

**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN  
FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS  
DEPARTAMENTO CIENCIAS DE LA TIERRA**



**ANÁLISIS GEOLÓGICO-GEOMECÁNICO DE PILARES DE ROCA  
MEDIANTE PERFORACIONES DE AUSCULTACIÓN, EN LOS  
SECTORES PRODUCTIVOS MINA ESMERALDA Y MINA PILAR  
NORTE, PERTENECIENTES A LA DIVISIÓN EL TENIENTE, CODELCO,  
REGIÓN DEL LIBERTADOR GENERAL BERNARDO O'HIGGINS,  
CHILE.**

*Memoria para optar al título de geólogo.*

**Juan Ignacio Varela Miranda**

**Concepción, 2019**



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN  
FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS  
DEPARTAMENTO CIENCIAS DE LA TIERRA



**ANÁLISIS GEOLÓGICO-GEOMECÁNICO DE PILARES DE ROCA  
MEDIANTE PERFORACIONES DE AUSCULTACIÓN, EN LOS  
SECTORES PRODUCTIVOS MINA ESMERALDA Y MINA PILAR  
NORTE, PERTENECIENTES A LA DIVISIÓN EL TENIENTE DE  
CODELCO, REGIÓN DEL LIBERTADOR GENERAL BERNARDO  
O'HIGGINS, CHILE.**

**Memoria para optar al título de geólogo.**

**Juan Ignacio Varela Miranda**

**Profesor Patrocinante:** Dr. Jorge Andrés Quezada Flory.  
**Profesional Guía:** Roberto González Lobos.  
**Profesores Comisión:** MSc. Abraham Elías González Martínez.  
Sr. Ramiro Ulises Bonilla Barra.

**Concepción, 2019**

# ÍNDICE

Página

RESUMEN .....	
<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Objetivos .....</b>	<b>2</b>
1.1.1. Objetivo Principal .....	2
1.1.2. Objetivos Específicos .....	2
<b>1.2. Ubicación y Vías de Accesos .....</b>	<b>3</b>
<b>1.3. Antecedentes.....</b>	<b>4</b>
1.3.1. Antecedentes Generales de la Mina El Teniente .....	4
1.3.2. Métodos de Explotación .....	5
1.3.3. Explotación en el Yacimiento El Teniente .....	7
1.3.3.1 Panel Caving (Hundimiento de paneles) .....	8
<b>1.4. Trabajos Anteriores .....</b>	<b>12</b>
<b>1.5. Agradecimientos .....</b>	<b>13</b>
<b>2. MARCO GEOLÓGICO .....</b>	<b>14</b>
<b>2.1. Geología Regional .....</b>	<b>14</b>
<b>2.1.1. Rocas Estratificadas .....</b>	<b>14</b>
2.1.1.1. Formación Nacientes del Teno .....	14
2.1.1.2. Formación Río Damas .....	14
2.1.1.3. Formación Leñas-Espinoza .....	15
2.1.1.4. Formación Baños del Flaco .....	15
2.1.1.5. Formación Colimapu .....	16
2.1.1.6. Formación Coya-Machalí .....	16
2.1.1.7. Formación Farellones .....	16
2.1.1.8. Formación Colón-Coya .....	17
2.1.1.9. Depósitos no consolidados .....	17
<b>2.1.2. Rocas Intrusivas .....</b>	<b>18</b>
<b>2.1.3. Estructuras .....</b>	<b>19</b>
2.1.1.9. Pliegues .....	20
2.1.1.9. Fallas .....	21
2.1.1.9. Discordancias .....	21
<b>2.1.4. Marco Geotectónico .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2. Geología del Yacimiento El Teniente .....</b>	<b>25</b>
<b>2.2.1. Litologías .....</b>	<b>25</b>
2.2.1.1. Complejo Máfico El Teniente (CMET) .....	25
2.2.1.2. Intrusiones Félsicas .....	25
2.2.1.3. Complejo Brecha Braden .....	27

2.2.1.4. Unidades de Brechas .....	28
2.2.1.5. Intrusivos Menores .....	28
<b>2.2.2. Geología Estructural del Yacimiento El Teniente</b> .....	30
<b>2.2.3. Alteración y Mineralización</b> .....	33
2.2.3.1. Etapa Tardimagmática .....	33
2.2.3.2. Etapa Hidrotermal Principal .....	33
2.2.3.3. Etapa Hidrotermal Tardía .....	34
2.2.3.4. Etapa Póstuma .....	34
<b>2.3. Geología del Área de Estudio</b> .....	34
<b>2.3.1. Geología de Mina Esmeralda</b> .....	34
2.3.1.1. Litología .....	34
2.3.1.2. Estructuras Mayores .....	35
<b>2.3.2. Geología de Mina Pilar Norte</b> .....	36
2.3.2.1. Litología .....	36
2.3.2.2. Estructuras Mayores .....	36
<b>3. AUSCULTACIÓN DE PILARES</b> .....	38
<b>3.1. Borehole Camera (BHC)</b> .....	38
<b>3.2. Metodología de Estudio</b> .....	40
<b>4. MARCO CONCEPTUAL</b> .....	42
<b>4.1. Índice RQD (Rock Quality Designation)</b> .....	42
<b>4.2. Esfuerzos en Torno a Excavaciones Circulares</b> .....	43
4.2.1. Solución Analítica de Kirsch (1898) .....	44
4.2.2. <i>Breakouts</i> como Indicadores de la Condición del Campo de Esfuerzos .....	46
<b>4.3. Índice RQD (Rock Quality Designation)</b> .....	51
4.3.1. Comportamiento Mecánico en Roca Dura de Ruptura Frágil .....	51
4.3.2. Modelo Conceptual del Daño Observado en Tiros de Monitoreo y su Relación con la Curva Esfuerzo-Deformación .....	52
4.3.3. Definición Índice de Daño de la Perforación “IDP” .....	55
<b>5. PILARES MINEROS DE ROCA</b> .....	57
<b>5.1. Diseño de Pilares Mineros</b> .....	57
<b>5.2. Estimación de la Resistencia de Pilares Mineros</b> .....	58
5.2.1. Criterio de Stacey y Page (1986) .....	58
5.2.2. Criterio de Lunder y Pakalnis (1997) .....	60
<b>5.3. Estimación del Esfuerzo Inducido Sobre el Pilar</b> .....	62
<b>6. ANÁLISIS Y RESULTADOS</b> .....	64
<b>6.1. Caracterización de los Pilares Auscultados</b> .....	64
<b>6.2. Análisis de las Auscultaciones</b> .....	65
<b>6.2.1. Pilares Mina Esmeralda Nivel Producción</b> .....	66
6.2.1.1. Análisis Pilar 1, Calles 25 - 27/Zanjas 28 – 29 .....	66

6.2.1.2. Análisis Pilar 2, Calles 29 - 31/Zanjas 29 – 28 .....	66
<b>6.2.2. Pilares Mina Esmeralda Nivel Hundimiento .....</b>	<b>66</b>
6.2.2.1. Análisis Pilar 3, Calles 31 – 33 /Cruzado Zanja 23 – 24 .....	66
6.2.2.2. Análisis Pilar 4, Calles 25 – 27 /Cruzado Zanja 22 .....	67
<b>6.2.3. Pilares Mina Pilar Norte Nivel Producción .....</b>	<b>67</b>
6.2.3.1. Análisis Pilar 5, Calles 1 - 2/Zanjas 4 – 5 .....	67
6.2.3.2. Análisis Pilar 6, Calles 4 - 3/Zanjas 3 – 2 .....	68
6.2.3.3. Análisis Pilar 7, Calles 5 - 4/Zanjas 1 – 2 .....	68
<b>6.3. Análisis General Pilares Auscultados .....</b>	<b>76</b>
<b>6.4. Evaluación Geometría Efectiva de un Pilar .....</b>	<b>79</b>
<b>Análisis del Daño tipo III o Daño Tipo <i>Breakout</i> Observado en</b>	
<b>6.5. las Perforaciones de Auscultación .....</b>	<b>82</b>
6.5.1. Profundidad de Daño en <i>Breakouts</i> ( <i>Rf</i> ) y su Relación con la Distancia al Frente de Hundimiento .....	82
6.5.2. Determinación de la Magnitud del Estado Tensional en Pilares por Medio de <i>Breakouts</i> y su Variación en la Zona de Transición .....	84
6.5.2. Variación de la Orientación del Campo de Esfuerzo en Pilares .....	92
<b>6.6. Modelo Conceptual de Esfuerzos .....</b>	<b>94</b>
<b>7. DISEÑO DE PILARES .....</b>	<b>96</b>
<b>7.1. Evaluación de la Resistencia de los Pilares .....</b>	<b>96</b>
7.1.1. Resultados Según Stacey y Page (1986) .....	96
7.1.2. Resultados Según Lunder y Pakalnis (1997) .....	97
<b>7.2. Evaluación del Esfuerzo Inducido Sobre los Pilares .....</b>	<b>98</b>
<b>7.2. Análisis de la Condición de Estabilidad de los Pilares .....</b>	<b>100</b>
<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>106</b>
<b>8. REFERENCIAS .....</b>	<b>109</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
1. 1. Mapa de ubicación del yacimiento El Teniente .....	3
1. 2. Ubicación niveles productivos El Teniente .....	6
1. 3. Clasificación general métodos de explotación .....	7
1. 4. Esquema diseño minero para <i>Panel Caving</i> , Sector Teniente 4 Sur LHD.	9
1. 5. Zonificación del Macizo Rocosó de acuerdo a la posición del frente de socavación .....	10
1. 6. Gráfico magnitud esfuerzos principales vs distancia al frente de hundimiento .....	11
2. 1. Mapa geológico regional de la franja cordillerana de Chile Central .....	19
2. 2. Modelo de estructuras tipo Riedel .....	20

2. 3.	Franja metalogénica del Neógeno y Zona Volcánica Central .....	23
2. 4.	Evolución magmato-tectónica de los Andes .....	24
2. 5.	Geología simplificada del yacimiento El Teniente .....	30
2. 6.	Figura esquemática de la Zona de Falla El Teniente (ZFT) .....	32
2. 7.	Mapa geológico mina Esmeralda .....	35
2. 8.	Mapa geológico mina Pilar Norte .....	37
3. 1.	<i>Borehole Camera</i> (BHC) .....	38
3. 2.	Equipo completo de <i>Borehole Camera</i> en vehículo de transporte .....	39
3. 3.	Mapa conceptual metodología de trabajo .....	40
4. 1.	Esquema conceptual cálculo RQD .....	43
4. 2.	Trayectoria de esfuerzos en torno a una perforación circular .....	44
4. 3.	Relación de esfuerzos según Kirsch, 1989 .....	45
4. 4.	Diagrama y geometría de <i>breakouts</i> .....	46
4. 5.	Esquema conceptual del desarrollo de <i>breakout</i> .....	47
4. 6.	Relación profundidad de daño vs campo de esfuerzos según Martin y otros (1999) .....	49
4. 7.	Relación profundidad de daño vs campo de esfuerzos según Muñoz y otros (2006) .....	50
4. 8.	Curva esfuerzo (compresión) - deformación probetas de roca frágil y dúctil .....	51
4. 9.	Daño observado en tiros de auscultación y relación esfuerzo-deformación. ....	53
4.10.	Curva esfuerzo-deformación en roca frágil .....	54
5. 1.	Representación del Área Tributaria de un pilar .....	63
6. 1.	Ubicación de los pilares auscultados .....	65
6. 2.	Ficha de auscultación Pilar 1: Calle 25 – 27 / Zanja 28 – 29 .....	69
6. 3.	Ficha de auscultación Pilar 2: Calle 29 – 31 / Zanja 29 – 28 .....	70
6. 4.	Ficha de auscultación Pilar 3: Calle 25 – 27 / XZanja 22 .....	71
6. 5.	Ficha de auscultación Pilar 4: Calle 31 – 33 / XZanja 23 – 24 .....	72
6. 6.	Ficha de auscultación Pilar 5: Calle 1 – 2 / Zanja 4 – 5 .....	73
6. 7.	Ficha de auscultación Pilar 6: Calle 4 – 3 / Zanja 3 – 2 .....	74
6. 8.	Ficha de auscultación Pilar 7: Calle 31 – 33 / XZanja 23 – 24 .....	75
6. 9.	Distribución normalizada del daño tipo IV y daños tipo II y III .....	76
6.10.	Modelo elásto-plástico del esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) .....	77
6.11.	Envolvente de rotura de Hoek y Brown .....	78
6.12.	Esquema teórico de tiro de auscultación en pilar de roca .....	79
6.13.	Determinación de la geometría efectiva del pilar .....	80
6.14.	Gráfico $Rf/a$ v/s porcentaje del tiro normalizado .....	83
6.15.	Gráfico $Rf/a$ v/s distancia al frente de hundimiento .....	84
6.16.	Variación $Rf/a$ máximo v/s distancia al frente de hundimiento .....	85
6.17.	Esfuerzo tangencial máximo ( $\sigma_{\theta máx}$ ) v/s distancia al frente de hundimiento .....	86

