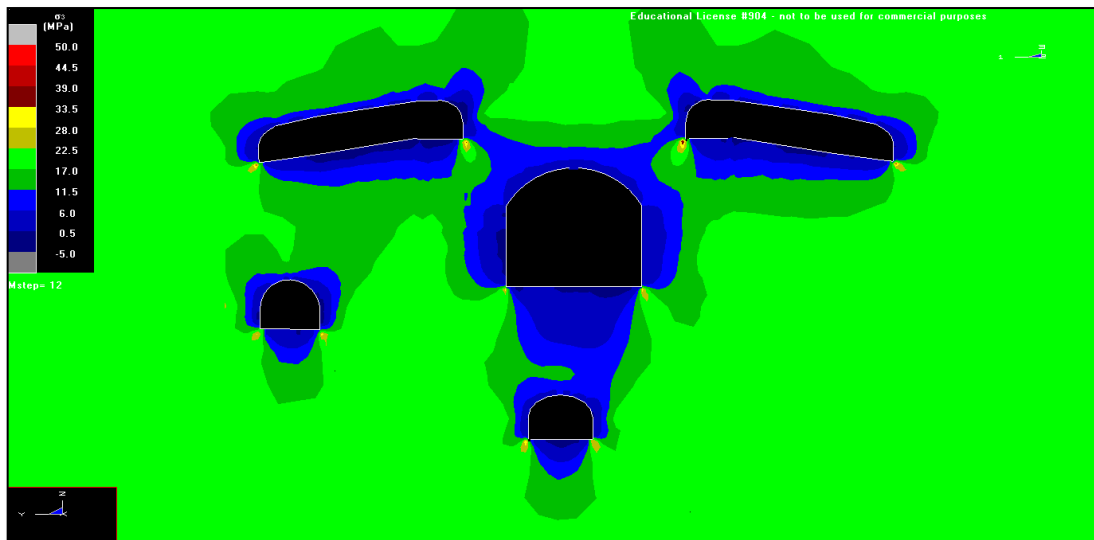


Figura C.5: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil NS Etapa N°12 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016

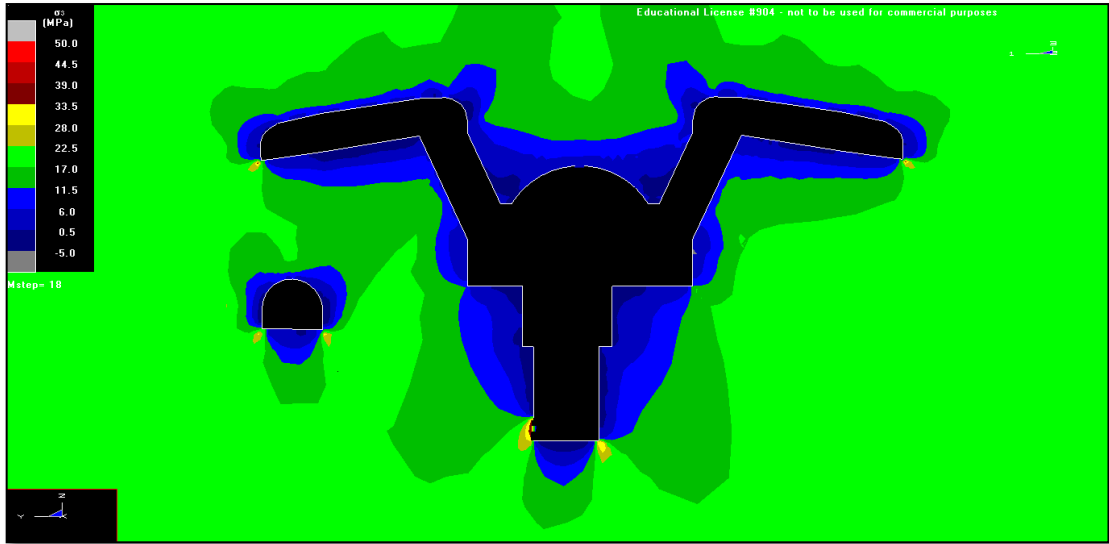


Figura C.6: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil NS Etapa N°18 Zona Norte
Fuente: Elaboración Propia, 2016



Figura C.7: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil EW Etapa N°18 Zona Norte
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

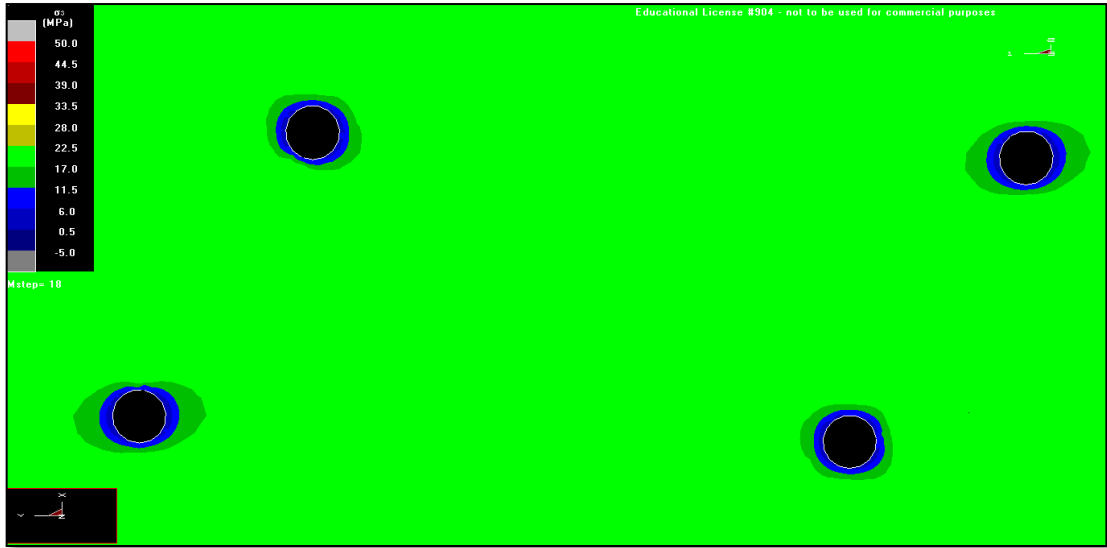


Figura C.8: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Planta Piques de Traspaso Etapa N°18 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.1.3 Desplazamientos Totales

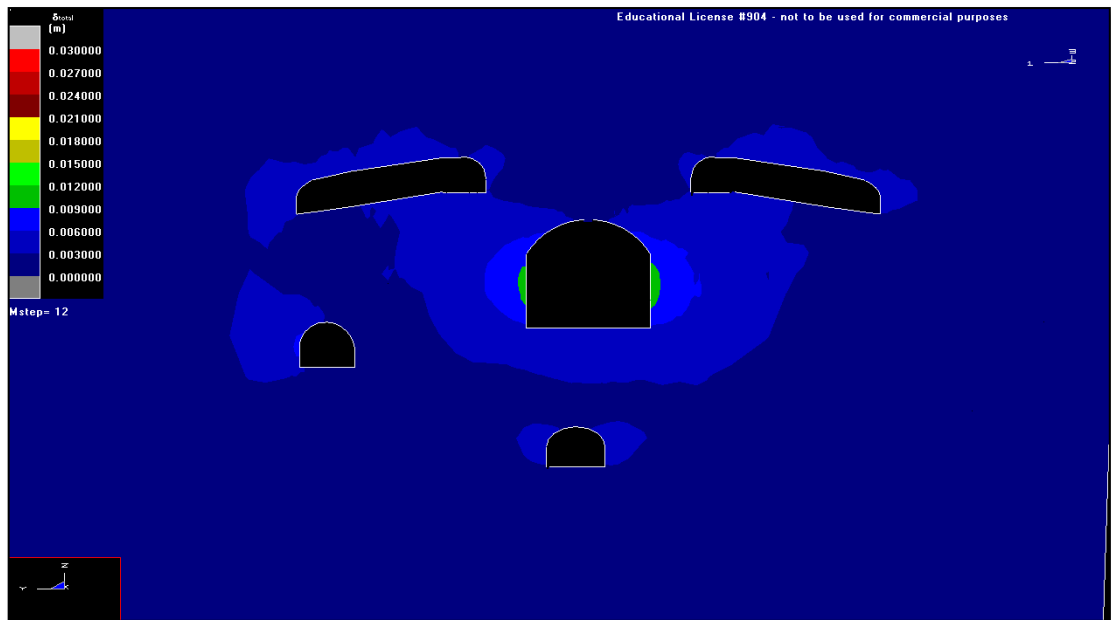


Figura C.9: Distribución del Desplazamiento Total Perfil NS Etapa N°12 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

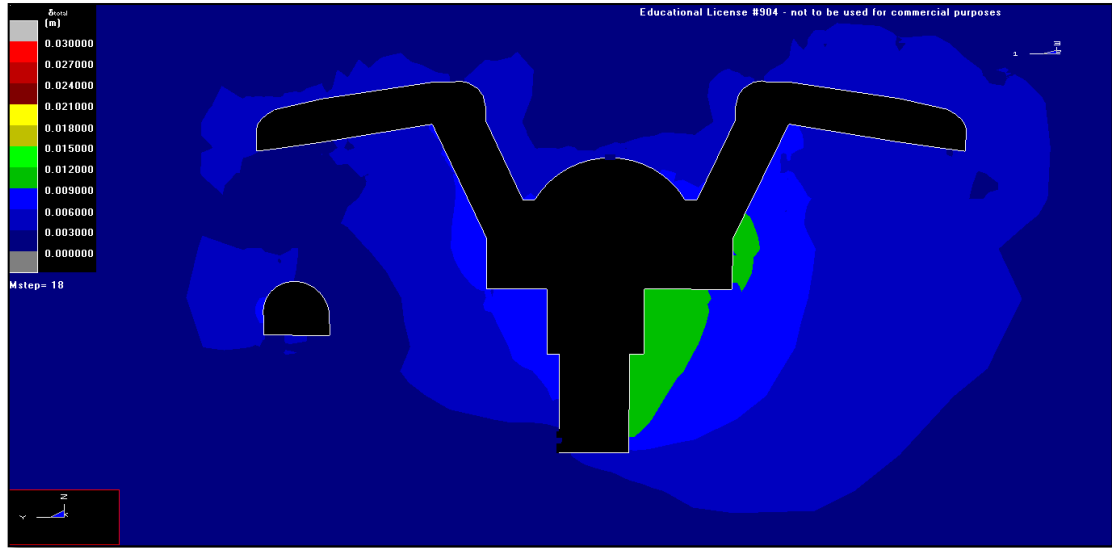


Figura C.10: Distribución del Desplazamiento Total Perfil NS Etapa N°18 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.11: Distribución del Desplazamiento Total Perfil EW Etapa N°18 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

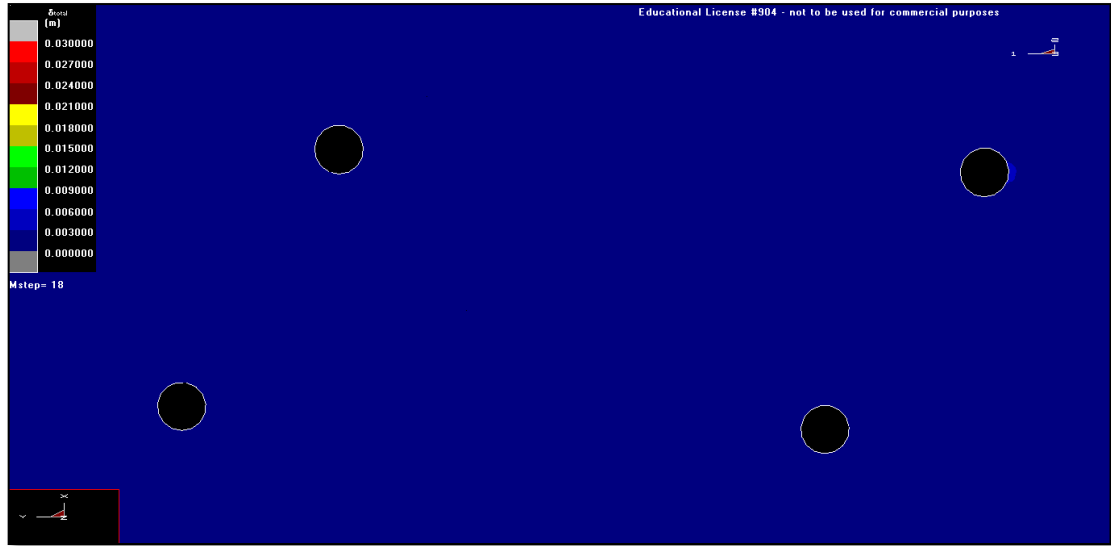


Figura C.12: Distribución del Desplazamiento Total Planta Piques de Traspaso Etapa N°18 Zona Norte.