6.18.	Confinamiento medio del pilar ( $C_{pav}$ ) v/s razón ancho/alto del pilar .....	88
6.19.	Esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) v/s distancia al frente de hundimiento .....	90
6.20.	Intervalos de criterio de falla ( $\sigma_1$ ) para CMET, PDI y PDA .....	91
6.21.	Ángulo alfa vs la distancia al frente de hundimiento .....	93
6.22.	Patrón del campo de esfuerzos Sección vertical 1200E mina El Teniente.	93
6.23.	Modelo conceptual de esfuerzos <i>Panel Caving</i> .....	95
7. 1.	Esfuerzo vertical medido vs distancia al frente de socavación mina Esmeralda .....	100
7. 2.	Distribución triangular de las cargas en el pilar .....	104

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla</b>		<b>Página</b>
2. 1.	Clasificación de estructuras mina El Teniente .....	31
4. 1.	Criterio para la evaluación del Índice de Daño de la Perforación .....	56
6. 1.	Ubicación pilares auscultados, fecha y ubicación al frente de hundimiento...	64
6. 2.	Ancho zona plastificada estimada para cada pilar .....	81
6. 3.	Áreas para geometría de diseño y geometría efectiva .....	81
6. 4.	Perímetros para geometría de diseño y geometría efectiva .....	81
6. 5.	Resistencia a la compresión simple PDI, CMET y PDA .....	87
6. 6.	Valores confinamiento medio del pilar .....	88
7. 1.	Resistencias obtenidas según Stacey y Page (1986) para geometría de diseño y geometría efectiva .....	97
7. 2.	Resistencias obtenidas según Lunder y Pakalnis (1997) para geometría de diseño y geometría efectiva .....	98
7. 3.	Mediciones de esfuerzos realizadas en galería exploración Pilar Sub-6 .....	99
7. 4.	Resumen del esfuerzo inducido estimado para los pilares ( $\sigma_p$ ) .....	100
7. 5.	Resistencia, esfuerzo inducido y F.S para los pilares en estudio .....	101
7. 6.	Estabilidad de pilares según Lunder y Pakalnis (1997) .....	102

## RESUMEN

El comportamiento geomecánico de pilares de roca en respuesta al estado tensional generado por la explotación minera mediante el método de *Panel Caving*, es un factor relevante para asegurar estabilidad global de los sectores productivos. Una respuesta desfavorable se traduce en inestabilidades geomecánicas que se evidencian generalmente en la zona de *Abutment Stress*, y cuya intensidad varía principalmente según la condición litológica-estructural y distancia al frente de hundimiento de cada pilar. Bajo este contexto, en los últimos años División El Teniente, ha impulsado la integración de diversas técnicas de monitoreo y parámetros que permiten establecer un criterio de evaluación y comportamiento de pilares. Siguiendo esta línea, el presente trabajo consiste en el análisis de siete pilares monitoreados mediante perforaciones de auscultación a través de *Borehole Camera* (BHC), aplicando el parámetro geomecánico denominado Índice de daño de la Perforación (IDP), parámetro que relaciona el daño observado en la perforación con la curva esfuerzo-deformación de un macizo rocoso de ruptura frágil a escala probeta. A lo largo de las perforaciones es frecuente observar un daño tipo *Breakouts* cuya profundidad de daño ( $Rf$ ) está estrechamente relacionada con el estado tensional y unidad litológica del pilar. De los resultados obtenidos, se observa que los bordes del pilar presentan un daño asociado predominantemente a una condición de “roca plastificada” (daño tipo IV según IDP), mientras que, hacia el interior del pilar, es frecuente observar la condición de *Breakout* en la perforación (daño tipo III según IDP), resultados que se correlacionan con valores altos de RQD, factor que indica la presencia de un macizo rocoso competente capaz de transmitir altos esfuerzos. Lo anterior evidencia que en los pilares de roca se genera una distribución heterogénea del estado tensional, con una concentración de los mayores esfuerzos hacia las zonas interiores, y una transmisión de carga residual hacia los bordes, producto de la condición de “roca plastificada” en esta zona. A partir de esta condición, es posible definir una geometría efectiva del pilar, que es menor a la geometría de diseño, y que está conformada por el macizo rocoso competente capaz transmitir las cargas. Los resultados de este estudio indican que la resistencia de pilares considerando la geometría efectiva respecto de la geometría de diseño, disminuye entre el 3% y el 15% según Lunder y Pakalnis (1997), mientras que para la metodología de Stacey y Page (1986) disminuye entre el 12% y el 29% respectivamente. Para el caso de la profundidad de daño ( $Rf$ ), los resultados se obtuvieron a partir 200 mediciones, las cuales fueron normalizadas al radio de la excavación ( $a$ ) y se evaluaron según su posición respecto al frente de hundimiento al momento de realizar la auscultación. Como tendencia general, se observa una tendencia al aumento de los valores de  $Rf/a$  a medida que estos se encuentren más cercanos al frente de hundimiento. Mediante la expresión  $Rf/a = 0.4 x(\sigma_{\theta máx}/\sigma_c) + 0.68$  (González y otros, 2016) es posible estimar el grado de esfuerzos en torno a la perforación obteniendo esfuerzos tangenciales máximos ( $\sigma_{\theta máx} = 3\sigma_1 - \sigma_3$ ) entre los 175 a 195 MPa en zonas de pre-minería los cuales aumentan en la cercanía del frente hasta un rango aproximado entre los 230 a 355 MPa. Por otra parte, los resultados de la dirección del eje del daño tipo *Breakout* indican que el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) tiene una orientación preferentemente sub-vertical, condición que se observa con mayor claridad en las perforaciones más cercanas al frente de hundimiento. En términos de magnitud, el esfuerzo principal mayor alcanza valores que varían en un rango de 65 a 75 MPa en zona de pre-minería hasta a un rango de 90 a 135 MPa en la cercanía del frente. Dada la orientación sub vertical identificada para  $\sigma_1$  los valores obtenidos anteriormente constituyen una buena aproximación del esfuerzo máximo que podría actuar sobre los pilares de roca.





# 1. INTRODUCCIÓN

Los antecedentes actuales en minería subterránea han demostrado que la explotación por *Block Caving* y su derivado de *Panel Caving* es uno de los métodos de mayor aplicación a nivel mundial. Como parte de esta tendencia, Codelco División “EL Teniente”, es uno de los yacimientos con mayor experiencia respecto a esta materia, condición que incluso ha permitido sentar las bases de diseño para dos de los nuevos proyectos estructurales implementados por Codelco (“Chuquicamata Subterránea” y “Nuevo Nivel Mina”). Sin embargo, la aplicación de este método de explotación hacia niveles más profundos y en un macizo rocoso primario más competente, ha tenido como principal consecuencia un comportamiento más complejo, asociado a inestabilidades geomecánicas que se manifiestan en mayor o menor intensidad, dependiendo del ambiente litológico-estructural presente en el sector.

Dentro de los principales fenómenos de inestabilidad asociados al método de explotación por *Panel Caving*, destaca el daño progresivo observado en el contorno de los pilares de roca ubicados en los niveles productivos de un sector de explotación. Bajo este contexto, este trabajo nace a partir de la necesidad de conocer el estado en el cual se encuentra el macizo rocoso que conforma un pilar de roca a partir de una detallada evaluación geológica-geomecánica realizada en 7 pilares de roca ubicados entre mina Pilar Norte (3 casos) y mina Esmeralda (4 casos), que han evidenciado un continuo deterioro en sus bordes, producto de los esfuerzos inducidos y estallidos de roca registrados en el entorno, con la consecuente interrupción de la operación minera y riesgo a los trabajadores en estos sectores. Específicamente, este estudio consiste en la revisión de los videos realizados en las perforaciones de los pilares ya mencionados (“*Borehole Cámara*”, de ahora en adelante BHC), de donde es posible extraer datos tales como: el Índice de Daño en la Perforación (“IDP”) y el índice RQD; para posteriormente relacionar estos parámetros con otros factores como el campo de esfuerzos y el tipo de litología, siguiendo las recomendaciones emitidas en estudios similares sobre auscultación de pilares realizados en División El Teniente (Muñoz y otros, 2018).

Por otra parte, los datos obtenidos mediante BHC se aplicaron para evaluar el nivel de correlación entre el comportamiento observado en terreno de los pilares de roca y los métodos de diseño semi-empíricos de “Stacey y Page” y “Lunder y Pakalnis” utilizados actualmente para evaluar la estabilidad de este tipo de elementos.

## 1.1. Objetivos.

### 1.1.1. Objetivo Principal.

- Realizar la caracterización geológica-geomecánica del macizo rocoso primario que conforma siete pilares de roca, ubicados en los sectores productivos de mina Pilar Norte y mina Esmeralda, pertenecientes a la División el Teniente, mediante perforaciones de auscultación.

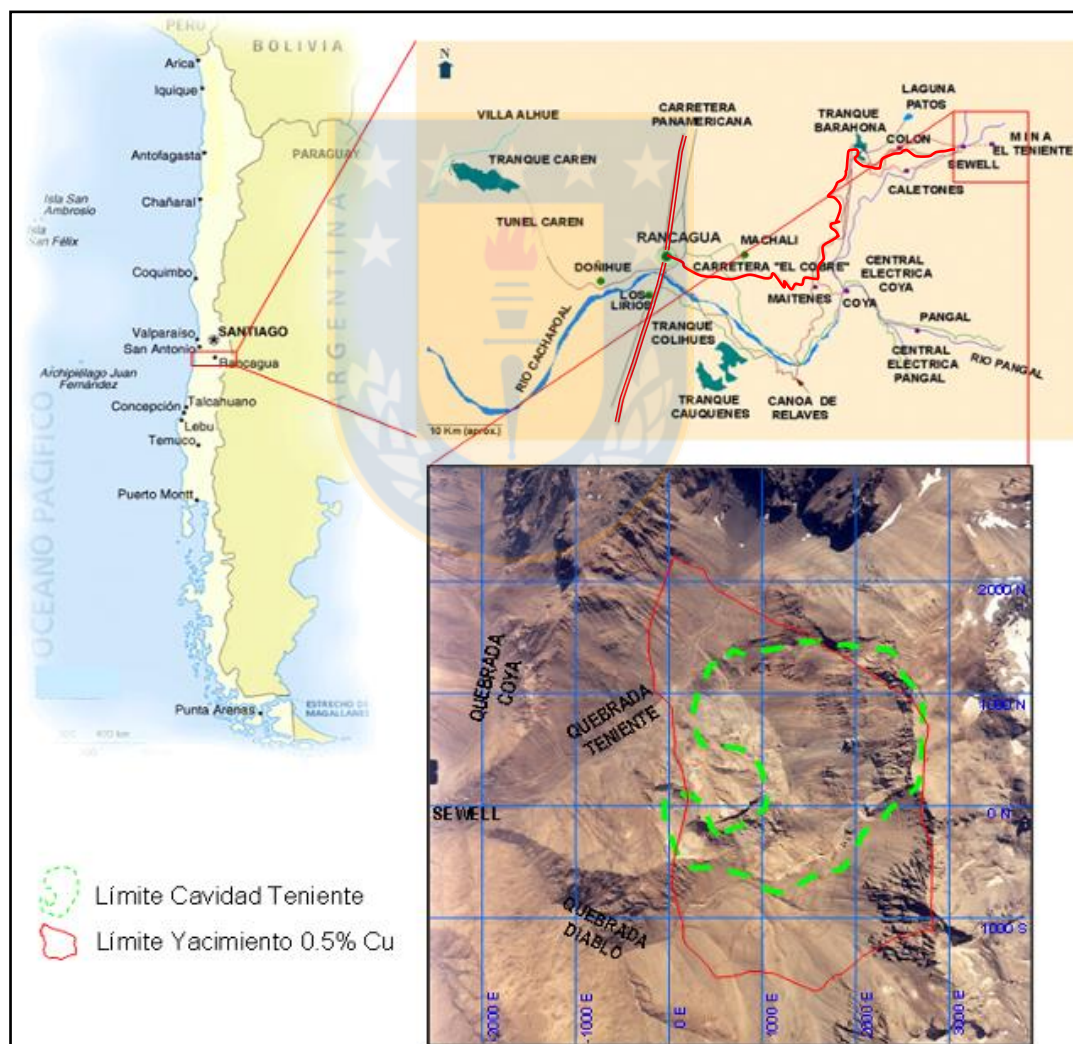
### 1.1.2. Objetivos Específicos.

- Asociar los daños observados en perforaciones de auscultación en pilares a un determinado nivel de esfuerzo en los distintos tipos de litologías presentes en mina Esmeralda y mina Pilar Norte.
- Utilizar el daño tipo “*breakout*” presente en las perforaciones como un parámetro para estimar la magnitud y la orientación del estado tensional presente en el macizo rocoso que constituye los pilares y analizar su variación por el efecto de la minería.
- Estimar probables correlaciones entre las distintas condiciones de daño, la calidad geotécnica y litología presente en los pilares de roca mediante técnicas analíticas y empíricas.
- Estimar la zona “plastificada” de pilares mediante el uso de *Borehole Camera* y la aplicación del Índice de Daño de la Perforación (IDP).
- Cuantificar el efecto en la condición de estabilidad de pilares de roca producto del daño observado en estos elementos mediante BHC.
- Evaluar el nivel de correlación entre el comportamiento observado en terreno de los pilares de roca y los métodos de diseño semi-empíricos utilizados actualmente en este tipo de elementos.

## 1.2. Ubicación y Vías de Acceso.

El yacimiento de cobre El Teniente, pertenece a la Corporación Nacional del Cobre de Chile (CODELCO-CHILE). Es el yacimiento de cobre subterráneo más grande del mundo. Comenzó a ser explotado en 1905 y cuenta con más de 3.000 km de galerías subterráneas.

Está ubicado en la Región del Libertador General Bernardo O'Higgins, provincia de Cachapoal, comuna de Machalí, en plena Cordillera de Los Andes (figura 1.1). Está distante a 54 kilómetros al noreste de la ciudad de Rancagua, capital regional y 72 km al sureste de la ciudad de Santiago, capital de Chile.



**Figura 1.1** Mapa de ubicación del yacimiento El Teniente

Sus coordenadas geográficas son 70°21' longitud oeste y 34°14' latitud sur, entre las cotas 1.983 y 3.200 m s.n.m. Las instalaciones industriales se encuentran en el ex campamento minero Sewell, Colón (planta concentradora), Caletones (fundición), Coya (administración, hidroeléctrica y campamento) y en la ciudad de Rancagua.

El acceso al yacimiento se realiza desde Santiago por la ruta 5 sur hacia Rancagua, ruta que se encuentra asfaltada y presenta doble calzada. Desde Rancagua el acceso se realiza por la carretera asfaltada Eduardo Frei Montalva (ex Carretera El Cobre) que une la ciudad de Rancagua con la localidad de Colón Alto en el kilómetro 46.

Desde la localidad de Colón Alto el acceso hacia el interior de la mina es por medio de ferrocarril eléctrico que transita por un túnel de 8,9 km de largo, conectándolo al nivel TEN-8, que corresponde al nivel más profundo del yacimiento. En vehículo el ingreso se hace mediante una ruta asfaltada que conecta Colón Alto y el campamento minero de Sewell, donde se encuentra el Adit 71, principal acceso a la mina.

El ingreso a los distintos niveles productivos de la mina se lleva a cabo a través de piques o rampas. Los accesos por rampas hacen posible el tránsito de vehículos motorizados

### **1.3. Antecedentes**

#### **1.3.1. Antecedentes Generales de la Mina El Teniente**

La Mina El Teniente, propiedad de la Corporación Nacional del Cobre de Chile (CODELCO-CHILE), corresponde a un extenso depósito de cobre y molibdeno. Es considerada la mina subterránea más grande del planeta, con un área aproximada de 6  $km^2$  y una extensión vertical actual superior a 1  $km$ . Este depósito puede ser clasificado de acuerdo a su tamaño como “Súper Gigante”. Comenzó a ser explotado en 1905, actualmente cuenta con más de 3.000 km de galerías subterráneas y ha producido a lo largo de su historia cerca de 22 millones de toneladas de cobre fino.

Se ha estimado que sus reservas alcanzan los 93 millones de toneladas métricas (Mtm), mientras que sus recursos superan los 75 Mtm con leyes superiores al 0,65% Cu y 0,019% Mo

(Skewes y otros, 2002). Sus principales productos corresponden a ánodos y concentrados de cobre, con una producción anual de 475.339 toneladas métricas de cobre fino y 6.683 toneladas métricas de molibdeno (datos obtenidos de memoria anual Codelco, 2016).

El Teniente, junto al yacimiento Río Blanco - Los Bronces, forman parte del arco magmático del Mioceno-Plioceno temprano que se sitúa en el límite norte de la Zona Volcánica Sur (ZVS), emplazado a 260 km al este de la fosa oceánica actual y a 90 Km sobre la zona sísmica, donde la placa de Nazca subducta bajo la placa Sudamericana en un ángulo de cercano a los 30°.

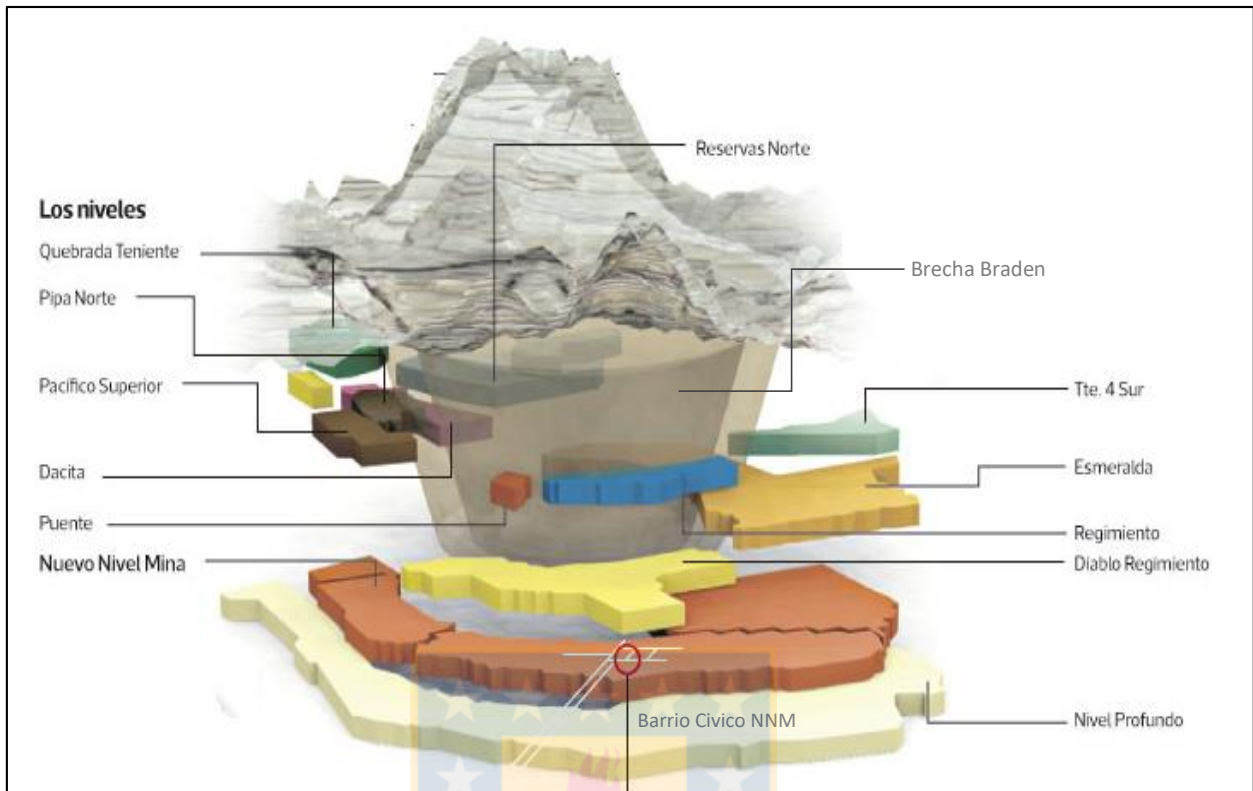
El distrito geológico es dominado por secuencias volcánicas cuyas edades abarcan desde el Eoceno al Mioceno, asignadas a las formaciones Coya – Machalí y Farellones las cuales se encuentran instruidas por diversos stocks, diques y filones del Mioceno. Las rocas presentan diversos grados de alteración y mineralización, ésta última destacada por la presencia de calcopirita, bornita y molibdenita.

A lo largo de la historia del yacimiento, la extracción se ha realizado en forma subterránea mediante la aplicación de dos métodos. El primero corresponde al Hundimiento gravitacional por bloques (*Block Caving*), utilizado para la extracción de mineral principalmente secundario. Posteriormente, debido a cambios en las propiedades de las rocas, se adoptó la metodología de Hundimiento y Derrumbe de Paneles (*Panel Caving*) aplicable a la extracción en mayores profundidades donde la roca se presenta con mayor dureza.

Los diversos sectores productivos de la mina (figura 1.2) han sido emplazados alrededor de la Pipa Brecha Braden incluyendo los actuales niveles productivos, así como el Nuevo Nivel Mina (NNM) que se encuentra en etapa de implementación.

### **1.3.2. Métodos de Explotación**

Un método de explotación se define como la estrategia global que permite la excavación y extracción de un cuerpo mineralizado del modo técnico y económico más eficiente. Una primera clasificación de los métodos de explotación divide a la explotación a cielo abierto y explotación subterránea.



**Figura 1.2.** Ubicación de los diversos niveles productivos alrededor de la Pipa Brecha Braden, mina El Teniente.

La metodología de extracción utilizada en el yacimiento El Teniente corresponde a métodos de explotación subterránea, específicamente a métodos de hundimiento, donde la cavidad desde donde se extrae el mineral no requiere soporte (figura 1.3). Los métodos de explotación por hundimiento se caracterizan porque inducen el desplazamiento vertical descendente del cuerpo mineralizado y de la roca suprayacente, ya sea quebrando el macizo rocoso mediante perforación y tronadura (*sublevel caving*) o induciendo este quiebre mediante la socavación de la base que soporta la columna de roca a extraer (*Block y Panel Caving*) (Karzulovic, 2001a).

Una de las principales consecuencias producidas por los métodos de hundimiento es la subsidencia, esta se traduce en la formación de un cráter en la superficie, cuya morfología depende de la minería, las características mecánicas del macizo rocoso y de la topografía del terreno (Karzulovic, 2001a).



Figura 1.3. Clasificación de métodos de explotación (Brady y Brown, 1992).

### 1.3.3. Antecedentes Sobre Los Métodos de Explotación en el Yacimiento El Teniente.

La mina El Teniente comenzó sus operaciones en el año 1906, desde entonces se han utilizado diversos métodos de explotación en sectores productivos de minerales secundarios. Los métodos abarcan desde el trabajo realizado con el desarrollo de caserones (*Shrinkage Stopping*) y recuperación de pilares (*Pillar Caving*), hasta el método “*Block caving*”, que fue aplicado en El Teniente desde la década de 1940, donde los principales problemas de estabilidad en las labores eran la caída de planchones y los colapsos de galerías.

Más tarde, como consecuencia de sectores productivos más profundos, cambios en las propiedades físicas y mecánicas de las rocas y la explotación del mineral primario (de menor ley, mayor dureza y menor cantidad de fracturas) ha llevado a la mecanización de las labores mineras. Esta situación requirió un cambio del método estándar de *Block Caving* utilizado en la extracción de mena secundaria, a la metodología de *Panel Caving*, la que destaca por ser completamente mecanizada.