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.1.4 Zonas de Daño



Figura C.13: Distribución de la Zona de Daño Perfil NS Etapa N°15 Zona Norte.

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

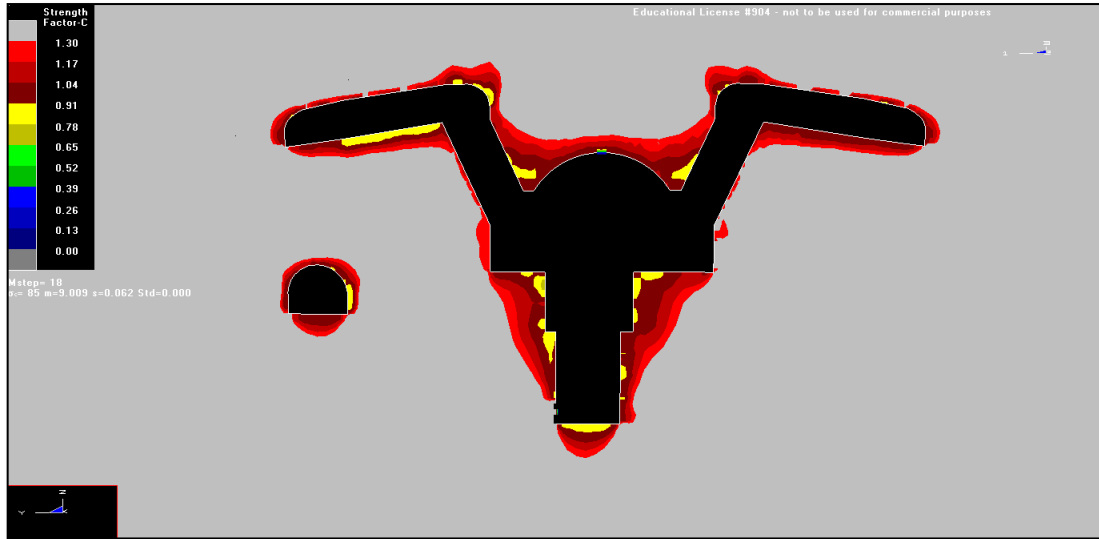


Figura C.14: Distribución de la Zona de Daño Perfil NS Etapa N°18 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.15: Distribución de la Zona de Daño Perfil EW Etapa N°18 Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.2 Zona Centro

C.2.1 Esfuerzo Principal Mayor



Figura C.16: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil NS Etapa N°12 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.17: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil NS Etapa N°18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.18: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil EW Etapa N°18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.19: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Planta Piques de Traspaso Etapa N°18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.2.2 Esfuerzo Principal Menor

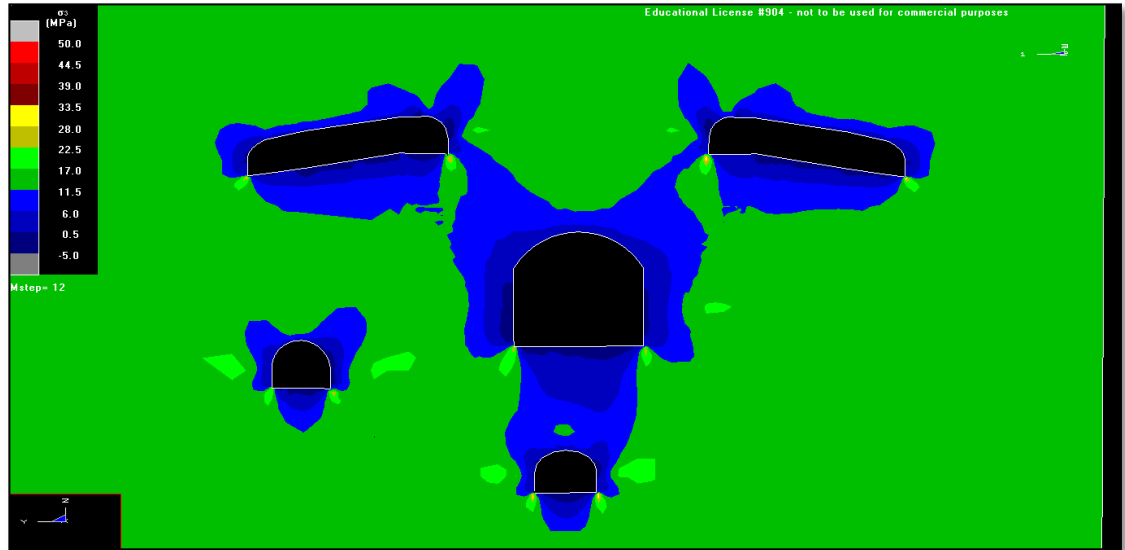


Figura C.20: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil EW Etapa N°12 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.21: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil EW Etapa N°18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.22: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil NS Etapa N°18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

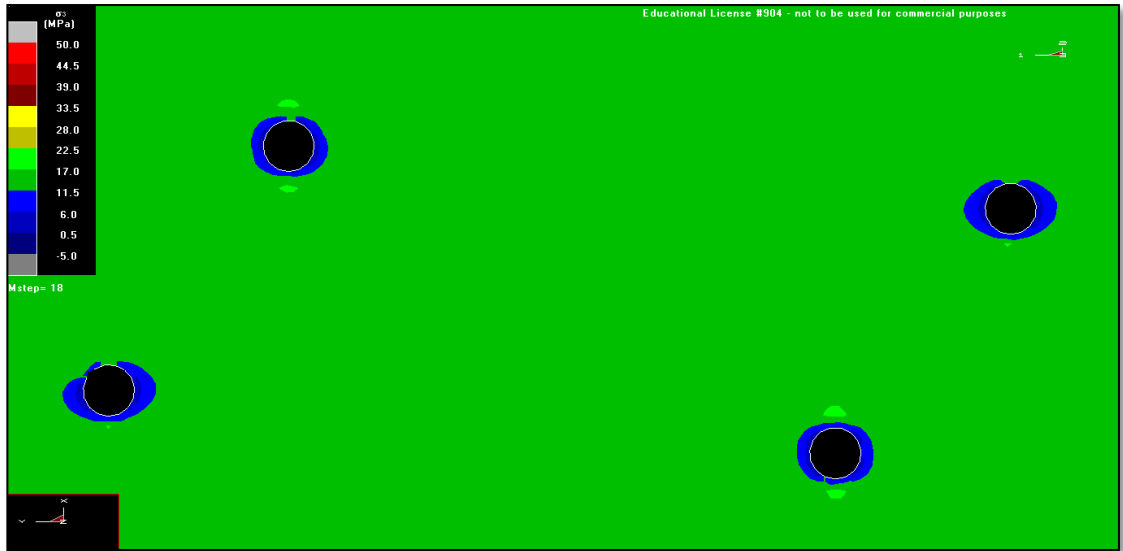


Figura C.23: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Planta Piques de Traspaso Etapa N°18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.2.3 Desplazamientos Totales

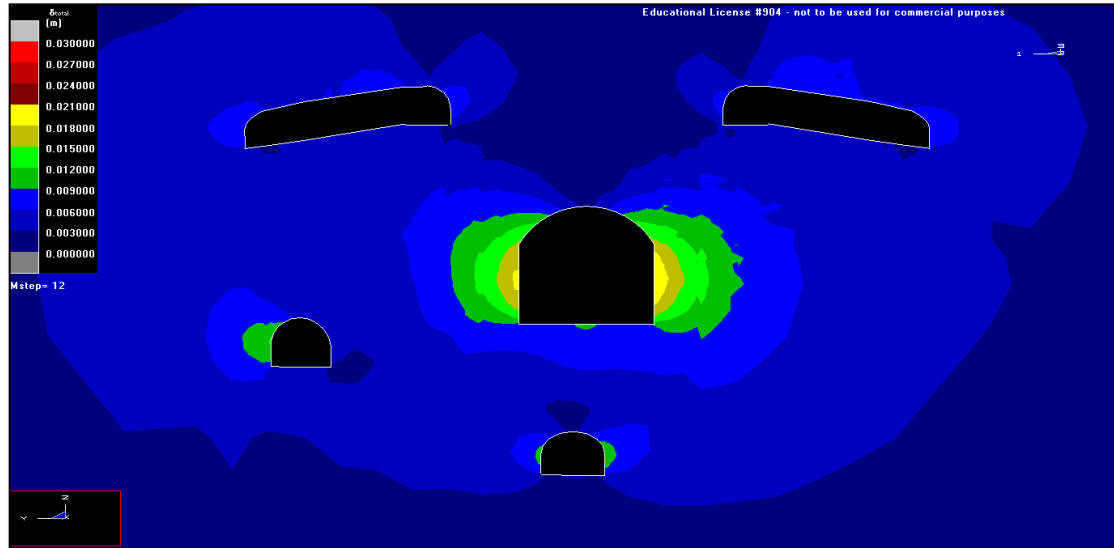


Figura C.24: Distribución del Desplazamiento Total Perfil EW Etapa Nº12 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

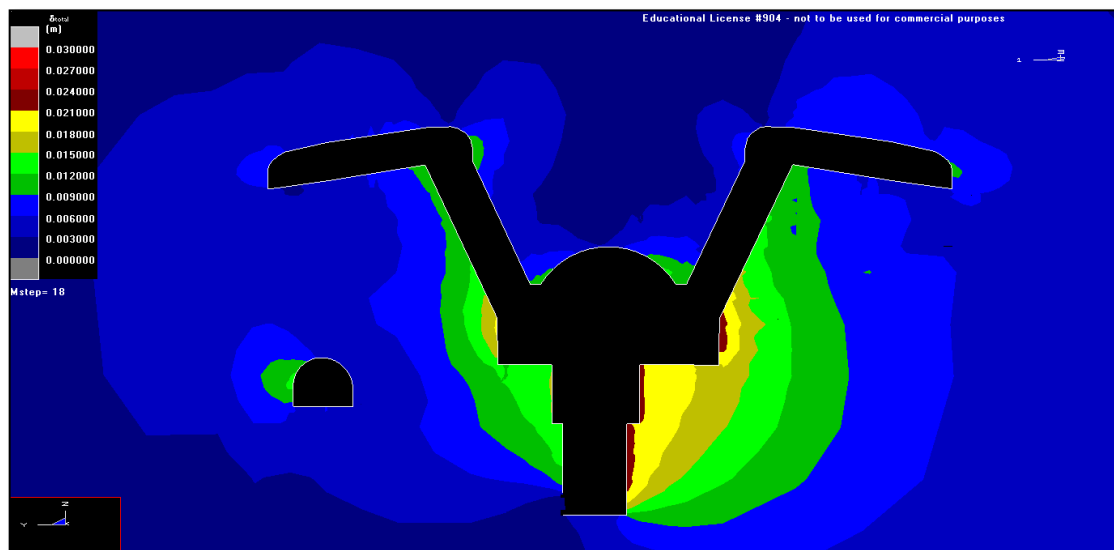


Figura C.25: Distribución del Desplazamiento Total Perfil EW Etapa Nº18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

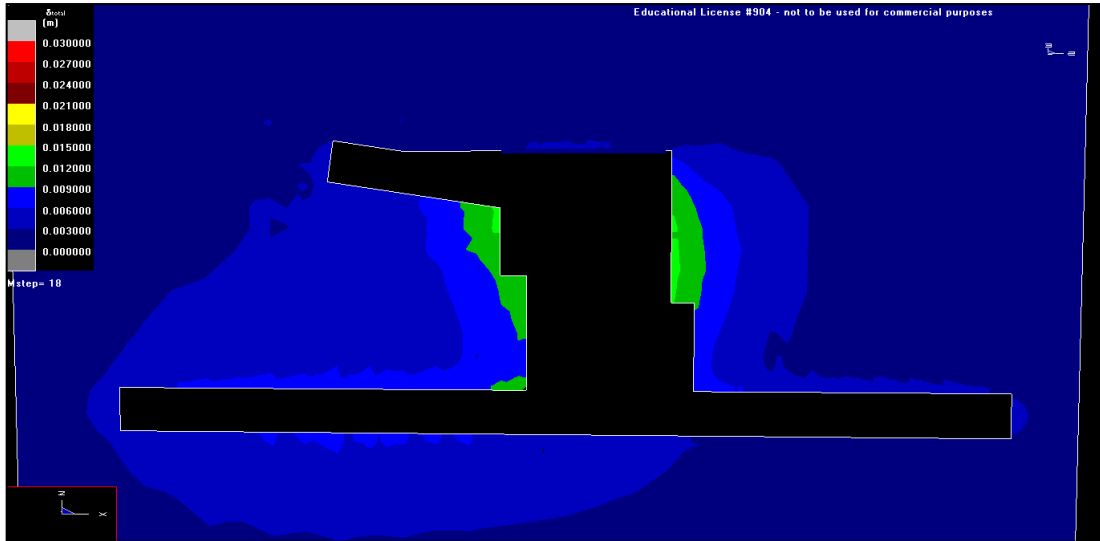


Figura C.26: Distribución del Desplazamiento Total Perfil NS etapa Nº18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