El *Panel Caving*, actualmente representa la metodología de extracción más utilizada en la mina, implica la transferencia de mineral a través de equipos LHD (*Load-Haul-Dump*). Este método se ha utilizado desde la década de los 80, poniéndose en práctica al iniciarse la explotación en roca primaria en el sector Teniente 4 Sur. La secuencia de explotación desplegada en el sector involucra el desarrollo y construcción de galerías de producción, un nivel de hundimiento o UCL (*Undercutting Level*) y un nivel de extracción del mineral. Este método fue llamado *Panel Caving* Convencional. El conocimiento adquirido a lo largo de los años en la explotación de mena primaria por la metodología de *Panel Caving* convencional, ha indicado que el avance del frente de socavación o frente de hundimiento, está relacionado directamente con el daño producido en las galerías que se encuentran bajo el nivel de hundimiento (Karzulovic, 2001a). La experiencia ha demostrado también que las variaciones de la metodología de *Panel Caving* convencional, reducen el grado de daño producido en los niveles inferiores donde se lleva a cabo el hundimiento, así como la posibilidad de estallidos de roca asociados al frente de hundimiento.

### 1.3.3.1. *Panel Caving* (Hundimiento de paneles).

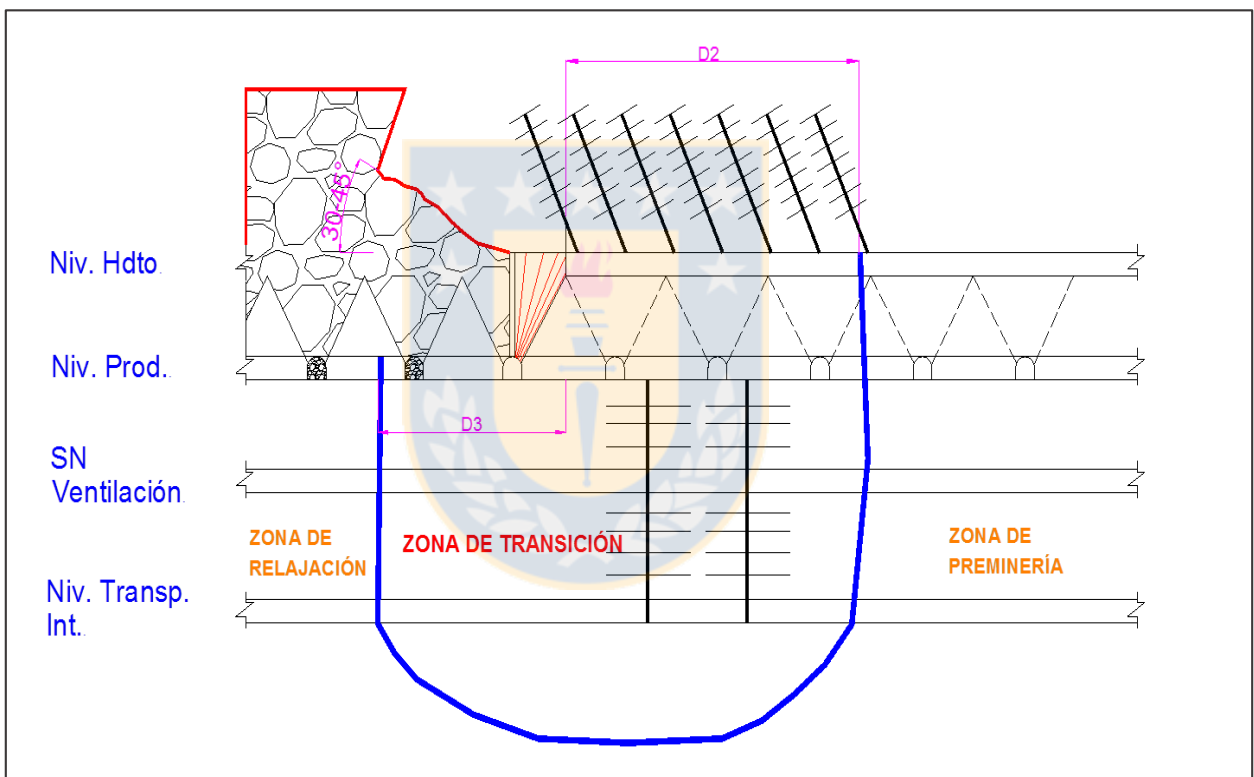
*Panel Caving* corresponde a un método subterráneo masivo de explotación de mineral, donde se socava mediante perforación y tronadura la base de un panel de producción para inducir el quiebre natural del macizo rocoso, aprovechando la fuerza de gravedad. El frente de avance del quiebre se denomina frente de hundimiento o de socavación, que define el ingreso de área a producción y es planificado coordinadamente con el área que se va agotando.

La minería por *Panel Caving* se utiliza normalmente para explotar roca primaria, mucho menos fracturada y más competente que la roca secundaria, debido a esto se produce una fragmentación más gruesa.

El diseño minero para el método de *Panel Caving* contiene los siguientes elementos (figura 1.4):

- **Nivel de Hundimiento o Socavación (NH, NS o UCL):** Es el nivel en el cual se corta la base del bloque a ser explotado, mediante métodos de perforación, tronadura e hidrofracturamiento

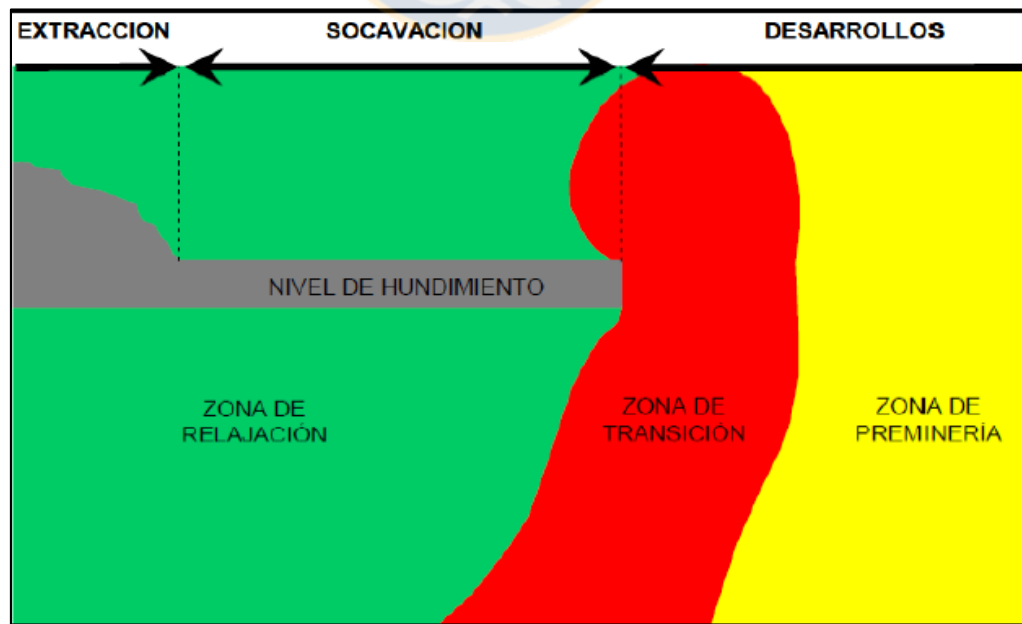
- **Nivel de Producción (NP):** Es el nivel donde la roca quebrada proveniente del nivel de hundimiento es cargada y transportada mediante equipos mecanizados. En este nivel se encuentran las zanjas, puntos de extracción y piques de traspaso.
- **Sub-Nivel de Ventilación (SNV):** Es el nivel en el cual se ingresa aire fresco y descarga el aire viciado desde los distintos niveles de producción de la mina.
- **Nivel de Control (NC) y un Nivel de Transporte (NT):** Es el nivel donde se realiza el carguío y posterior transporte de mineral. El carguío es mecanizado y automatizado, así como el transporte (trenes). Se entiende como un nivel de transporte a superficie.



**Figura 1.4.** Esquema que muestra el diseño minero para *Panel Caving* con sistema LHD del Sector Teniente 4 Sur LHD, el cual puede considerarse típico de Mina El Teniente (Cavieres, 1999).

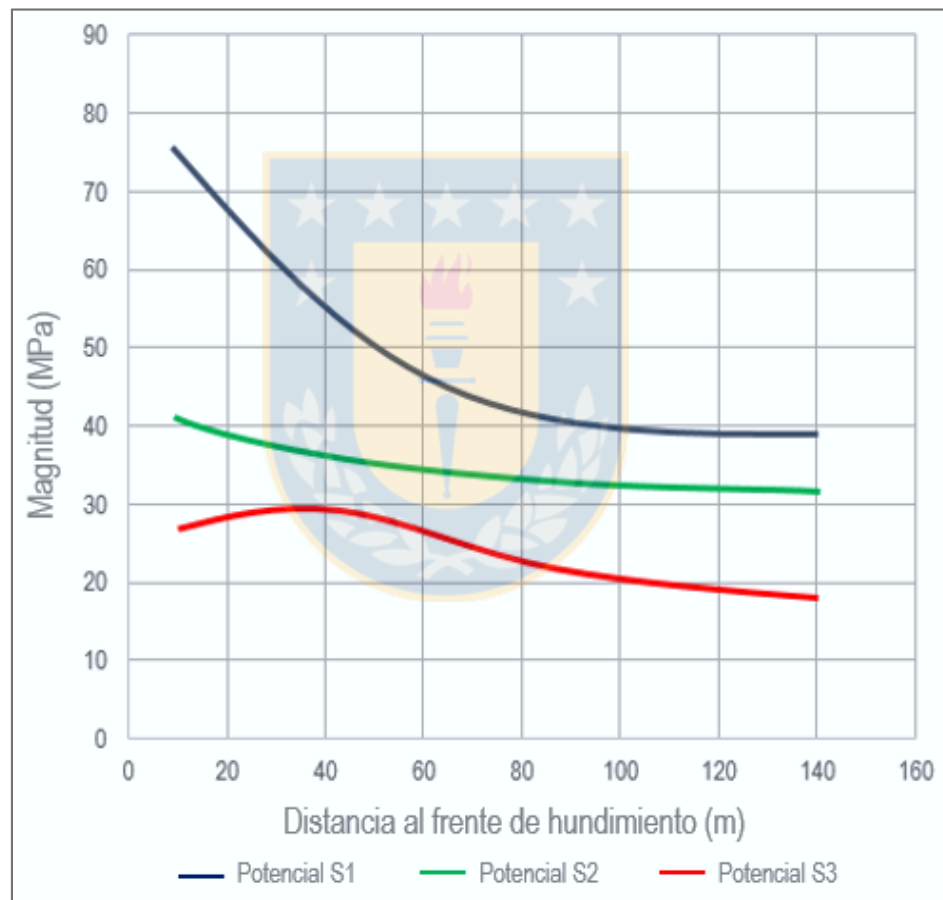
El desarrollo de la minería por el método de *Panel Caving*, se caracteriza por presentar un frente de hundimiento dinámico, que modifica directamente las condiciones del macizo rocoso, dando como resultado diversas condiciones y estados de esfuerzos que afectan la roca las cuales se presentan en la figura 1.5 y se definen a continuación:

- **Zona de Pre-Minería:** En esta zona los esfuerzos y las condiciones del macizo rocoso no han sido afectadas por la minería. El macizo rocoso está distante al frente de socavación
- **Zona de Transición:** Es la zona definida para administrar el riesgo generado por el fenómeno denominado *Abutment Stress* que se caracteriza por presentar continuos cambios en los esfuerzos en términos de magnitud y orientación, como resultado de la actividad minera asociada al avance del frente de socavación la cual afecta notoriamente la condición geomecánica de la roca, como consecuencia se podría inducir la ocurrencia de problemas de estabilidad en las labores ubicadas dentro de ésta zona como lo son los estallidos de roca. En el caso de El Teniente y según Karzulovic (2001a), la información disponible permite indicar lo siguiente: La zona de *Abutment Stress* se extiende típicamente entre los 35 y 75 metros por delante del frente de hundimiento y entre 20 y 15 metros detrás de él, en ésta zona la magnitud del esfuerzo principal mayor puede llegar a ser del orden de 1,5 a 2,0 veces la magnitud del esfuerzo in situ o pre-minería (Figura 1.6).
- **Zona de relajación:** En esta zona el macizo rocoso se encuentra bajo zona hundida y fuera de los efectos producidos por el frente de socavación, los esfuerzos ya han sido modificados y hay una disminución dramática en la magnitud del esfuerzo vertical.



**Figura 1.5.** Zonificación del Macizo Rocosos de acuerdo a la posición del frente de socavación.

En la Mina El Teniente se han realizado una serie de variantes al método *Panel Caving* con el fin de evitar la inestabilidad de las labores influenciadas por la zona de transición. Estas variantes presentan el mismo diseño minero, pero se diferencian en su secuencia operacional y tienen como objetivo alejar la Zona de *Abutment Stress* del frente de producción, donde el personal y los equipos realizan los trabajos durante la vida útil de la mina. Karzulovic (2001b) en el informe nombrado “Altura de roca primaria en minería por *Panel Caving*” define 3 variantes: *Panel Caving* con Hundimiento Convencional, *Panel Caving* con Hundimiento Previo y *Panel Caving* con Hundimiento Avanzado.



**Figura 1.6.** Magnitud de los esfuerzos principales a escala macizo rocoso y su relación con la distancia al frente de hundimiento (Karzulovic, 1998).

## 1.4. Trabajos Anteriores

Los trabajos anteriores realizados en el área de estudio son los siguientes:

Brzovic y otros (1998). Presentaron el trabajo titulado “Geotecnia Pilares Teniente Sub-6 Nivel de Producción”, cuyo objetivo era conocer el estado de los pilares mediante mapeo geotécnico de 11 sondajes que atraviesan los pilares a lo largo de su eje mayor y 4 en el Crown pilar, mediante auscultación de detalle a través de *borehole camera* del tiro a cada uno de estos, desarrollo de tomografías sísmicas, ensayos de propiedades básicas y la cuantificación de la sobre excavación a partir del “Grado de deformación óptico”.

Santander y Rivero (2002). Hace un informe en el cual estima la condición de estabilidad de excavaciones mineras bajo distintas condiciones geomecánicas, a partir de la relación entre la máxima sobre excavación de origen tensional y la razón entre el máximo esfuerzo inducido en el contorno de la excavación y la resistencia a la compresión uniaxial de la roca en los sectores de explotación de División El Teniente: Sub-6, Esmeralda, Tte.4 Sur.

Superintendencia de Geología (2003). Actualización año 2003 de los Estándares y Metodologías de Trabajo para Geología de Minas, realizado por la Superintendencia Geología de la División El Teniente. Estas metodologías sirvieron como guía para algunas etapas del presente trabajo.

Rubio y Seguel (2005). En el informe titulado “Auscultación de pilares en zona de transición nivel de hundimiento Mina Esmeralda” analizaron el estado de 6 pilares mediante tiros horizontales para observar las condiciones del macizo rocoso que lo conforma. A través de la inspección realizada llegaron a la conclusión que las deformaciones y temporalidad de los daños en los tiros aumenta con la cercanía del frente de socavación y que los pilares en el borde del frente de hundimiento presentan una mala condición de calidad geotécnica.

Karzulovic (2006a). En su informe “Criterios de homologación para una minería en roca primaria” realizan una caracterización y evaluación del comportamiento mecánico del macizo rocoso primario El Teniente.

Muñoz y otros (2015). Desarrollaron el monitoreo de 3 pilares de roca en el nivel de producción de mina Pilar Norte, con el objetivo de validar la tomografía sísmica mediante el análisis integrado de ésta técnica con otras metodologías basadas en parámetros geológicos y geomecánicos, que al

complementarse permiten una evaluación más confiable de la condición del macizo rocoso. Dentro de los parámetros de análisis considerados Muñoz y otros (2015) proponen la aplicación de un nuevo parámetro geomecánico definido como IDP “Índice de daño de la perforación” cuyos resultados muestran una consistencia y congruencia con el resto de los resultados obtenidos mediante otras metodologías.

González y otros (2016). Proponen una técnica que usa la inspección mediante *Borehole Camera* para estimar el estado de esfuerzo mediante el grado de sobre excavación  $Rf/a$  observada en tiros de monitoreo de pilares ubicados en el sector de producción de mina Pilar Norte, llegando a la conclusión que la relación lineal  $Rf/a = 0,40 \times \sigma_{\max}/\sigma_c + 0,68$  representa el daño tipo “limón” observado en los tiros de auscultación a escala pilar.

## 1.5. Agradecimientos.

En primer lugar, agradecer al profesional guía de este trabajo el Sr. Roberto González por brindarme la posibilidad y la confianza para realizar este trabajo, a Rodrigo Muñoz por su aporte fundamental en ideas, en conocimiento y por haberse hecho siempre un espacio para responder las consultas por lo que fue un pilar fundamental en este trabajo.

A mi profesor patrocinante Dr. Jorge Quezada por tener la disponibilidad de atenderme y aportar en este trabajo. A los profesores del Departamento de Ciencias de la Tierra, quienes participaron en mi formación académica y por estar siempre dispuestos a ayudar a los alumnos.

A los funcionarios del Departamento de Ciencias de la Tierra, a Don Raúl, Don Iván, Don Gerardo, Don Pedro, Don Carlos y Don Mauricio, por estar siempre disponibles y por sus consejos. A la Sra. María Esperanza y Sra. Carolina Rojas por su rápida gestión en los trámites que requerí durante los años en la universidad.

Doy las gracias a mis padres, María Soledad y Juan, por su paciencia y apoyo en todo aspecto para poder estudiar esta hermosa carrera, a mi hermano Franco por sus palabras de aliento y buena compañía y finalmente a mi tío Miguel y a mi tía Paulina que me recibieron en su casa y me trataron como un hijo.

## **2. MARCO GEOLÓGICO.**

### **2.1. Geología Regional.**

La geología regional del área de estudio corresponde al sector de la Cordillera de Los Andes, comprendida entre los paralelos 33° 45'' y 35° 15'' latitud Sur y entre los 71° 00'' de longitud Oeste y la frontera con la República de Argentina. Se distinguen secuencias volcánicas estratificadas intercaladas con secuencias sedimentarias marinas y continentales que van desde el Jurásico Medio hasta el Cuaternario. Estas rocas han sido instruidas por cuerpos plutónicos del Cenozoico, principalmente batolitos, stocks y en menor medida diques y apófisis. El mapa geológico regional se presenta en la figura 2.1.

#### **2.1.1. Rocas Estratificadas.**

##### **2.1.1.1. Formación Nacientes del Teno (Bajociano - Kimmeridgiano Inferior)**

Definida por Klöhn (1960), corresponde a una secuencia de rocas sedimentarias clásticas, ubicadas en la zona oriental de la región. Su localidad tipo está ubicada en el valle superior del Río Teno. Davidson (1971), le asigna a esta formación una edad Bajociano Inferior-Oxfordiano Superior, posteriormente Charrier (1983), le determina una edad de Bajociano - Kimmeridgiano Inferior en base a su contenido fosilífero. Ésta formación se asocia en la mayoría de su secuencia a un ciclo transgresivo con profundización de la cuenca con aportes detríticos desde el Oeste. Según Davidson y Vicente (1973) Sobreyace a ignimbritas triásicas en Chile y Argentina y subyace en forma concordante a la Formación Río Damas (Charrier, 1983).

##### **2.1.1.2. Formación Río Damas (Kimmeridgiano Superior-Titoniano Inferior)**

Definida por Klöhn (1960), corresponde a una sucesión de conglomerados y brechas conglomerádicas gruesas a medianas, areniscas, limonitas, delgados niveles de yeso con abundantes intercalaciones de lavas andesíticas y piroclástos. Estos depósitos continentales poseen escaso contenido fosilífero y una típica coloración rojiza. La formación se distribuye con una orientación norte-sur en el margen oriental de la región. Presenta su mayor desarrollo en la zona

del Río Damas, donde la secuencia presenta un espesor medio de 3.000 m, alcanzando en algunos sectores de su columna hasta 3.700 m (Charrier y otros, 1996).

Charrier (1973) indica un ambiente de depositación continental bajo condiciones semidesérticas con violentos aluviones esporádicos.

Se dispone concordante sobre la Formación Nacientes del Teno y subyace en forma concordante y gradual bajo la Formación Baños del Flaco. Limita en contacto por falla con la Formación Leñas-Espinoza (Charrier, 1973).

#### **2.1.1.3. Formación Leñas-Espinoza (Kimmerigiano Superior-Titoniano Inferior)**

Klöhn (1960), define como Formación Leñas-Espinoza, a un conjunto de estratos marinos y fosilíferos que afloran en la confluencia de los ríos Leñas y Espinoza. Esta formación está constituida por una serie detrítica inferior de carácter transgresivo y por un paquete calcáreo hacia la parte superior. Charrier (1982) redefine esta formación y la describe como un conjunto de rocas volcanoclásticas, brechosas, finas a areníticas de origen piroclástico. Forma una secuencia rítmica de 1.200 m de espesor y se habría depositado como turbiditas de piroclásticos en una cuenca subsidente. La base de esta formación es desconocida y el techo corresponde al paso gradual a la Formación Baños del Flaco.

#### **2.1.1.4. Formación Baños del Flaco (Titoniano-Neocomiano)**

Definida por Klöhn (1960), al conjunto de rocas sedimentarias marinas, que afloran en la localidad de los Baños del Flaco, en el valle del río Tinguiririca. Su litología se basa principalmente en calcarenitas finas a gruesas y calcilitas, con abundante contenido fosilífero. Se han descrito variadas especies de amonitas que indican una edad titoniense (Covacevich, 1976). También destacan pisadas de dinosaurios en la base de la unidad (Casamiquela y Fasola, 1968).

La base de la Formación Baños del Flaco está constituida por el techo de la Formación Río Damas de carácter continental y su techo la constituyen las areniscas continentales rojas de la Formación Colimapu. Ambos contactos son concordantes (Charrier, 1973).



### **2.1.1.5. Formación Colimapu (Barremiano-Albiano)**

Definida por Klöhn (1960) en la quebrada del mismo nombre, corresponde a una secuencia continental de areniscas y lutitas rojizas, conglomerados de matriz arenosa con intercalaciones de tobas, lavas andesíticas, calizas y algunos niveles de yeso. Su litología consta de sedimentos continentales subaéreos y lacustres e intercalaciones de niveles piroclásticos y efusiones volcánicas.

Se dispone concordante sobre la Formación Lo Valdés, e infrayace discordantemente a la Formación Abanico. Su espesor estimado tiene un valor de 2.000 m. (Thiele, 1980).

### **2.1.1.6. Formación Coya-Machalí (Eoceno Superior-Mioceno Inferior).**

Definida por Klöhn (1960), esta unidad está constituida por potentes series continentales en su generalidad volcánicas (coladas, brechas y tobas) de carácter andesítico y riolítico, intercaladas con rocas sedimentarias estratificadas, como limolitas, areniscas y conglomerados, de color verde a verde amarillento.

La base de esta formación se dispone discordantemente sobre las formaciones Baños del Flaco, Leñas Espinoza, Río Damas y Nacientes del Teno. Su techo corresponde a la discordancia angular que la separa de las andesitas pertenecientes a la Formación Farellones (Godoy y otros, 1988).

Klöhn (1960) asignó un espesor medio de 3.000 m mientras González y Vergara (1962) mencionan espesores variables de Norte a Sur 2.700 m en el río Teno, 1.900 m en el río Maule y 600 m en el río Longaví.

### **2.1.1.7. Formación Farellones (Mioceno Superior).**

La Formación Farellones corresponde a la unidad que aloja al yacimiento El Teniente y aflora en una franja casi continua de orientación N-S. Fue definida por Klöhn (1960) y consiste en una potente serie volcánica de carácter calcoalcalino, compuesta por brechas, coladas y tobas, de composición basáltica, andesítica y riolítica, con intercalaciones de rocas sedimentarias continentales, en la que se destacan lutitas, areniscas, brechas y conglomerados.

Su base se dispone en una marcada discordancia angular con la Formación Coya-Machalí y las formaciones más antiguas del área. Su límite superior constituye la superficie erosión actual (Thiele, 1980). En algunas zonas, éste límite se encuentra cubierto en discordancia por coladas de lava pertenecientes a la Formación Cola de Zorro. Esta formación se dispone con un suave plegamiento con inclinaciones de no más de 25° a subhorizontales (Charrier, 1983).

Klöhn (1957) propone un espesor medio de 2.000 m mientras que Charrier (1973) señala un espesor estimado de 2.500 m en la zona de la Cordillera Principal lo que coincide con las observaciones realizadas por Thiele (1980). Dataciones radiométricas K/Ar indican edades de 4,13-14,3 Ma (Charrier, 1983), asignándola así al Mioceno Medio-Superior.