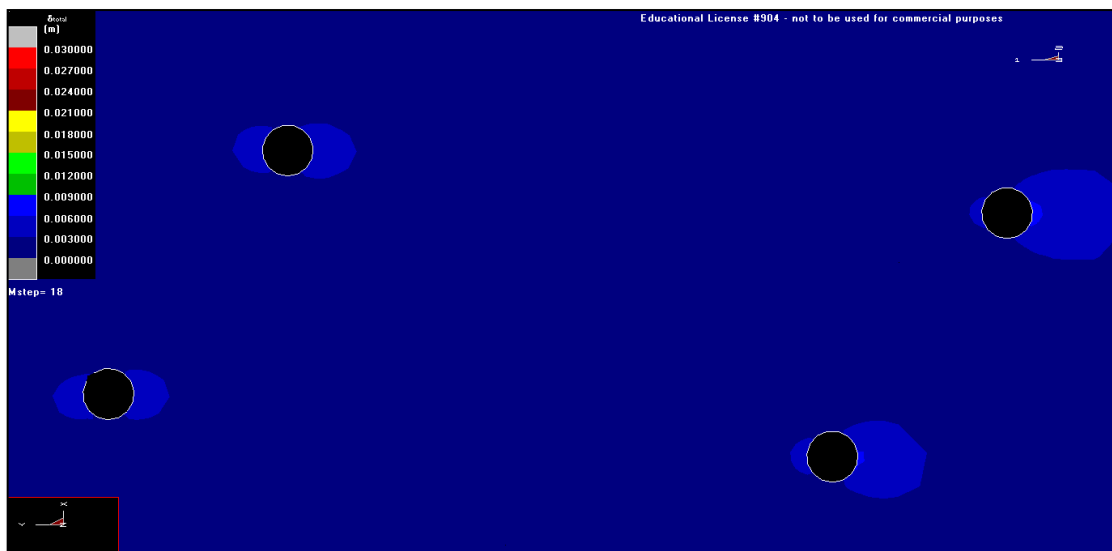


Figura C.27: Distribución del Desplazamiento Total Planta Piques de Traspaso Etapa Nº18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.2.4 Zonas de Daño

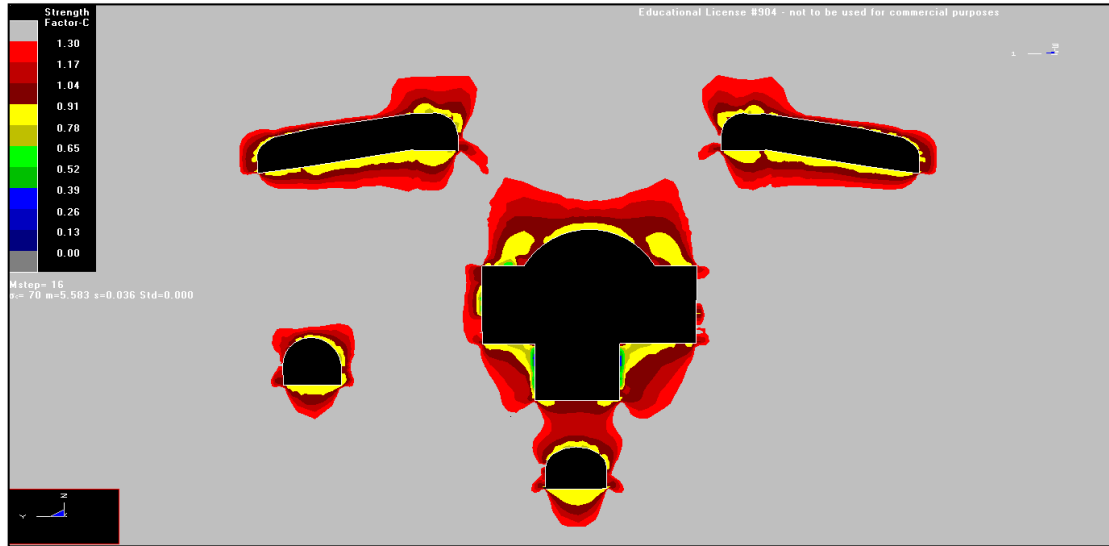


Figura C.28: Distribución de la Zona de Daño Perfil NS Etapa N°15 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

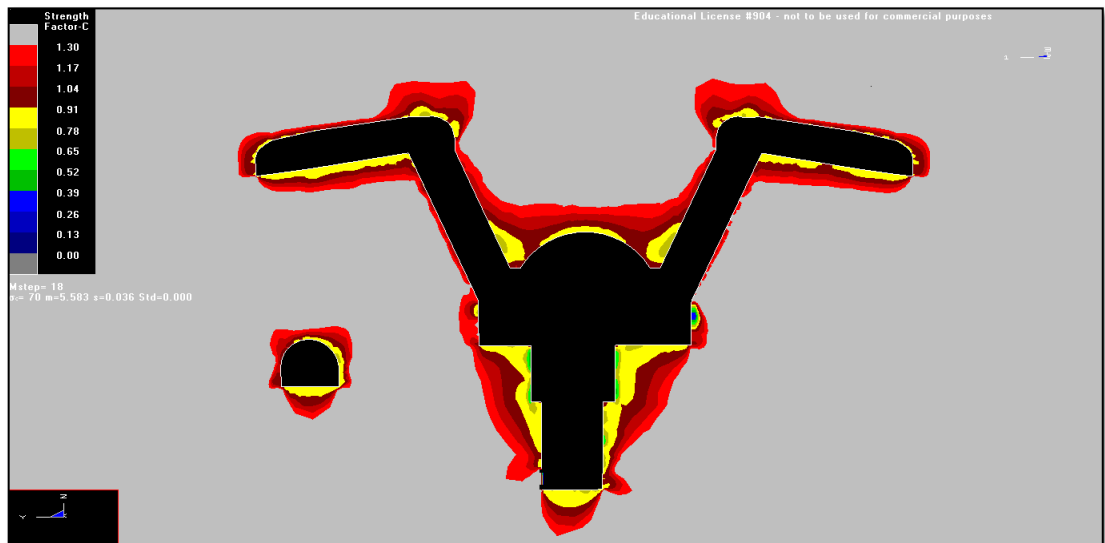


Figura C.29: Distribución de la Zona de Daño Perfil NS Etapa N°18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

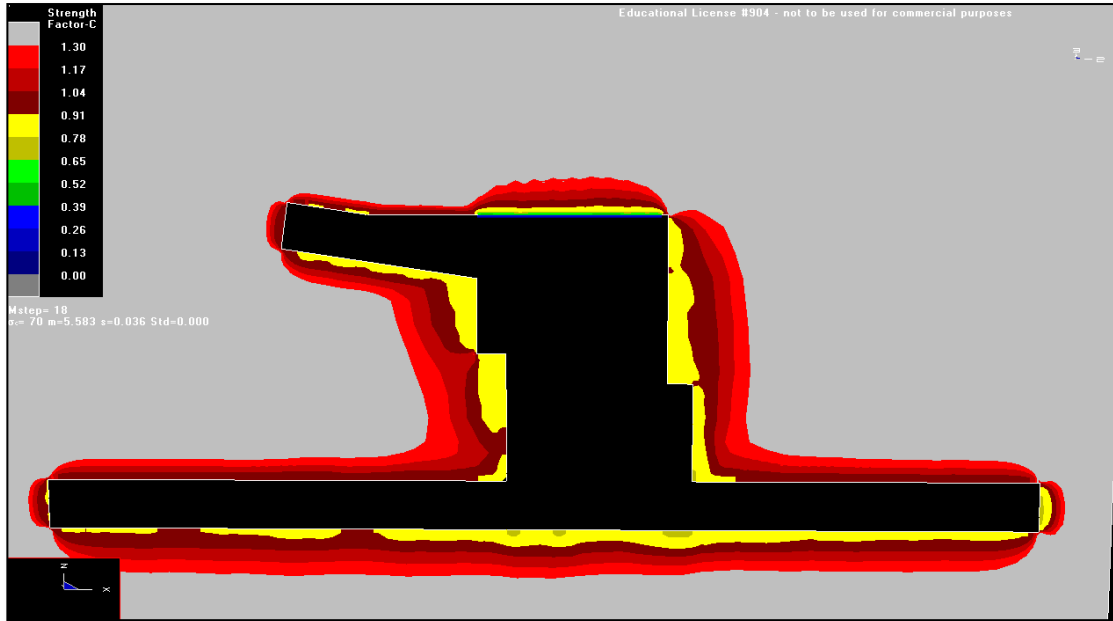


Figura C.30: Distribución de la Zona de Daño Perfil EW Etapa N°18 Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.3 Zona Sur

C.3.1 Esfuerzo Principal Mayor

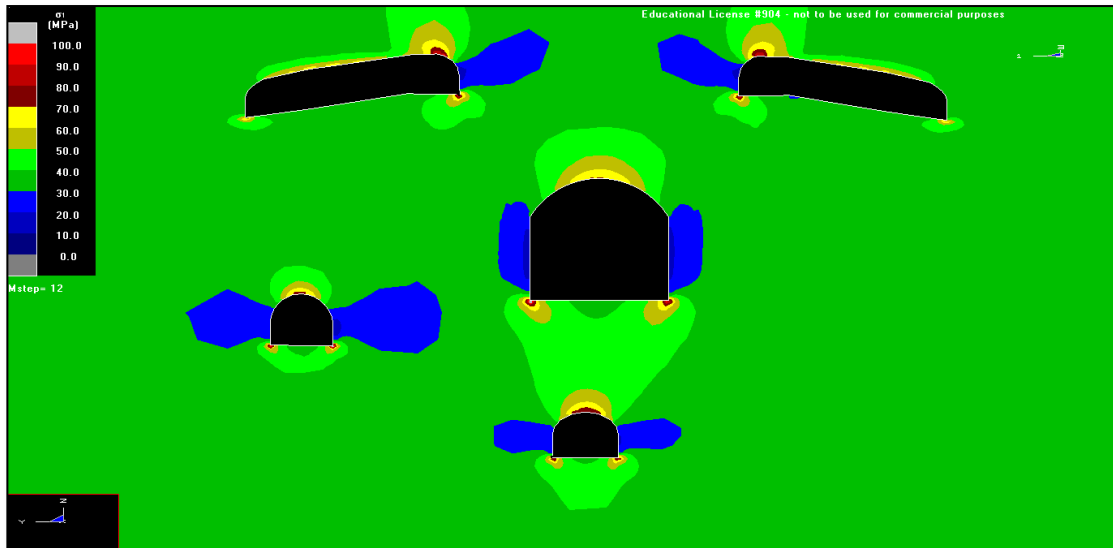


Figura C.31: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil NS Etapa N°12 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

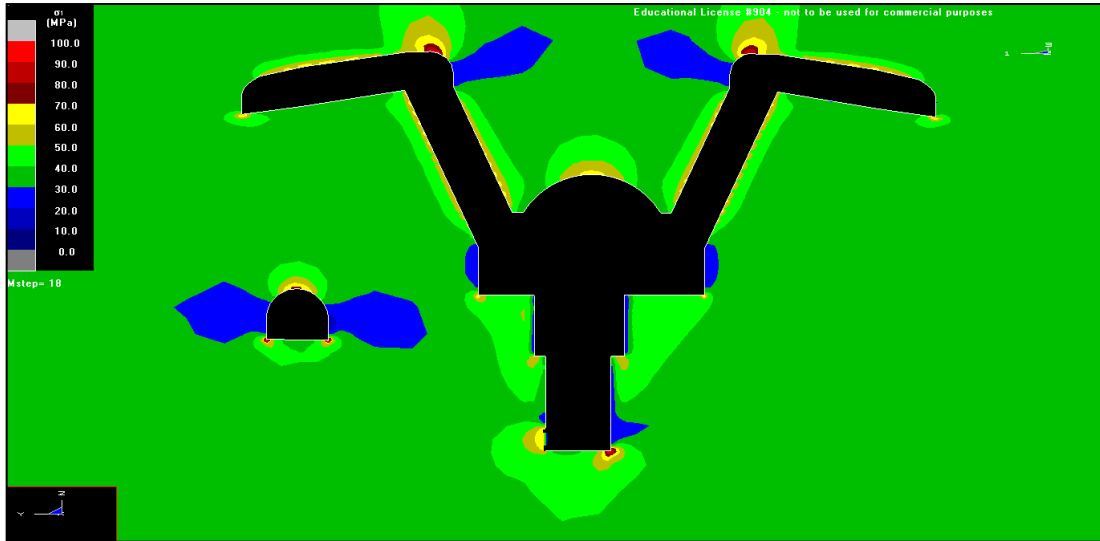


Figura C.32: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil NS Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

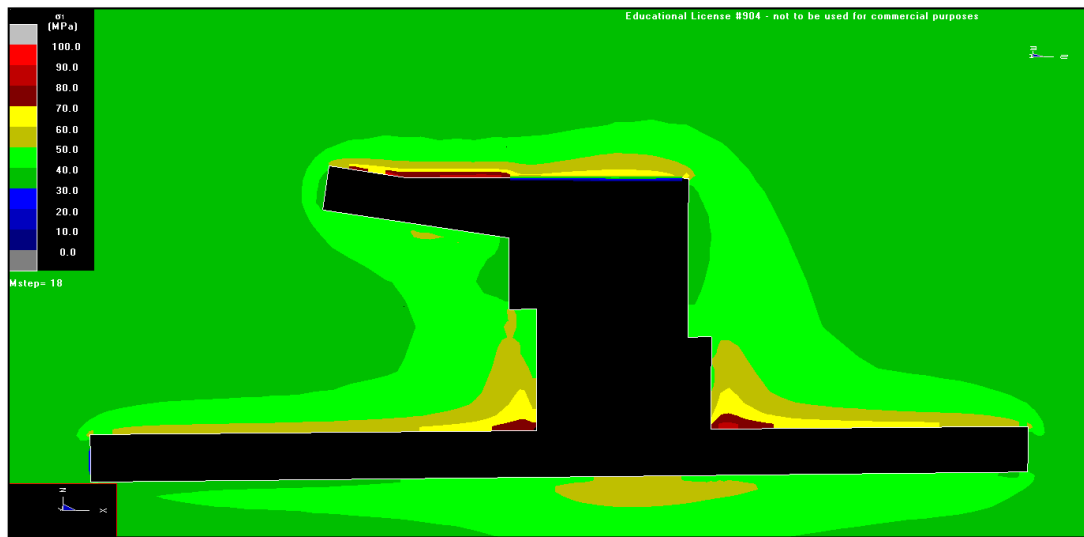


Figura C.33: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Perfil EW Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

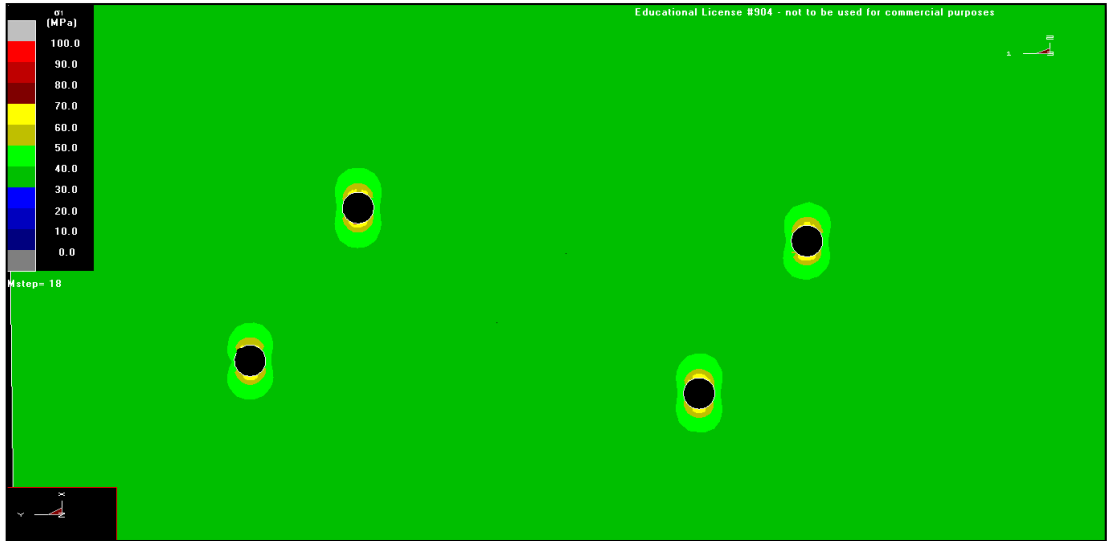


Figura C.34: Distribución del Esfuerzo Principal Mayor Planta Piques de Traspaso Etapa N°18 Zona Sur.

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.3.2 Esfuerzo Principal Menor

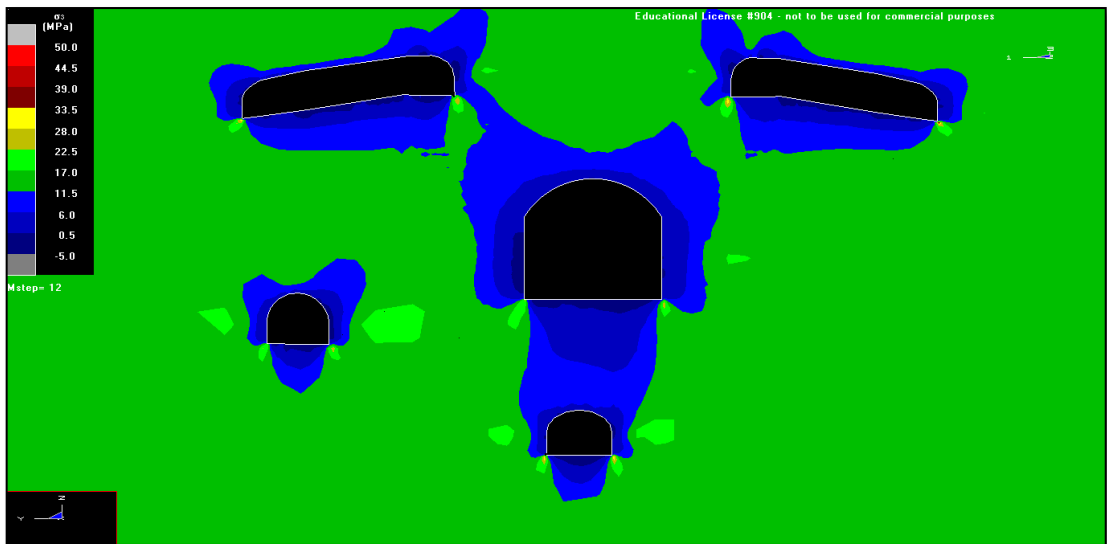


Figura C.35: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil NS Etapa N°12 Zona Sur.

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

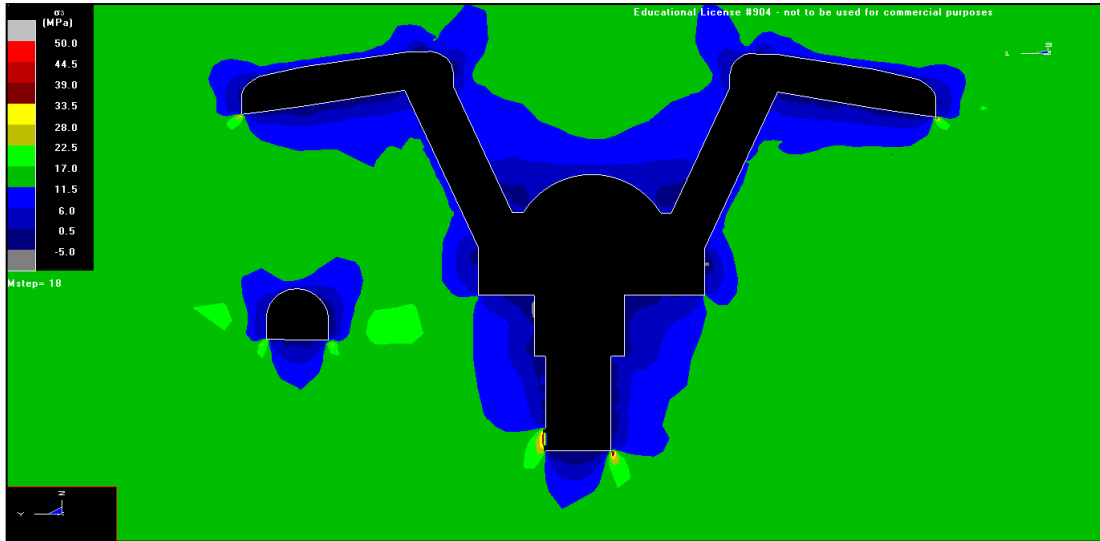


Figura C.36: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil NS Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.37: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Perfil EW Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

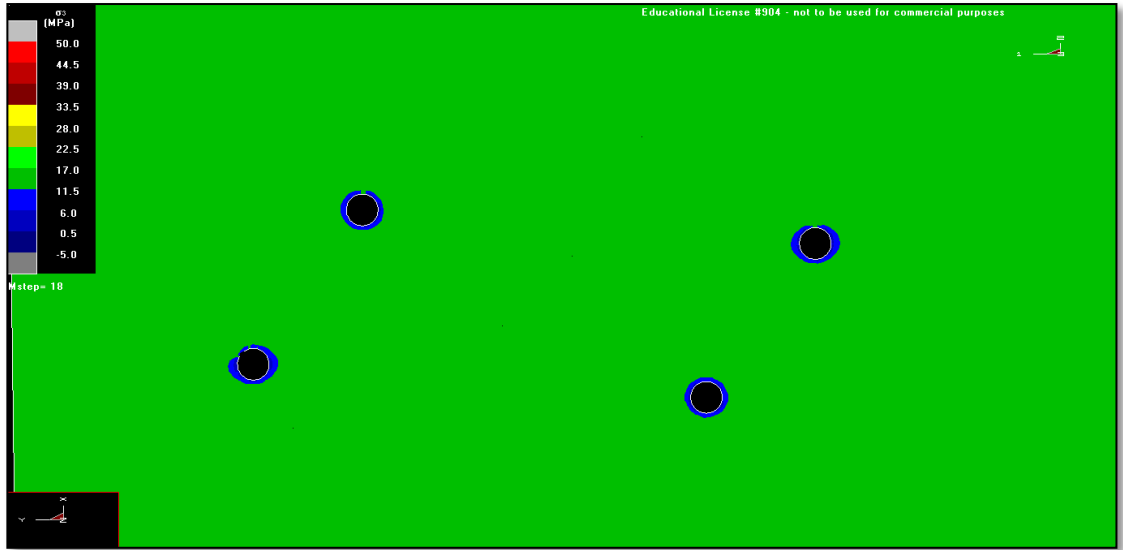


Figura C.38: Distribución del Esfuerzo Principal Menor Planta Piques de Traspaso Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.3.3 Desplazamientos Totales

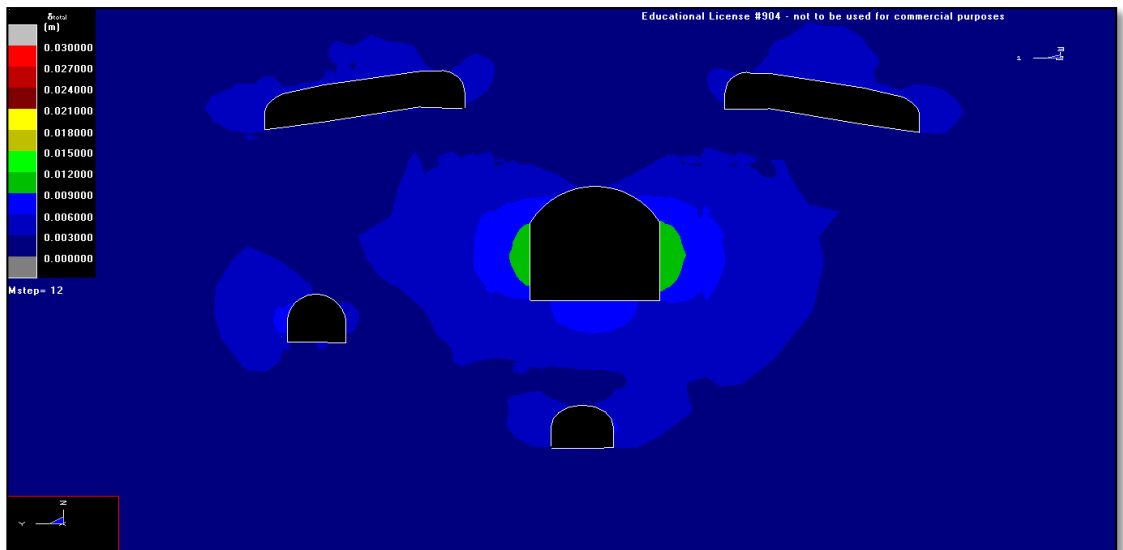


Figura C.39: Distribución del Desplazamiento Total Perfil NS Etapa N°12 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

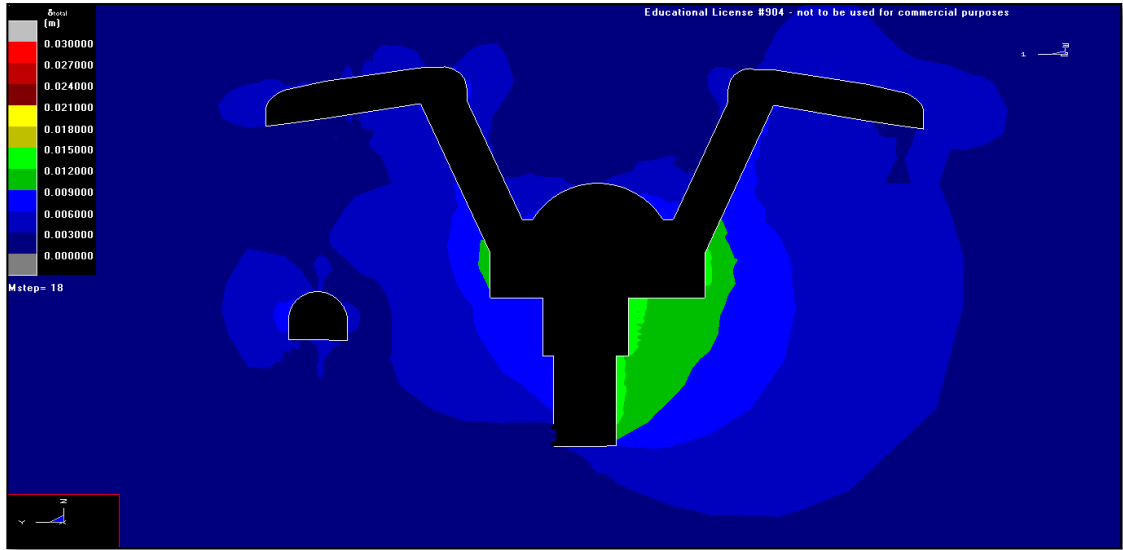


Figura C.40: Distribución del Desplazamiento Total Perfil NS, Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.