#### **2.1.1.8. Formación Colón-Coya (Plioceno-Pleistoceno).**

Definida por Gómez (2001) entre la zona industrial de Colón y la localidad de Coya, corresponde a un conjunto de depósitos laháricos de granulometría heterogénea, insertos en una matriz arcillo-cinerítica, en algunos sectores presenta intercalaciones de niveles de ceniza blanquecinos, coladas andesíticas de poca potencia y gravas fluviales. El espesor de los depósitos varía de algunos centímetros hasta los 150 metros. Se dispone en disconformidad sobre las formaciones Coya-Machalí y Farellones, cubriendo un área aproximadamente de 160 km<sup>2</sup> y rellenando la paleotopografía del valle. Su techo constituye la superficie de erosión actual. La Formación Colón-Coya representa la actividad volcánica más reciente del área.

Las edades propuestas para esta formación por Charrier y Munizaga (1979) coinciden con las edades obtenidas por datación K-Ar obtenidas por Cuadra (1986), situando a esta formación en el Plioceno-Pleistoceno (2,3-1,3 Ma).

#### **2.1.1.9. Depósitos no consolidados (Plioceno-Pleistoceno).**

Corresponden a depósitos aluviales (fluviales, lacustres y glaciofluviales), glaciales, de escombros y derrumbes (Charrier, 1983). Los sedimentos aluviales, coluviales y depósitos de relleno de valles, se relacionan a los cursos de agua actuales y están representados en la región por los ríos Cachapoal, Maipo, Teno y Blanco.

### 2.1.2. Rocas Intrusivas

Las rocas intrusivas que afloran en la región donde se emplaza el yacimiento El Teniente se exhiben en una distribución norte-sur, intruyendo a las formaciones del Mioceno. Presentan gran variabilidad de texturas y composiciones (granodioritas de hornblenda y biotita, pórfidos diorítico-andesíticos, monzonitas, monzodioritas y pórfidos dacíticos), que se presentan como stocks, batolitos, grandes filones y cuerpos menores como diques, filones y apófisis (Charrier, 1981).

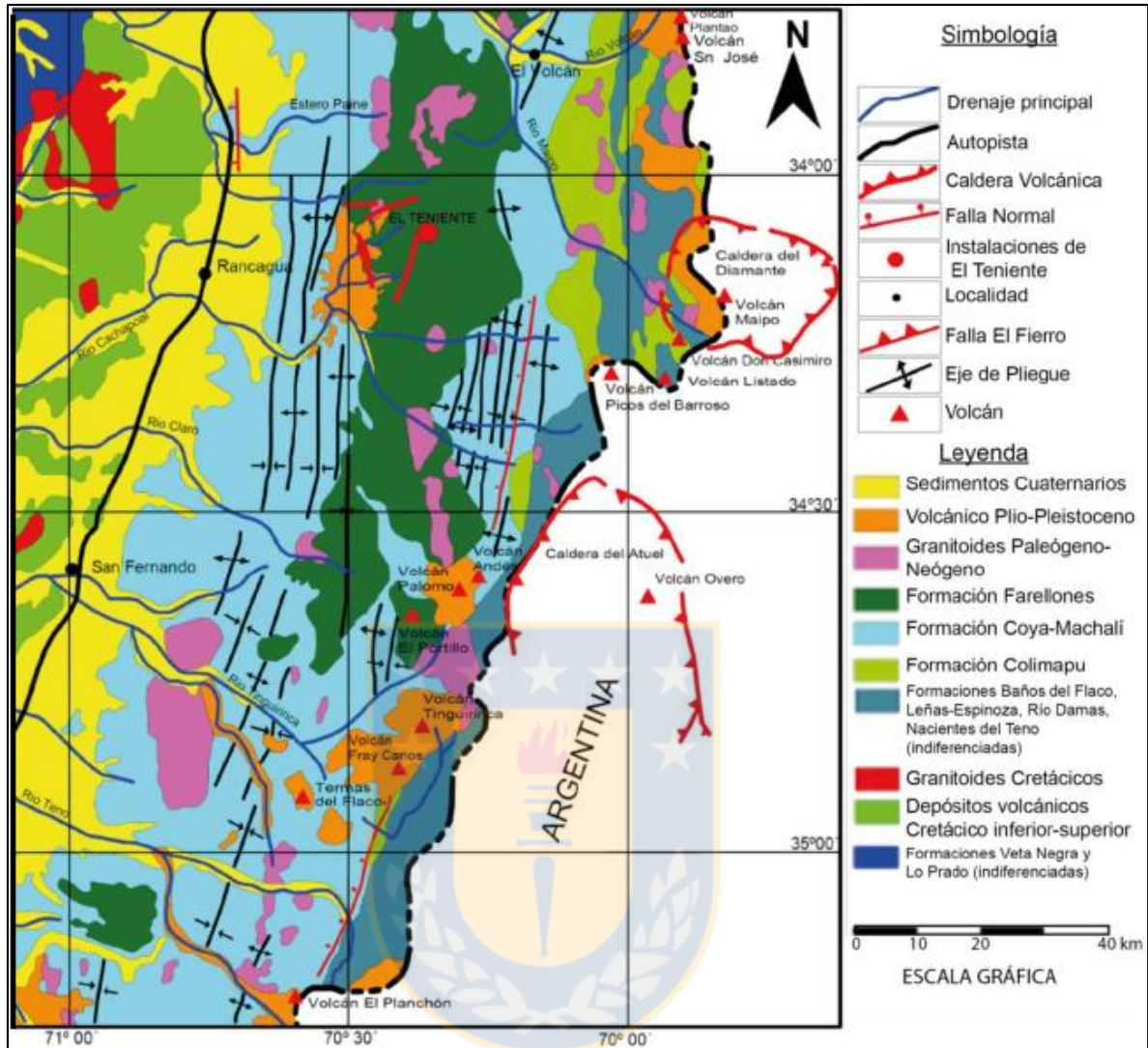
Según las relaciones de contacto observadas con sus rocas de caja y su distribución, Stewart y Araya (1972) les asignan una edad relativa posterior a la Formación Farellones. Dataciones radiométricas ( $^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$ ) sugieren una edad para estos cuerpos intrusivos de 34,3 a 5,5 Ma (Drake y otros, 1982; Gana y Wall 1997; Kurtz y otros, 1997).

En base a estas dataciones, Kurtz y otros (1997) y Falcón y Rivera (1998), proponen que la actividad magmática en esta zona se habría extendido desde el Oligoceno Superior al Mioceno Superior y agrupan estos cuerpos de la siguiente manera:

**Complejo Plutónico Antiguo (Mioceno Inferior):** Datado en  $21,6 \pm 4,9$  y  $16,2 \pm 1,2$  Ma.

**Complejo Plutónico Teniente (Mioceno Medio - Mioceno Superior):** con una primera sub-unidad de edad  $12,4 \pm 2,5$  Ma y  $11,3 \pm 0,3$  Ma y una segunda de  $8,8 \pm 0,1$  y  $7,7 \pm 0,1$  Ma.

**Complejo Plutónico Joven (Mioceno Superior):** Datado en  $6,6 \pm 0,1$  Ma y  $5,5 \pm 0,2$  Ma. Se propone que la actividad magmática de la zona se extiende desde el Oligoceno Superior al Mioceno Superior, esto coincidente con los rangos de las formaciones Abanico y Farellones (Kurtz y otros, 1997; Falcón y Rivera, 1998).

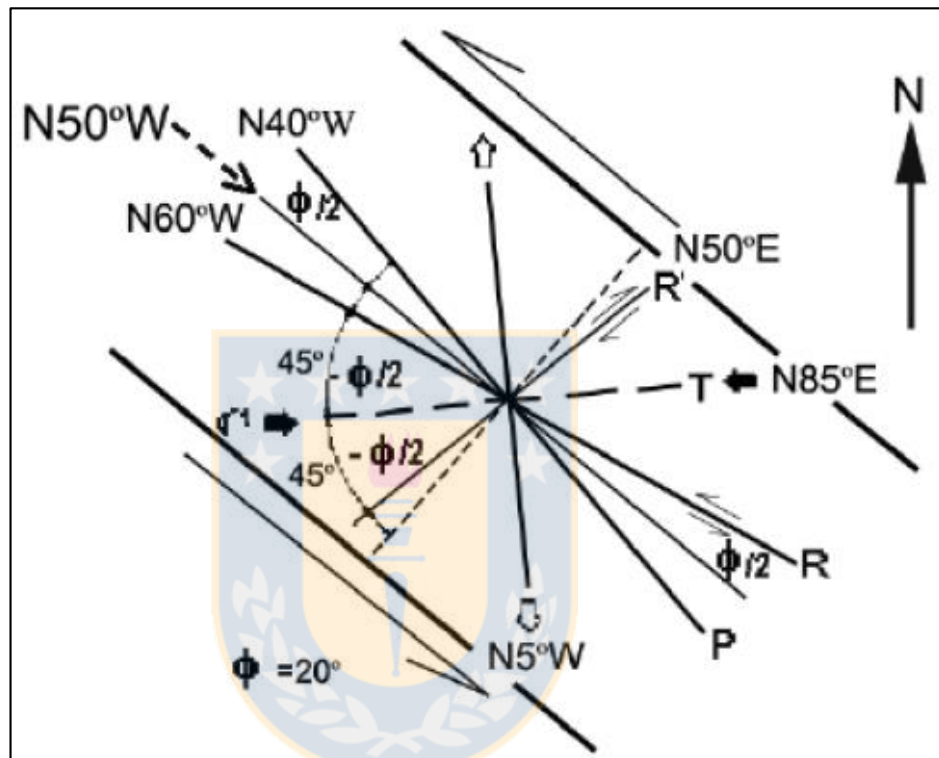


**Figura 2.1.** Mapa geológico regional de la franja cordillerana de Chile Central (Imagen modificada de Charrier y otros, 1996).

### 2.1.3. Estructuras

Los rasgos geológicos de Chile Central a escala regional, entre los 33°S y 39°S estarían en parte controlados por estructuras NW a NNW ocasionadas durante los eventos tecto-magmáticos del Paleozoico-Mesozoico (Godoy y Lara, 1994). Estas estructuras delimitarían los segmentos tectónicos que se disponen oblicuamente a la cadena Andina actual, habiendo sufrido numerosas reactivaciones durante el Mesozoico-Cenozoico (Rivera y Cembrano, 2000), cuyos movimientos laterales explicarían la distribución de franjas de centros volcánicos e intrusivos del Mioceno en la

región (Falcón y Rivera, 1998). A nivel regional, los eventos tectónicos habrían sido controlados por una zona de transcurrencia sinistral N50°W, generando fracturas sintéticas sinestrales (tipo R) de orientación N60°W y antitéticas dextrales (tipo R') de orientación N50°E (Falcón y Rivera, 1998) (figura 2.2).



**Figura 2.2.** Modelo de estructuras tipo Riedel para una zona de transcurrencia sinistral de rumbo N50°W, modificado de Falcón y Rivera (1998).

### 2.1.3.1. Pliegues

Se reconocen pliegues a nivel regional del tipo anticlinal y sinclinal (Klöhn, 1960; Charrier y otros, 1994), los cuales se identifican por tener flancos de menos de 30° de pendiente y cuyos ejes de pliegue se orientan con rumbo norte-sur, con un leve buzamiento hacia el sur y vergencia al este (Gómez, 2001). Estas estructuras afectan a las rocas de la Formación Farellones y presentan continuidad longitudinal solamente entre los segmentos acotados por sistemas de falla N30°W (Rivera y Falcón, 2000).

### 2.1.3.2. Fallas

Los Sistemas de falla en el área, tienen una orientación preferencial de N30°W (Rivera y Falcón, 2000) y son identificables en la Cordillera Principal y en la Cordillera de la Costa. En la zona de la depresión intermedia, el relleno sedimentario moderno tiende a obliterar la traza de estas estructuras. En torno al yacimiento El Teniente destacan la zona de falla Piuquencillo al norte, El Azufre al centro y Juanita al sur (Rivera y Cembrano, 2000). Rivera y Falcón (2000) mencionan que el yacimiento El Teniente se encuentra en una cuenca volcano-tectónica cuyo límite norte está dado por la zona de falla de Piuquencillo y al sur por el lineamiento Tinguiririca – Navidad, con un ancho de casi 100 kilómetros y largo, en la dirección noroeste - sureste, superior a los 150 kilómetros.