Figura C.41: Distribución del Desplazamiento Total Perfil EW Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

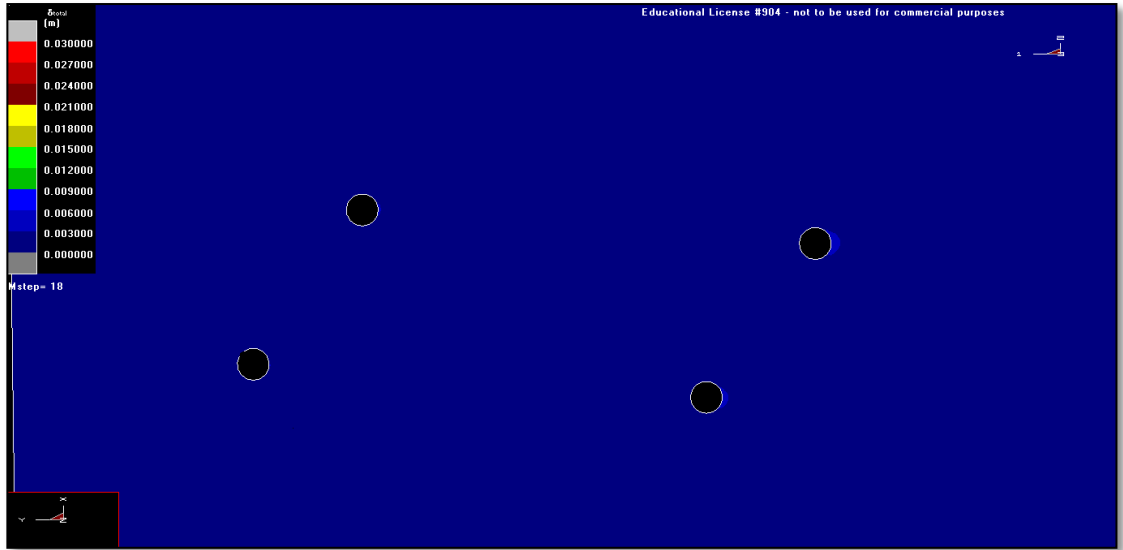


Figura C.42: Distribución del Desplazamiento Total Planta Piques de Traspaso Zona Sur
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

C.2.4 Zonas de Daño

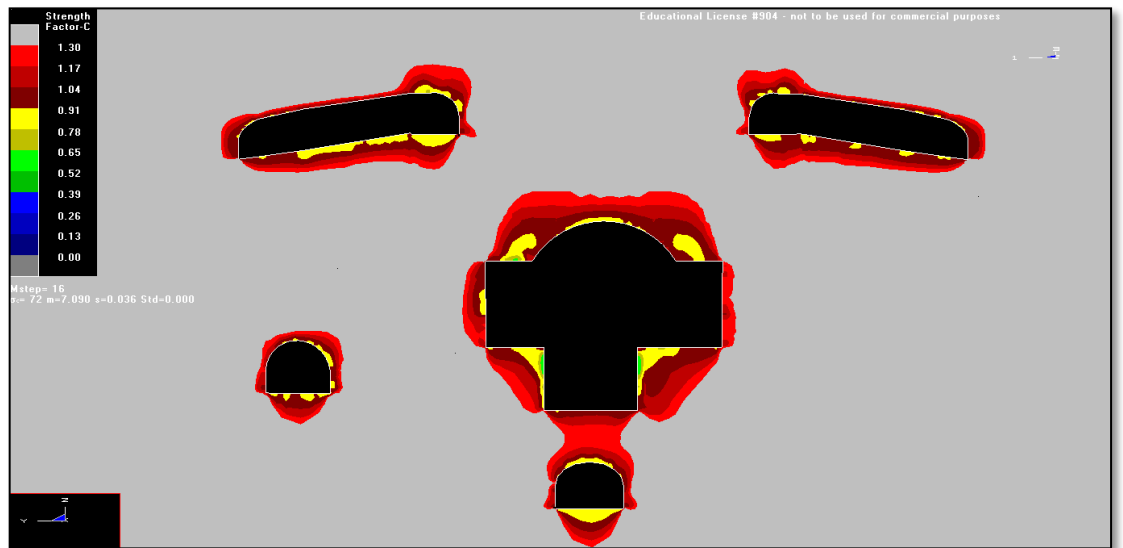


Figura C.43: Distribución de la Zona de Daño Perfil NS, Etapa N°12 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

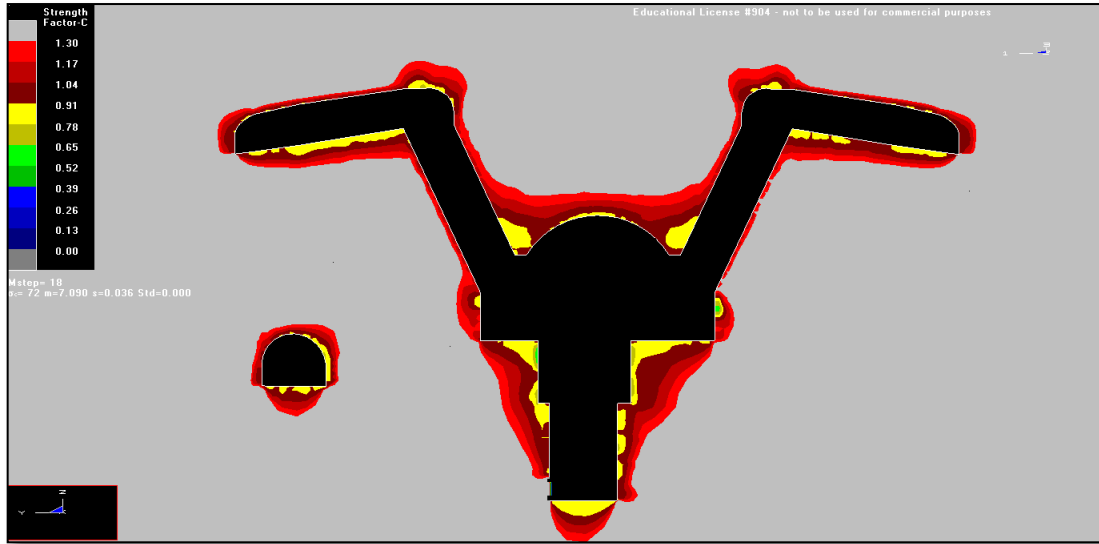


Figura C.44: Distribución de la Zona de Daño Perfil NS, Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

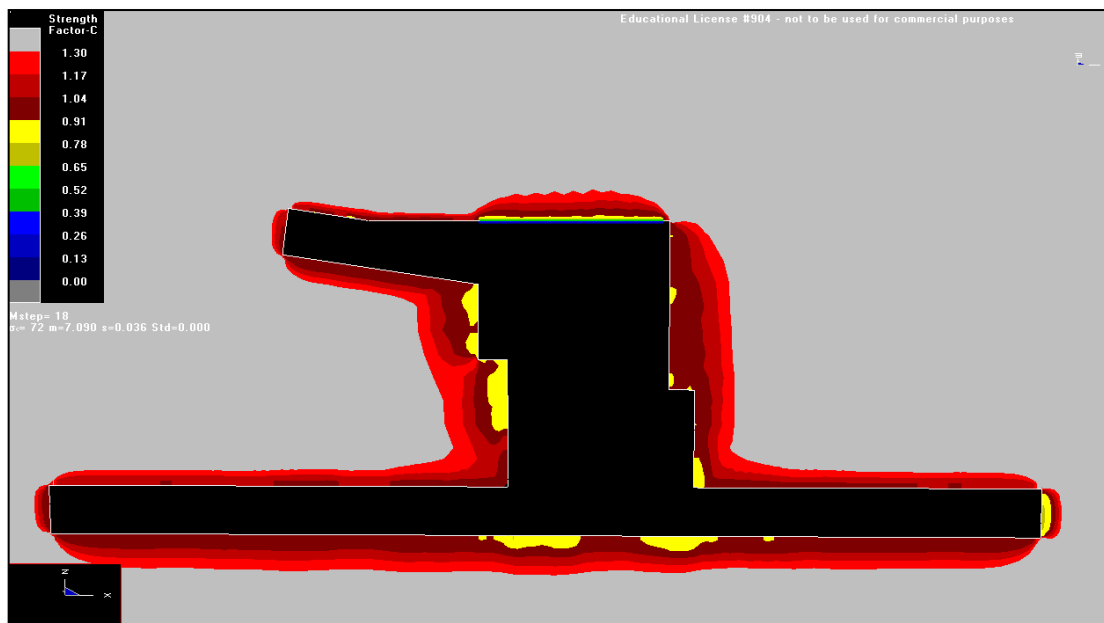


Figura C.45: Distribución de la Zona de Daño Perfil EW, Etapa N°18 Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

ANEXO D DETERMINACIÓN DIAGRAMAS DE FUERZAS

De acuerdo en lo estipulado por Carranza- Torres y Diederichs, 2009 (21), la metodología para determinar los diagramas de fuerzas considera un comportamiento similar a una viga, de acuerdo a la Figura D.1.

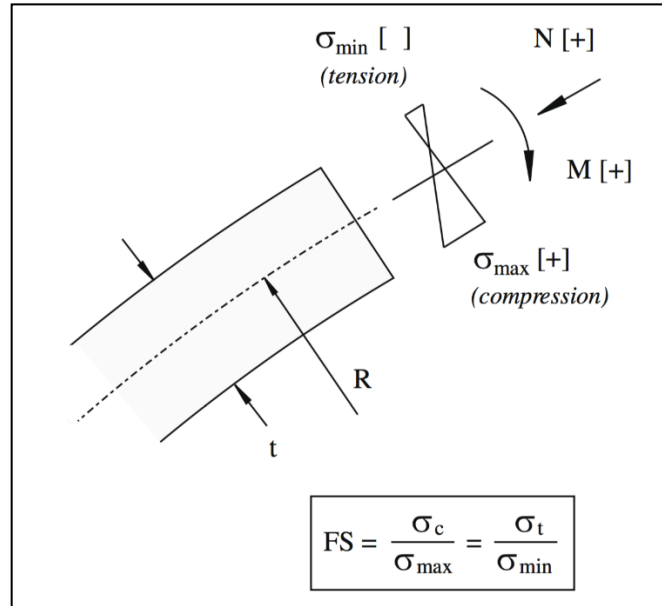


Figura D.1: FS Definido en Términos de Esfuerzos Axiales Máximos y Mínimos en un Arco de Sección Circular.

Fuente: Carranza-Torres y Diederichs, 2009 (21).

Donde:

σ_c : Es la resistencia a la compresión, definido como positivo (+).

σ_t : Es la resistencia a la tracción, definido como negativo (-).

N: Es la Fuerza Normal.

M: Momento Flexionante.

Los esfuerzos máximos y mínimos para una viga se definen de acuerdo a lo siguiente:

$$\sigma_{Min}^{Max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * t/2$$

(Ec D.1)

Donde:

A: Es el área transversal.

I: Es el Momento de Inercia.

$t/2$: Es la mitad del espesor.

Combinando las ecuaciones en la Figura D.1 y la (Ec D.1, se determinan, para el esfuerzo máximo y mínimo respectivamente, la fuerza normal en función del momento flexionante y el factor de seguridad.

$$N = -\frac{|M| * A * t}{2I} + \frac{\sigma_c * A}{FS} \quad (\text{Ec D.2})$$

$$N = \frac{|M| * A * t}{2I} + \frac{\sigma_t * A}{FS} \quad (\text{Ec D.3})$$

De acuerdo a las Ecuaciones anteriores, se construye un gráfico fuerza normal vs momento flexionante, como se muestra a continuación.

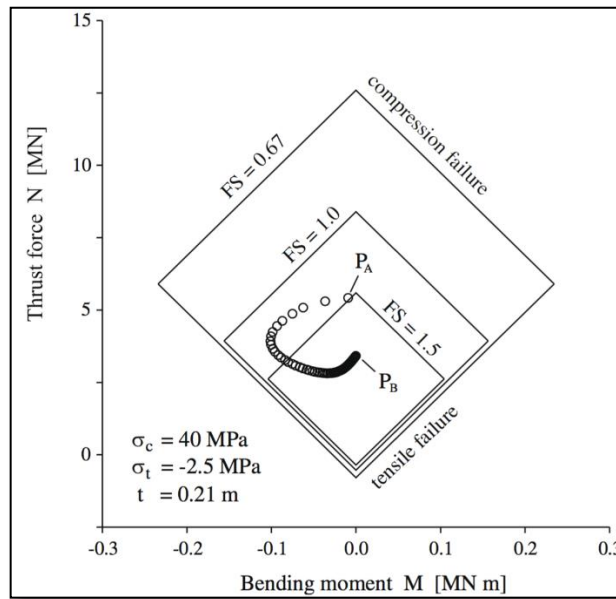


Gráfico D.1: Representación Gráfica de los Resultados del análisis, Fuerza de Normal vs Momento Flexionante.

Fuente: Carranza-Torres y Diederichs, 2009 (21).

De forma similar se construye el gráfico fuerza normal vs fuerza de corte, considerando la siguiente figura.

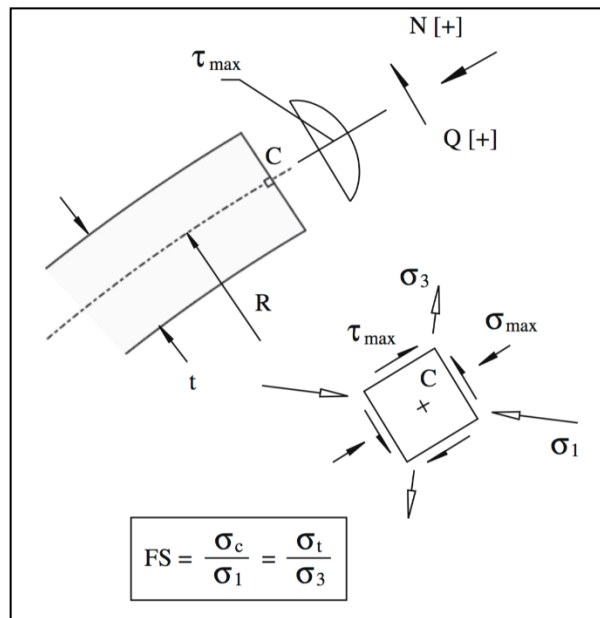


Figura D.2: FS Definido en Términos de Esfuerzos Principales Mayor y Menor, Inducidos por Fuerzas Normales y de Corte en un Arco de Sección Circular. Fuente: Carranza-Torres y Diederichs, 2009 (21).

En esta situación, solo la fuerza normal produce esfuerzo axial máximo, por ende

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \tag{Ec D.4}$$

Y el esfuerzo de corte máximo se calcula, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} * \frac{Q}{A} \tag{Ec D.5}$$

Donde Q, es la fuerza de corte en el elemento.

Considerando además que se define los esfuerzos principales en el plano, de acuerdo a:

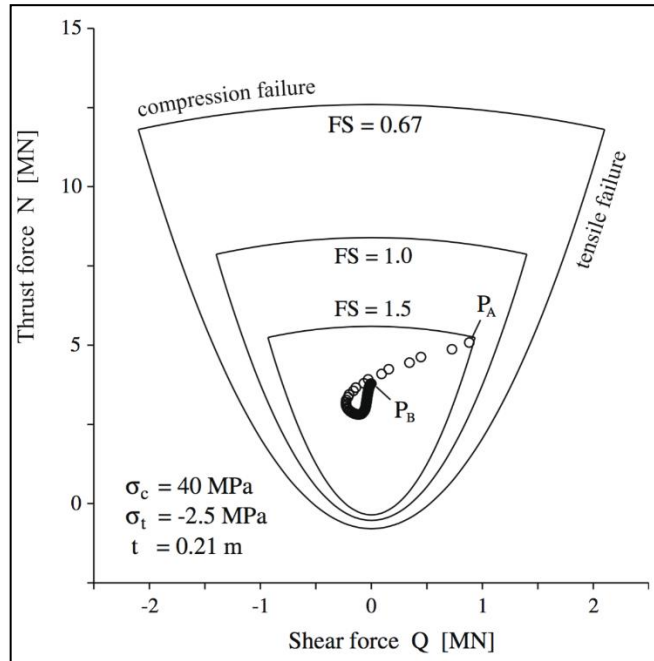
$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{max}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{max}}{2}\right)^2 + \tau_{max}^2} \tag{Ec D.6}$$

Combinando las ecuaciones anteriores y la que está en la Figura D.2, se determinan las ecuaciones de fuerza normal en función de la fuerza de corte y del factor de seguridad.

$$N = \frac{\sigma_c * A}{FS} - \frac{9}{4} * \frac{Q^2 * FS}{\sigma_c * A} \quad (D.7)$$

$$N = \frac{\sigma_t * A}{FS} - \frac{9}{4} * \frac{Q^2 * FS}{\sigma_t * A} \quad (D.8)$$

De acuerdo a estas ecuaciones, se construye un gráfico como el siguiente:



Gráficos D.2: Representación Gráfica de los Resultados del Análisis, Fuerza de Normal vs Fuerza de Corte.
Fuente: Carranza-Torres y Diederichs, 2009 (21).

ANEXO E VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DEL SHOTCRETE SALA DE CHANCADO

E.1 Zona Norte

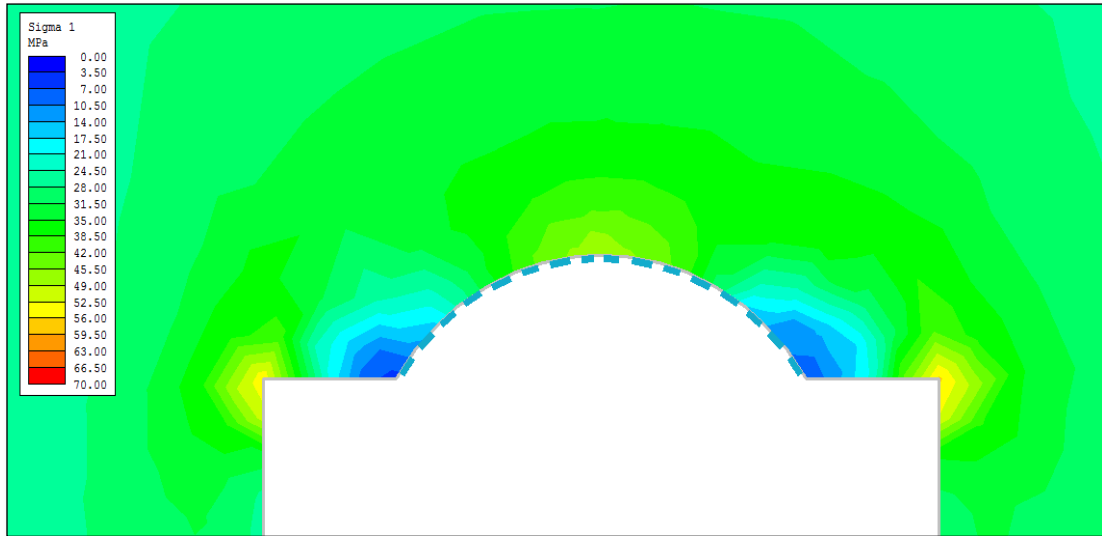


Figura E.1: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

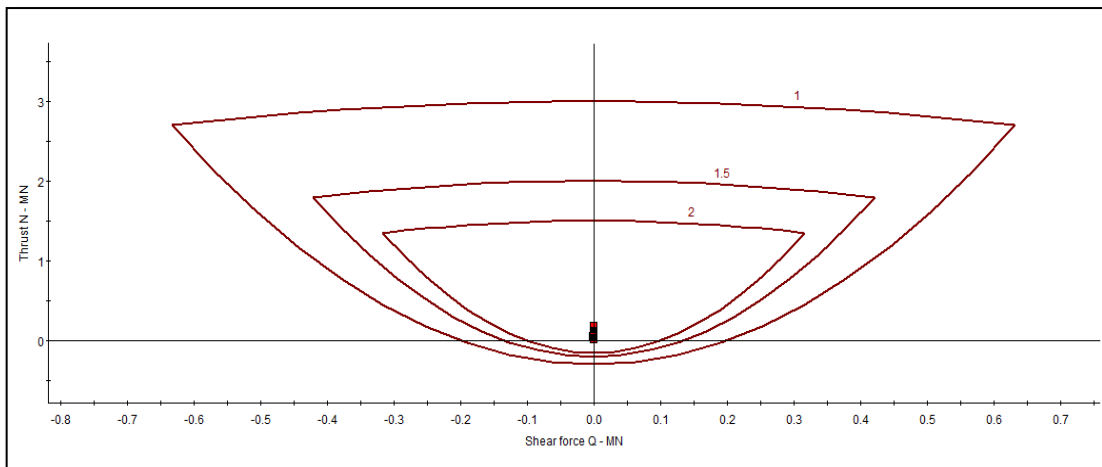


Gráfico E.1: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

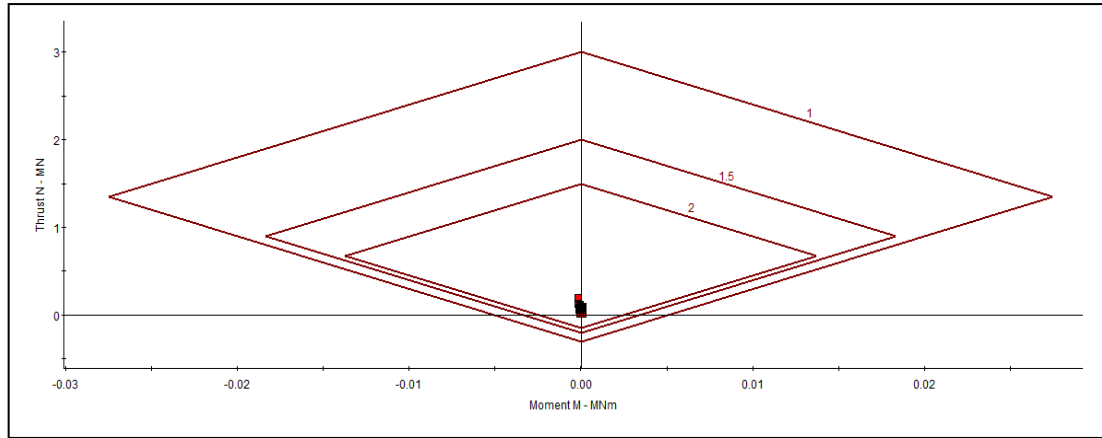


Gráfico E.2: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Norte.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