### 2.1.3.3. Discordancias

En la zona se reconocen tres fases compresivas las cuales se manifiestan como tres discordancias de plegamiento y de erosión (Klöhn, 1960). La primera, del Cretácico Superior causa la discordancia entre la Formación Colimapu y rocas volcánicas terciarias y cuaternarias. La segunda fase compresiva será la responsable de la discordancia entre la Formación Coya-Machalí y Formación Colimapu, según algunos autores en el Oligoceno Inferior, y según otros durante el Mioceno Inferior (Charrier y otros, 1996). El último evento, asignado al Mioceno-Plioceno genera discordancia entre la Formación Farellones y la Formación Colón-Coya.

### 2.1.4. Marco Geotectónico.

El pórfido supergigante de Cu-Mo El Teniente pertenece a la Franja Metalogénica Neógena (figura 2.3 a) y corresponde al yacimiento en explotación más meridional de esta. A esta franja también pertenecen otros depósitos gigantes como Los Pelambres (31°43'S) y Río Blanco-Los Bronces (33°08'S), depósitos son ricos en diversos elementos: cobre, azufre, hierro, calcio, molibdeno y boro, pero son pobres en oro, además comparten otros rasgos importantes como su gran tonelaje y alto grado de mineralización hipógena.

Los procesos supérgenos han aumentado las concentraciones de cobre en estos 3 depósitos, pero no llegan a ser tan importantes como en yacimientos del norte de Chile, como por ejemplo

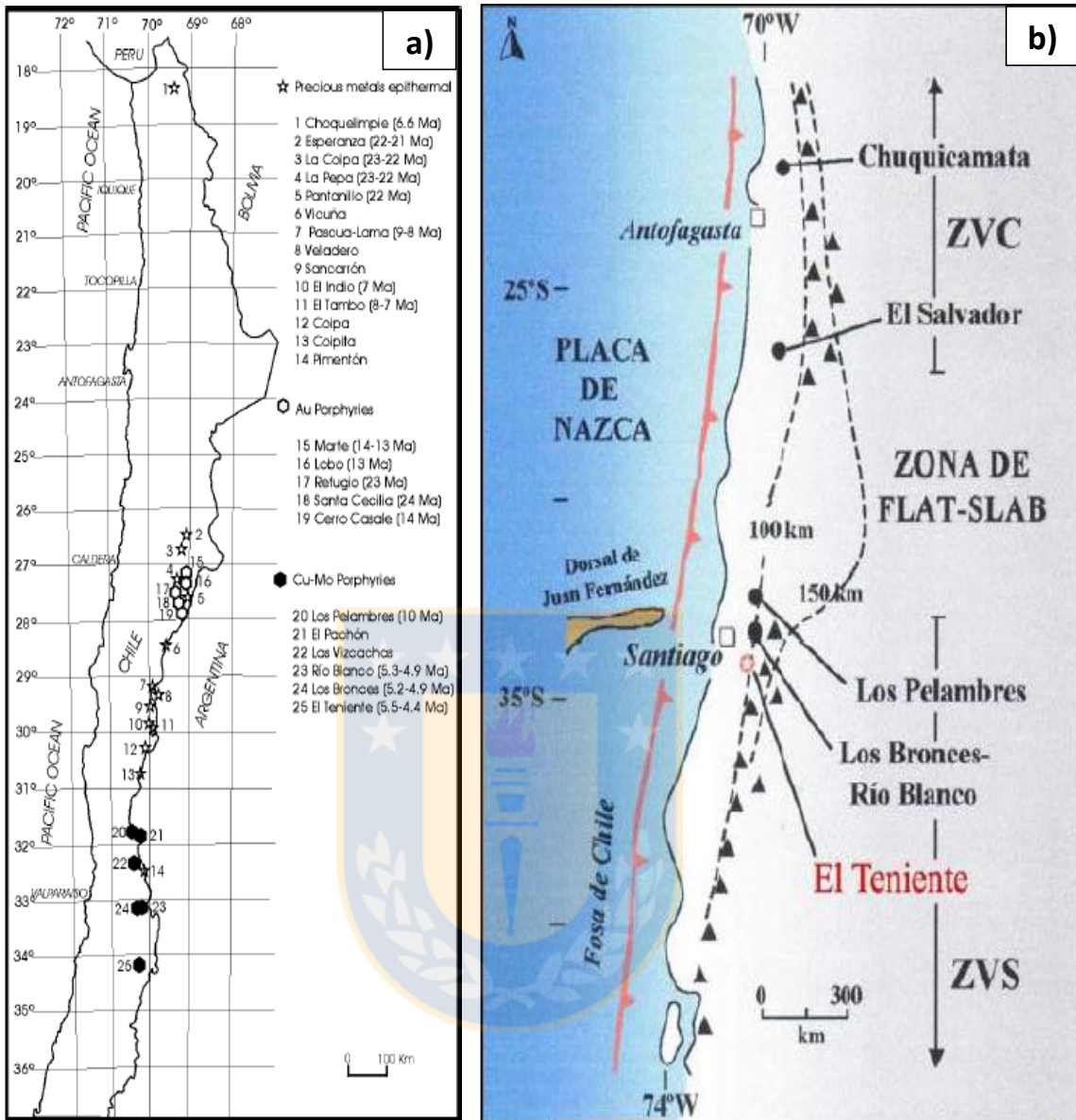
Chuquicamata. La Franja Metalogénica Neógena en la zona central, coincide con la distribución de la Formación Farellones, formación en la cual se emplazan estos depósitos. La actividad magmática y de mineralización de los depósitos tipo pórfido cuprífero de la Franja Metalogénica Neógena abarca una edad entre los 12 y 4 Ma y está relacionada a la actividad plutónico-volcánica tardía del arco Mioceno–Plioceno (Cuadra, 1986).

Más al norte, La Franja Metalogénica Neógena incluye también depósitos epitermales de metales preciosos de tipo “World-Class” y pórfidos de Cu, Au y Cu-Au en la franja El Indio-Maricunga (Davidson y Mpodozis, 1991; Sillitoe, 1991)

Las rocas ígneas en las cuales se emplazan estos yacimientos andinos, han sido generadas por procesos asociados a la subducción de la litosfera oceánica, por debajo del margen continental sudamericano (Sillitoe, 1988). Los tres depósitos de Chile central ocurren en la zona límite entre dos segmentos tectónicos andinos, la zona de Flat-Slab al norte, donde el ángulo de subducción ha disminuido significativamente desde el Mioceno y donde el volcanismo está ausente y la Zona Volcánica Sur (SVZ), donde el ángulo de subducción es mayor y el volcanismo es activo (figura 2.3b).

Durante el Mioceno Temprano y Mioceno Medio, la corteza en Chile central era relativamente delgada (menor a 40 km), similar a la que se encuentra actualmente en el sur de Chile y con un ángulo de subducción relativamente alto. A partir del Mioceno Medio, decrece el ángulo de subducción, en el actual segmento de Flat-slab, al norte de los 33°S, debido a la subducción de la Dorsal de Juan Fernández, la cual a través de reconstrucciones de convergencia entre las placas de Nazca y Sudamericana, se estima que habría llegado al margen continental chileno y migrado hacia el sur hasta alcanzar su posición actual durante el Mioceno (Yáñez y otros, 2001). La subducción de la Dorsal de Juan Fernández sería responsable durante este periodo de:

- Ensanchamiento del arco volcánico y su migración hacia el este, provocando el alzamiento, la deformación y el engrosamiento de corteza de la zona central entre los 27°S y 33°S.
- La disminución y el posterior cese del volcanismo después de los 9 Ma al norte de los 33°S (Kay y otros, 1991; Kay y Mpodozis, 2002).
- Al Sur de los 33°S, a la latitud de la Zona Volcánica Sur, de la disminución, pero en menor medida, del ángulo de subducción, en conjunto con el desarrollo del segmento de Flat-Slab (Stern, 1989).

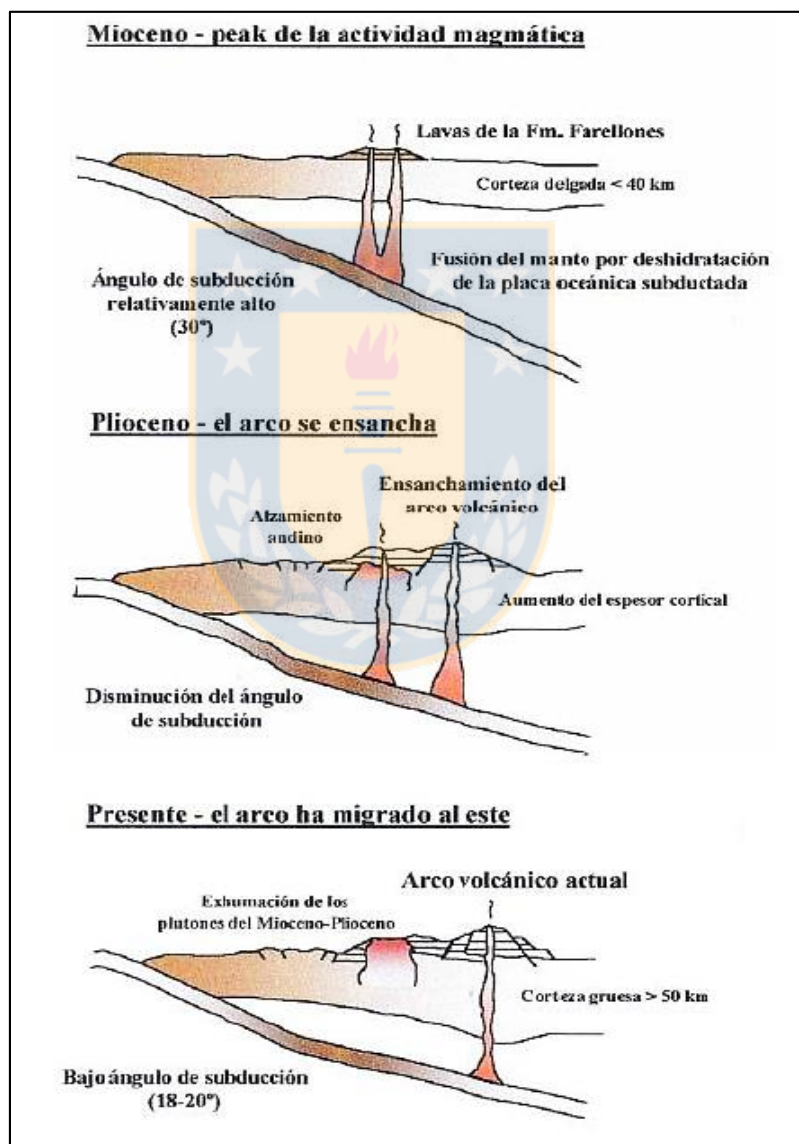


**Figura 2.3.**

a) Franja Metalogénica del Neógeno, incorpora las Franjas del Indio y Maricunga (Modificada de Maksaev, 2001). b) Ubicación del segmento Zona Volcánica Central (ZVC), Zona de flatslab y la porción norte de la Zona Volcánica Sur (ZVS). Los triángulos representan el volcanismo cuaternario y los círculos los cinco yacimientos de pórfidos de cobre denominados como "gigantes" del Mio-Plioceno, ubicados en el extremo norte de la ZVS y otros pórfidos más antiguos, ubicados en el extremo sur de la ZVC. Líneas segmentadas indican la actual profundidad de la Zona de Benioff. (Modificado de Skewes y Stern, 1994 y 1995).



En este contexto tectónico, es donde se desarrollan los pórfidos de cobre de Chile central, asociados a la última etapa de la evolución del arco. Skewes y Stern (1994) proponen que el rápido alzamiento y exhumación de sistemas plutónicos profundos (figura 2.4) en este ambiente habría resultado en la exsolución de fluidos magmáticos con cobre, los cuales habrían causado mineralización de pórfidos cupríferos gigantes en el Mioceno Superior - Plioceno tales como Río Blanco - Los Bronces y El Teniente.



**Figura 2.4.** Perfiles transversales de la evolución magmato-tectónica de los Andes Centrales a los 34°S, entre el Mioceno y el Presente. Modificado de Stern y Skewes (1994 y 1995).

## **2.2. Geología Yacimiento El Teniente.**

### **2.2.1. Litologías.**

#### **2.2.1.1. Complejo Máfico El Teniente (CMET).**

El Complejo Máfico El Teniente, CMET o también conocido localmente como “Andesitas de la Mina”, es un complejo de rocas intrusivas máficas, que conforman un lacolito que intruye a la Formación Farellones (Munizaga y otros, 2002; Charrier y otros, 2002; Skewes, 2000) es la roca de caja de todos los eventos magmáticos e hidrotermales del yacimiento, por lo que sus características primarias se encuentran prácticamente obliteradas (Skewes y otros, 2002). Estudios petrológicos recientes indican que presenta una gran variedad litológica, que va desde rocas intrusivas máficas, gabros, diabasas y pórfidos basálticos.