E.2 Zona Centro

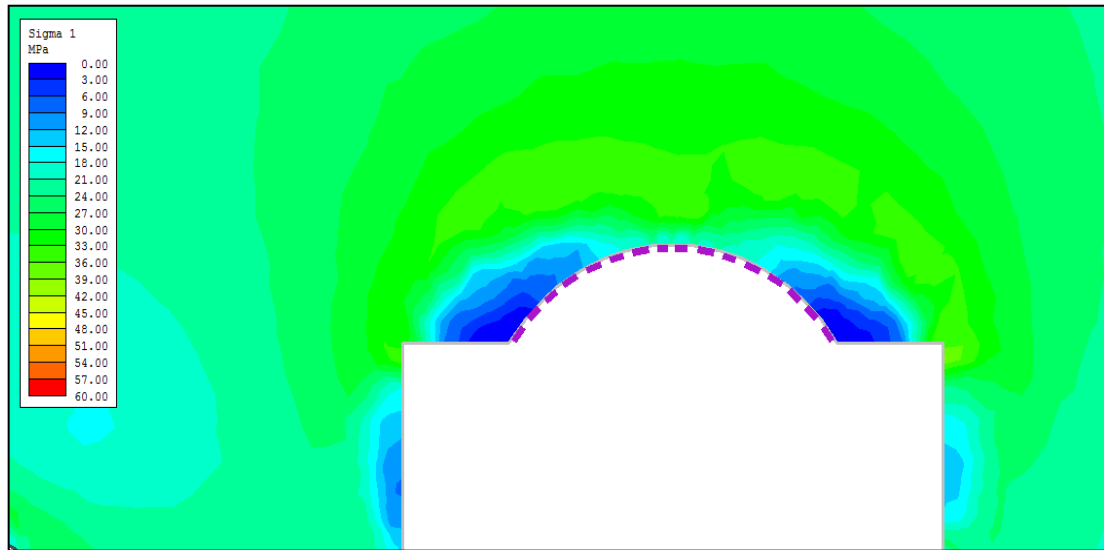


Figura E.2: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

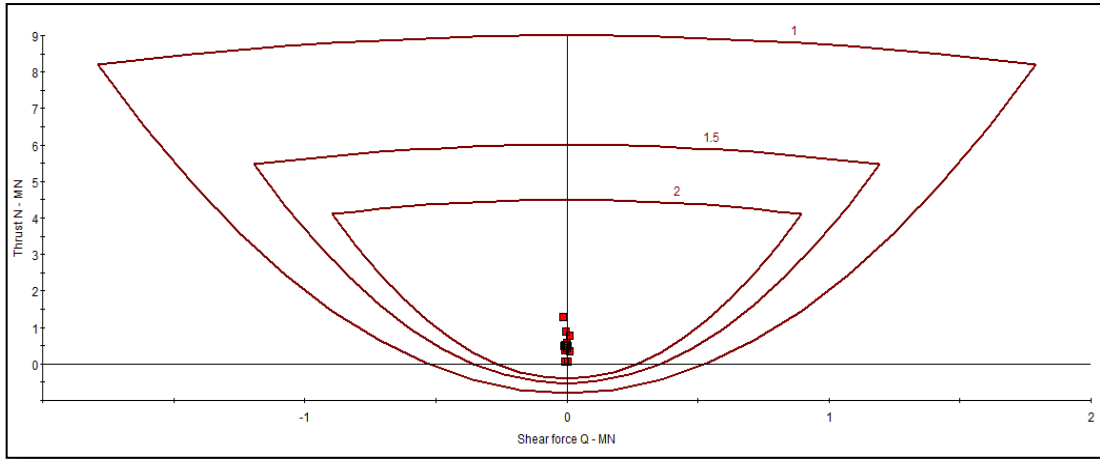


Gráfico E.3: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

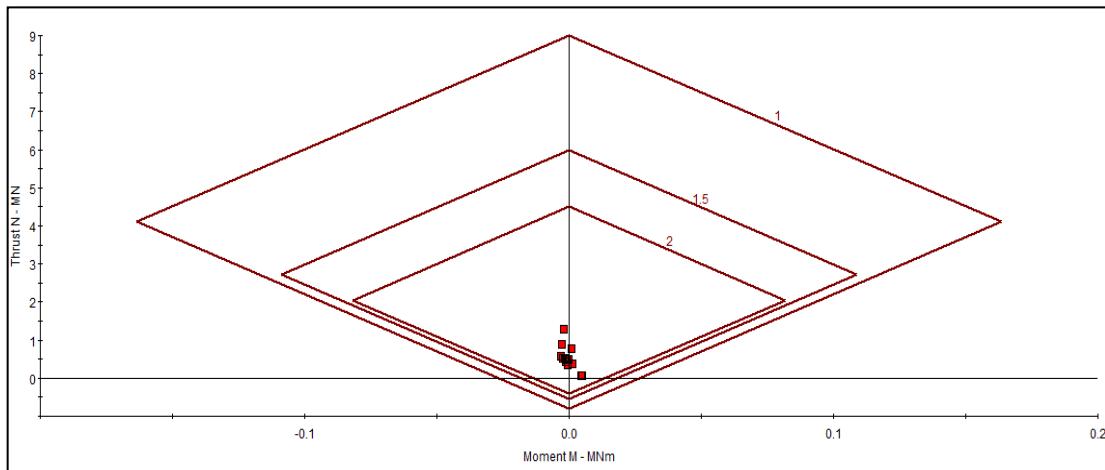


Gráfico E.4: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Centro.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

E.3 Zona Sur

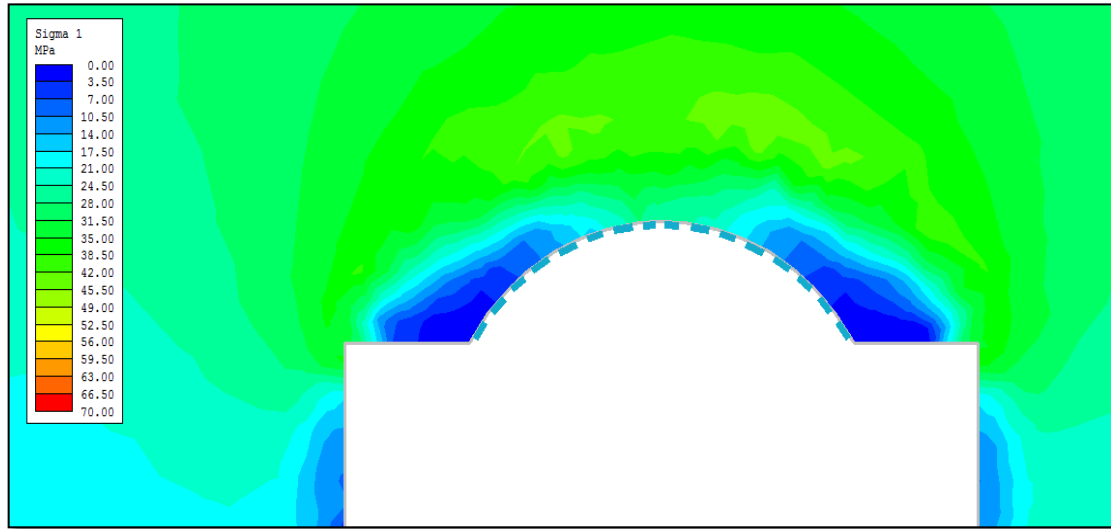


Figura E.3: Área de Análisis para Verificación del Shotcrete Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

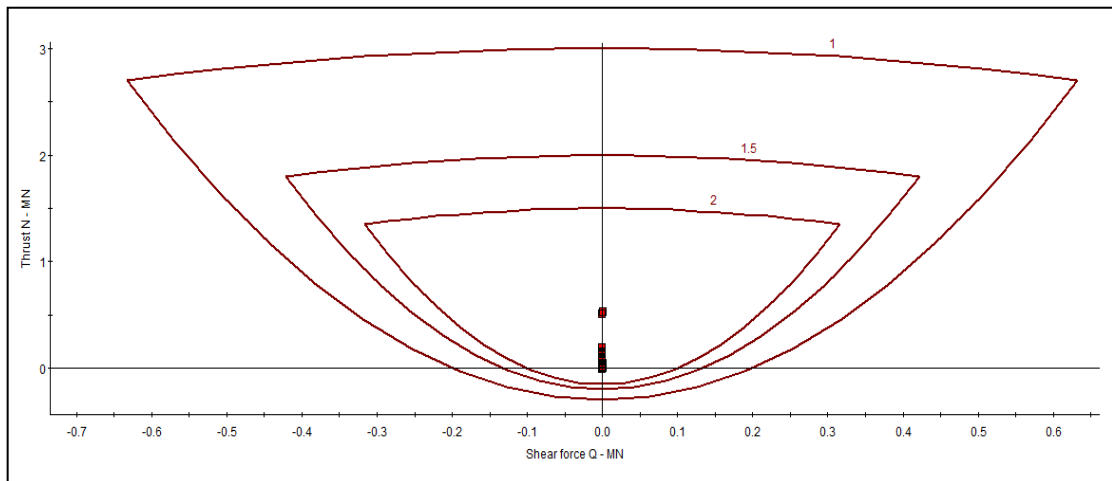


Figura E.4: Diagrama Fuerza Normal vs Fuerza de Corte Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

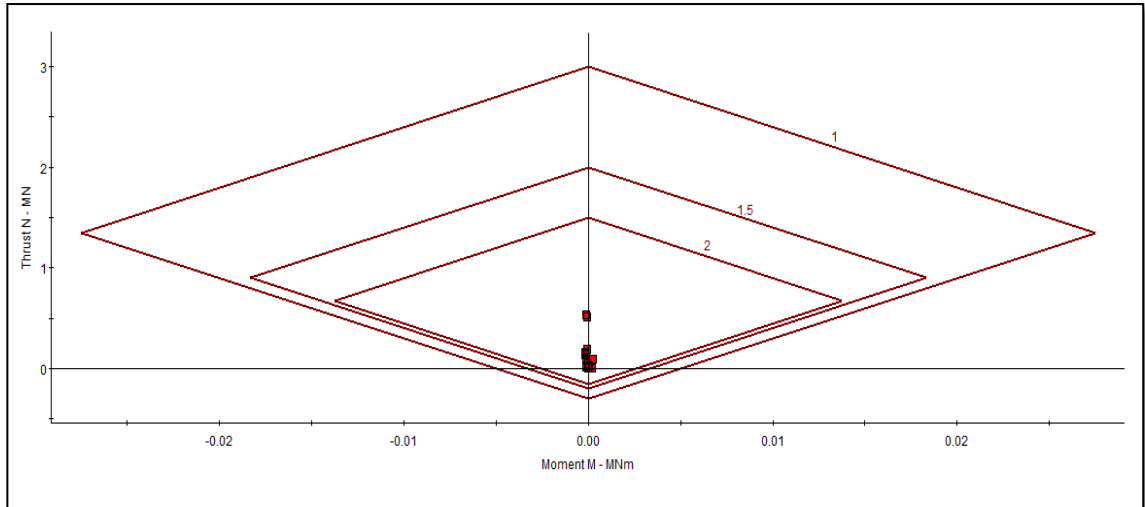


Figura E.5: Diagrama Fuerza Normal vs Momento Flexionante Zona Sur.
Fuente: Elaboración Propia, 2016.

ANEXO F DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE FALLA DE LOS ELEMENTOS DE SOPORTE

Tabla E.1: Probabilidad de Falla Zona Norte.

Labor	Sci+		Sci-		GSI+		GSI-		FS Medio		Desv Estándar		Probabilidad de Falla (%)	
	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno
Túnel Correa Intermedia		2.81		1.84		2.42		1.52		2.00		0.66		6.6
Acceso Estación de Traspaso		3.64		1.83		3.35		1.95		2.54		1.14		8.8
Acceso Sala de Chancado		4.66		3.55		5.05		2.88		4.06		1.22		0.6
Galería de Acceso Constructivo		6.92		1.37		8.69		4.26		5.85		3.55		8.6
Estación de Traspaso		4.09		3.07		5.26		2.80		3.35		1.33		3.9
Galería Piloto		3.77		3.29		5.16		3.01		3.64		1.10		0.8
Sala de Chancado		2.76		2.41		3.35		2.26		4.67		0.57		0.0
Piques de Traspaso	14.15		9.86		14.79		11.22		13.02		2.79		0.0	
Troncos de Pique	2.87		1.19		2.71		1.38		2.38		1.07		9.9	

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Tabla F.2: Probabilidad de Falla Zona Centro.

Labor	Sci+			Sci-			GSI+			GSI-			Desv Estándar		FS Medio		Probabilidad de Falla (%)		
	Cable	Perno	FS	Cable	Perno	FS	Cable	Perno	FS	Cable	Perno	FS	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	
																			FS
Túnel Correa Intermedia			1.94			1.56			1.97			1.02			0.51			1.69	9.0
Acceso Estación de Traspaso			3.90			2.47			4.73			1.89			1.59			3.10	9.3
Acceso Sala de Chancado			2.99			2.52			3.23			2.11			0.61			2.64	0.4
Galería de Acceso Constructivo			7.69			4.18			7.39			3.16			2.75			5.12	6.7
Estación de Traspaso			2.29			1.77			2.88			3.72			0.50			2.69	0.0
Galería Piloto			1.89			1.26			2.31			1.33			0.58			1.80	8.5
Sala de Chancado			3.00			2.53			3.39			2.40			0.54			2.34	0.7
Piques de Traspaso	8.58			6.65			10.23			6.49				2.11			9.18		0.0
Troncos de Pique	3.09			1.62			5.02			4.63				0.76			2.01		9.2

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Tabla F.3: Probabilidad de Falla Zona Sur.

Labor	Sci+		Sci-		GSI+		GSI-		FS Medio		Desv Estándar		Probabilidad de Falla (%)	
	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno	Cable	Perno
Túnel Correa Intermedia		2.54		1.43		2.63		1.34		2.22		0.85		7.7
Acceso Estación de Traspaso		3.50		2.12		3.66		1.72		3.66		1.20		1.3
Acceso Sala de Chancado		2.80		2.23		3.18		2.13		3.50		0.60		0.0
Galería de Acceso Constructivo		7.47		3.18		6.43		3.06		5.65		2.72		4.4
Estación de Traspaso		3.63		2.22		4.71		2.27		4.81		1.41		0.3
Galería Piloto		2.18		1.77		2.18		1.60		3.04		0.35		0.0
Sala de Chancado		4.18		3.44		4.36		3.13		4.01		0.72		0.0
Piques de Traspaso	12.64		8.87		14.34		9.86		11.57		2.93		0.0	
Troncos de Pique	3.79		2.18		3.42		2.16		2.61		1.02		5.8	

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

ANEXO G CUBICACIÓN DE ELEMENTOS DE SOPORTE

Tabla G.1: Requerimientos de Fortificación por Sala de Chancado en Roca de Buena Calidad Geotécnica.

Desarrollos Horizontales														
Nombre Obra	Sigla	Sección (mxm)	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Cantidad de Pernos de 2.5m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Unidad	Cantidad de Tuercas	Unidad	Malla Cuadrada MF-3500	Unidad	Shotcrete Tipo H-30	Unidad
Acceso Estación de Trespaso	ACE	4.00 x 3.80	13.5	40 m	117	Unidades	117	Unidades	117	Unidades	150	m ²	11	m ³
Estación de Trespaso	E	4.00 x 6.90	14.79	86 m	358	Unidades	358	Unidades	358	Unidades	475	m ²	36	m ³
Acceso Constructivo Sala de Chancado	FC	4.00 x 3.82	14.8	20 m	58	Unidades	58	Unidades	58	Unidades	76	m ²	6	m ³
Total de Obras y Elementos de Fortificación				126 m	532.5	Unidades	532.5	Unidades	532.5	Unidades	703	m ²	53	m ³
Total de Elementos de Soporte (con Factor de Corrección)				126 m	586	Unidades	586	Unidades	586	Unidades	844	m ²	65	m ³
Desarrollos Verticales														
Nombre Obra	Sigla	Diametro (m)	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Cantidad de Cables de 3.0 m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 250x250x10	Unidad	Cantidad de Barril-Cuña	Unidad	Malla Cuadrada MF-3500	Unidad	Hormigon Alta Resistencia	Unidad
Prque de Trespaso	PQ	3.5	9.62	48 m	192	Unidades	192	Unidades	192	Unidades	212	m ²	42	m ³
Trenco Piques	TPQ	4.5	15.9	29.6 m	148	Unidades	148	Unidades	148	Unidades	212	m ²	42	m ³
Total de Obras y Elementos de Fortificación				77.6 m	340	Unidades	340	Unidades	340	Unidades	211.64	m ²	42	m ³
Total de Elementos de Soporte (con Factor de Corrección)				77.6 m	374	Unidades	374	Unidades	374	Unidades	254	m ²	48	m ³
Desarrollos Horizontales														
Nombre Obra	Sigla	Sección (mxm)	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Cantidad de Pernos de 2.5m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 3.0m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Unidad	Cantidad de Tuercas	Unidad	Cantidad de Cables de 10.0 m	Unidad
Acceso Inferior Sala de Chancado	A	5.50 x 5.00	14.79	20 m	75	Unidades	75	Unidades	75	Unidades	75	Unidades	82	Unidades
Sala de Chancado	SC	16.10 x 23.57	376.36	2 m	75	Unidades	2131	Unidades	2131	Unidades	2206	Unidades	82	Unidades
Total de Obras y Elementos de Fortificación				22 m	150	Unidades	2206	Unidades	2206	Unidades	2281	Unidades	164	Unidades
Total de Elementos de Soporte (con Factor de Corrección)				22 m	162	Unidades	2344	Unidades	2344	Unidades	2427	Unidades	164	Unidades
Desarrollos Horizontales														
Nombre Obra	Sigla	Sección (mxm)	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Cantidad de Pernos de 3.0m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Unidad	Cantidad de Tuercas	Unidad	Malla Cuadrada MF-3500	Unidad	Shotcrete Tipo H-30	Unidad
Galera Correa Intermedia	CI	6.5 x 5	9.62	72.2 m	271	Unidades	271	Unidades	271	Unidades	361	m ²	27	m ³
Total de Obras y Elementos de Fortificación				72.2 m	271	Unidades	271	Unidades	271	Unidades	361	m ²	27	m ³
Total de Elementos de Soporte (con Factor de Corrección)				72.2 m	298	Unidades	298	Unidades	298	Unidades	433	m ²	33	m ³

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Tabla G.2: Requerimientos de Fortificación por Sala de Chancado en Roca de Regular Calidad Geotécnica.

Desarrollos Horizontales													
Nombre Obra	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Unidad	Cantidad de Pernos de 2.5m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Unidad	Cantidad de Tuercas	Unidad	Malla Cuadrada MFR-3500	Unidad	Shocrete Tipo H-30	Unidad
Acceso Estación de Traspaso	13.5	40 m	ACE 4.00 x 3.80	180 Unidades	180 Unidades	561 Unidades	180 Unidades	561 Unidades	180 Unidades	166.4 m ²	17 m ³		
Estación de Traspaso	14.78	68 m	E 4.60 x 6.90	561 Unidades	561 Unidades	110 Unidades	561 Unidades	110 Unidades	561 Unidades	541 m ²	54 m ³		
Acceso Constructivo Sala de Chancado	14.8	20 m	FC 4.00 x 3.82	110 Unidades	110 Unidades	851 Unidades	110 Unidades	851 Unidades	110 Unidades	103.2 m ²	10 m ³		
Total de Obras y Elementos de Fortificación		126 m		851 Unidades	851 Unidades	936 Unidades	851 Unidades	936 Unidades	851 Unidades	811 m ²	81 m ³		
Total de Elementos de Soporte (con Factor de Corrección)				936 Unidades	936 Unidades		936 Unidades		936 Unidades	973 m ²	100 m ³		

Desarrollos Verticales													
Nombre Obra	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Unidad	Cantidad de Cables de 3.0 m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 230x250x10	Unidad	Cantidad de Barril-Cuña	Unidad	Malla Cuadrada MFR-3500	Unidad	Hormigon Alto Resistencia	Unidad
Plaque de Traspaso	9.62	48 m	PQ 3.5	192 Unidades	192 Unidades	262 Unidades	192 Unidades	262 Unidades	192 Unidades	375 m ²	m ³		
Tonco Piques	15.9	52.4 m	TPQ 4.5	453 Unidades	453 Unidades	262 Unidades	453 Unidades	262 Unidades	453 Unidades	374.66 m ²	75 m ³		
Total de Obras y Elementos de Fortificación		100.4 m		498 Unidades	498 Unidades	288 Unidades	498 Unidades	288 Unidades	498 Unidades	450 m ²	81 m ³		
Total de Elementos de Soporte (con Factor de Corrección)													

Nombre Obra	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Unidad	Cantidad de Pernos de 2.5m	Unidad	Cantidad de Pernos de 3.0m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Unidad	Cantidad de Tuercas	Unidad	Cantidad de Cables de 8.0 m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 230x200x12	Unidad	Cantidad de Barril-Cuña	Unidad	Malla Cuadrada MFR-3500	Unidad	Shocrete Tipo H-30	Unidad	
Acceso Inferior Sala de Chancado	14.79	20 m	AI 5.50 x 5.00	130 Unidades	130 Unidades	2730 Unidades	130 Unidades	2730 Unidades	130 Unidades	2730 Unidades	489 Unidades	146 Unidades	635 Unidades	635 Unidades	207.4 m ²	207 m ³						
Sala de Chancado	376.36	2 m	SC 16.10 x 23.57	130 Unidades	130 Unidades	2730 Unidades	2730 Unidades	2860 Unidades	2860 Unidades	2860 Unidades	489 Unidades	146 Unidades	635 Unidades	635 Unidades	2197.2 m ²	2197.2 m ³						
Total de Obras y Elementos de Fortificación				143 Unidades	143 Unidades	3003 Unidades	3146 Unidades	3146 Unidades	3146 Unidades	3146 Unidades	538 Unidades	167 Unidades	699 Unidades	699 Unidades	2637 m ²	270 m ³						
Total de Elementos de Soporte (con Factor de Corrección)																						

Nombre Obra	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Unidad	Cantidad de Pernos de 3.0 m	Unidad	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Unidad	Cantidad de Tuercas	Unidad	Malla Cuadrada MFR-3500	Unidad	Shocrete Tipo H-30	Unidad
Galería Correa Intermedia	9.62	72.2 m	CI 6.5 x 5	469 Unidades	469 Unidades	469 Unidades	469 Unidades	444.762 m ²	444.762 m ²	44 m ³			
Total de Obras y Elementos de Fortificación		72.2 m		469 Unidades	469 Unidades	469 Unidades	469 Unidades	444.762 m ²	444.762 m ²	44 m ³			
Total de Elementos de Soporte (con Factor de Corrección)				516 Unidades	516 Unidades	516 Unidades	516 Unidades	534 m ²	534 m ²	55 m ³			

Fuente: Elaboración Propia, 2016.

Tabla G.3: Requerimientos de Fortificación por Sala de Chancado en Roca de Regular Calidad Geotécnica, Sector Centro.

Desarrollos Horizontales									
Nombre Obra	Signla Sección (mm)	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Cantidad Unidad de 2.5m	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Cantidad de Tuercas	Malla Cuadrada MR-3500	Shotcrete Tipo H-30	Unidad
Acceso Estación de Traspaso	ACE 4.00 x 3.80	13.5	40 m	180 Unidades	180 Unidades	180 Unidades	166.4 m ²	177 m ³	
Estación de Traspaso	E 4.50 x 6.80	14.79	66 m	561 Unidades	561 Unidades	561 Unidades	541 m ²	54 m ³	
Acceso Constructivo Sala de Chancado	FC 4.00 x 3.82	14.8	20 m	110 Unidades	110 Unidades	110 Unidades	103.2 m ²	10 m ³	
Total de Obras y Elementos de Fortificación			126 m	851 Unidades	851 Unidades	851 Unidades	811 m ²	81 m ³	
Total de Elementos de Soplete (con Factor de Corrección)				936 Unidades	936 Unidades	936 Unidades	97.3 m ²	100 m ³	
Desarrollos Verticales									
Nombre Obra	Signla Diámetro (m)	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Cantidad de Cables de 3.0 m	Cantidad de Planchuelas 250x250x10	Cantidad de Barric-Corua	Malla Cuadrada MR-3500	Hormigon Alta Resistencia	Unidad
Plaque de Traspaso	PQ 3.5	9.82	48 m	132 Unidades	132 Unidades	132 Unidades	123.2 m ²	12.32 m ³	
Tronco Piques	TPO 4.5	15.9	100.4 m	464 Unidades	262 Unidades	262 Unidades	374.66 m ²	75 m ³	
Total de Obras y Elementos de Fortificación			100.4 m	464 Unidades	262 Unidades	262 Unidades	374.66 m ²	75 m ³	
Total de Elementos de Soplete (con Factor de Corrección)				489 Unidades	289 Unidades	289 Unidades	459 m ²	81 m ³	
Desarrollos Horizontales									
Nombre Obra	Signla Sección (mm)	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Cantidad de Pernos de 2.5m	Cantidad de Pernos de 3.0m	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Cantidad de Tuercas	Cables de 8.0 m	Unidad
Acceso Inferior Sala de Chancado	AI 5.50 x 5.00	14.79	20 m	130 Unidades	130 Unidades	130 Unidades	130 Unidades	146 Unidades	
Sala de Chancado	SC 16.10 x 23.57	378.36	2 m	130 Unidades	2730 Unidades	2730 Unidades	2730 Unidades	489 Unidades	
Total de Obras y Elementos de Fortificación				130 Unidades	2730 Unidades	2860 Unidades	2860 Unidades	489 Unidades	
Total de Elementos de Soplete (con Factor de Corrección)				143 Unidades	3003 Unidades	3146 Unidades	3146 Unidades	538 Unidades	
Desarrollos Horizontales									
Nombre Obra	Signla Sección (mm)	Área Frontal (m ²)	Cantidad (2 Salas)	Cantidad de Pernos de 3.0 m	Cantidad de Planchuelas 200x200x6	Cantidad de Tuercas	Malla Cuadrada MR-3500	Shotcrete Tipo H-30	Unidad
Galera Correa Intermedia	CI 6.5 x 5	9.62	72.2 m	469 Unidades	469 Unidades	469 Unidades	447.752 m ²	44 m ³	
Total de Obras y Elementos de Fortificación			72.2 m	469 Unidades	469 Unidades	469 Unidades	447.752 m ²	44 m ³	
Total de Elementos de Soplete (con Factor de Corrección)				516 Unidades	516 Unidades	516 Unidades	53.4 m ²	59 m ³	

Fuente: Elaboración Propia, 2016.