La parte central de éste complejo máfico en la cual se encuentra la mina, tiene una extensión vertical de más de 2 km y constituye la unidad litológica más extensa (figura 2.5), albergando aproximadamente el 80% de la mineralización hipógena (Camus, 1975).

#### **2.2.1.2. Intrusiones Félsicas.**

##### **a. La Tonalita Sewell.**

También conocida antiguamente como “Diorita Sewell” (Skewes y otros, 2002) es el cuerpo intrusivo félsico más grande de El Teniente y corresponde a un stock ubicado en el sector sureste del yacimiento el cual intruye al Complejo Máfico El Teniente. Presenta aproximadamente 1 km de diámetro en el sector sureste de la mina a la cota de 2.284 metros, pero se estrecha abruptamente hacia el norte.

Las dataciones K-Ar de éstas rocas, indican edades de 7,4 a 7,1 Ma (Cuadra, 1986) y 5,7 Ma (Maksaev y otros, 2001).

La mineralogía de estas rocas está marcada por la presencia de plagioclasa, anfíboles alterados, biotita, cuarzo y un menor porcentaje de feldespato potásico, con texturas equigranulares a porfídicas y granos que van desde los 1 a 5 milímetros (Skewes y otros, 2002).

### **b. Pórfido Dacítico El Teniente.**

Corresponde a un dique de aproximadamente 1,5 km de longitud y un máximo de 300 metros de espesor ubicado al norte del depósito, presenta una orientación N-S a NNW y un manto subvertical. La edad K-Ar asignada para estas rocas es de 4,7 a 4,6 Ma (Cuadra, 1986), pero dataciones más recientes de U-Pb realizadas en zircones indican una edad de 5,28 Ma (Maksaev y otros, 2004).

Intruye al Complejo Máfico El Teniente, presentando contactos nítidos irregulares, brechosos o bien transicionales. Hacia el sur, este cuerpo se encuentra interrumpido por la Brecha Braden que lo intruye e incorpora una gran cantidad de fragmentos de ésta unidad.

Este cuerpo presenta diferenciaciones texturales, con proporciones variables de fenocristales de plagioclasa (oligoclasa-albita), biotita, pequeñas cantidades de anfíbola reemplazadas por biotita y clorita con presencia de “ojos de cuarzo”, rodeados por una masa fundamental compuesta de cuarzo, albita, feldespato potásico y biotita (Rojas, 2002).

Muchos autores consideran esta unidad como la intrusión ígnea productiva, responsable de la mineralización de El Teniente (Howell y Molloy, 1960; Camus, 1975; Ojeda y otros 1980; Cuadra, 1986), en contraste a lo anterior Skewes y otros (2004) sostienen que el Pórfido Dacítico El Teniente, es una intrusión félsica tardía, pobre en cobre que simplemente redistribuyó el cobre de rocas biotitizadas.

### **c. Pórfido Diorítico.**

Serie de stocks y diques menores, de gran extensión en la vertical, que se orientan en dirección N30°W en la parte norte y central del yacimiento (Diorita Central era la antigua denominación de estos últimos). Dataciones radiométricas U/Pb en circón, indican una edad de cristalización de  $6,11 \pm 0,13$  Ma a  $6,28 \pm 0,16$  Ma (Maksaev y otros, 2004).

### **d. Pórfido Microdiorítico.**

Conocido antiguamente con el nombre de “Pórfido A”, agrupa a las dioritas de grano fino, con abundantes xenolitos de andesita y cúmulos de biotita, que se encuentran en el sector central-

este del yacimiento. Presenta contactos por intrusión con la Tonalita Sewell y el Complejo Máfico El Teniente. Este cuerpo es importante ya que genera un volumen de brechas ígneas e hidrotermales que muestran altas leyes de cobre. Dataciones U-Pb en circón, indican que la cristalización de este cuerpo, ocurrió hace  $6,46 \pm 0,11$  Ma (Maksaev y otros, 2004).

### **2.2.1.3. Complejo Brecha Braden.**

Corresponde a un enorme cuerpo de brecha, en forma de embudo en el centro del yacimiento. Presenta un diámetro de 1,2 km en superficie y se estrecha hasta los 600 metros a la cota de 1.800 m (Cuadra, 1986). Conforman la unidad lito-estructural central del depósito y posee una extensión vertical reconocida de 3.150 m (Floody, 1998). La forma de este complejo es asimétrica, su flanco oriental es subvertical mientras que el resto posee una inclinación entre  $60^\circ$  y  $70^\circ$  hacia el centro del cuerpo

La brecha se constituye de clastos redondeados a subredondeados, polimícticos en una matriz de polvo de roca y cemento de sericita, con cantidades menores de turmalina, calcita y sulfuros (pirita). Algunos autores hacen referencia a la presencia de clastos afaníticos líticos y jaspe, probablemente arrastrados desde la profundidad (Vega y Maksaev, 2003). Estas son características típicas de un conducto de diatrema generado por las explosiones freatomagmáticas.

Existen en su interior una diversidad de unidades definidas por variaciones en textura, selección, abundancia relativa de los clastos y por el contenido de turmalina en el cemento, estas son: Brecha Braden Sericita, Brecha Braden Sericita Fina, Brecha Braden Sericita Bolones, Brecha Braden Clorita, Brecha Braden Turmalina, Brecha Braden Turmalina Bloques. Existen además otras unidades de brecha en su borde (Skewes y otros, 2004).

La formación de la Brecha Braden, debido a su relación de contacto con las rocas circundantes, constituye un evento posterior a la intrusión de la Tonalita Sewell y el Pórfido Dacítico El Teniente. La creación de esta estructura se estima cercana a la fase tardimagmática del yacimiento, posterior al evento principal de mineralización, con una edad cercana a los 4,7 a 4,5 Ma (Cuadra, 1986).

La Brecha Braden se encuentra rodeada por un borde irregular, de 60 a 50 metros de ancho, estrechándose en profundidad (5 a 10 metros), por brecha magmática hidrotermal bien mineralizada conocida como Brecha Marginal. Esta unidad se caracteriza por ser clasto soportado, con fragmentos angulares mineralizados y una matriz de grano fino de turmalina negra. Los clastos son de las rocas cajas adyacentes y se encuentran alterados (Maksaev y otros, 2014).

#### **2.2.1.4. Unidades de Brechas.**

Las brechas en El Teniente son monolíticas y/o heterolíticas. La naturaleza de sus clastos depende en parte de la ubicación de las brechas en el depósito y en parte en qué etapa se colocaron. Las brechas están clasificadas de acuerdo al mineral dominante contenido en la matriz (Skewes, y otros, 2002), entre las cuales destacan las Brechas de anhidrita, Brechas de turmalina, Brechas de biotita y Brechas Ígneas.

Los clastos presentes en estas brechas provienen de rocas intrusivas de composición félsicas, máficas o de ambas, la mineralogía presente en la matriz es biotita, turmalina, cuarzo, feldespato, clorita, anhidrita, yeso, apatito, calcopirita, bornita, pirita, rutilo y magnetita. La matriz suele encontrarse cortada por vetillas de anhidrita, cuarzo, biotita, feldespato y sulfuros de cobre.

#### **2.2.1.5. Intrusivos Menores.**

Corresponden a cuerpos de ocurrencia restringida, de menor importancia y de carácter parcialmente estéril. Están asociados a los últimos eventos intrusivos reconocidos en el yacimiento.

##### **a. Pórfido Latítico.**

Se presentan como filones que se distribuyen concéntricamente rodeando a la Brecha Braden en la zona sur del depósito. Su datación radiométrica K-Ar indica una edad de 5,3 a 4,8 Ma (Cuadra, 1986) y están relacionados al evento final de la mineralización. Las Latitas son rocas volcánicas de textura porfídica que presentan una mayor proporción de fenocristales de plagioclasas (60%) que las rocas del Pórfido Dacítico El Teniente, también es posible reconocer fenocristales de biotita, anfíboles alterados y ojos de cuarzo, insertos en una masa fundamental de cuarzo y feldespatos (Skewes y otros, 2007). Destaca un cuerpo que se ubica en la parte noroeste,

adosado a la Brecha Braden, el cual se desarrolla a partir del nivel Teniente 6 y que en profundidad alcanza un diámetro mayor a 100 m. Constituye una unidad estéril ya que su ley media es inferior a los 0,2 % de Cu.

#### **b. Dique de Lamprófidio.**

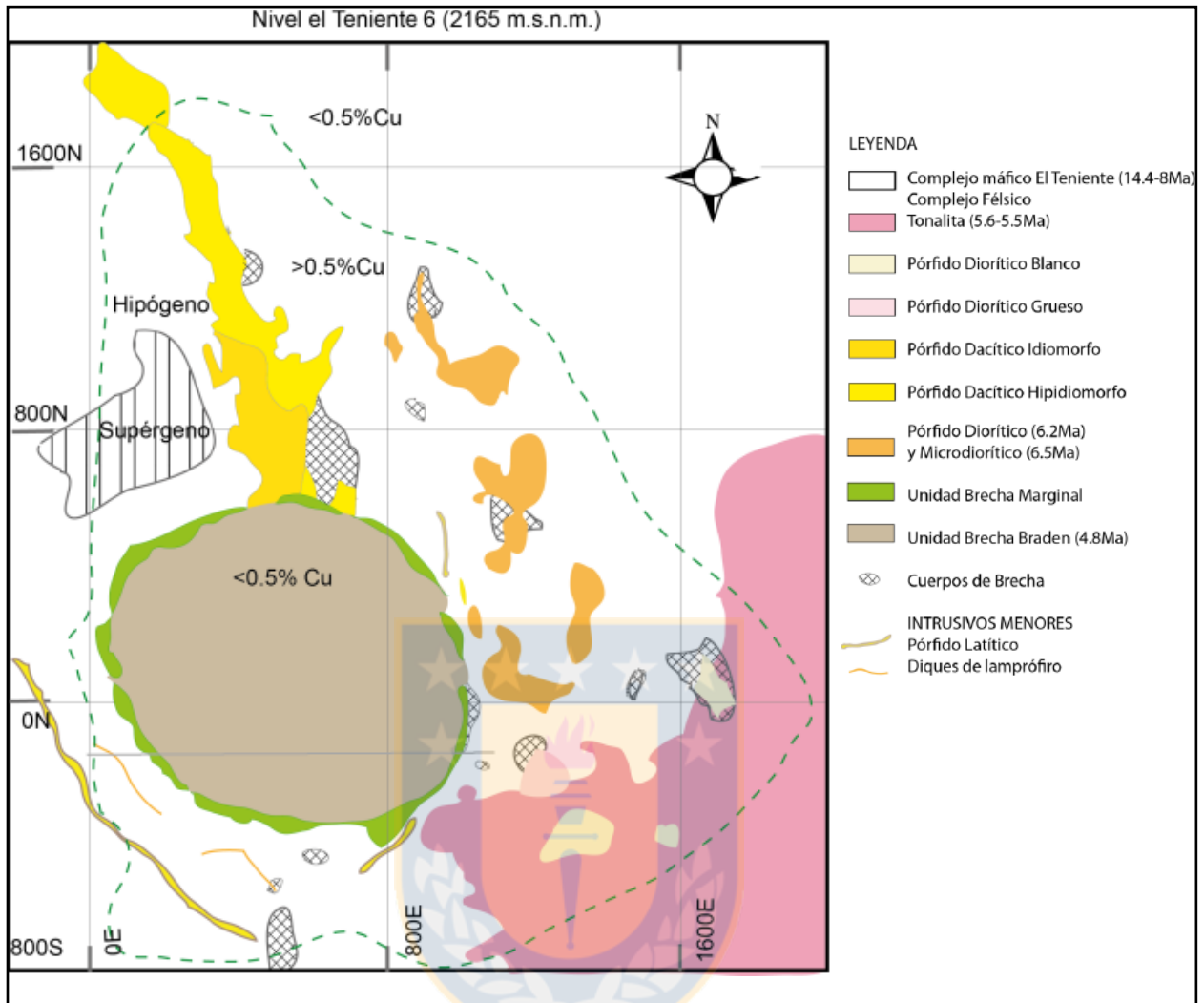
Cuerpos tabulares de color gris verdoso, de textura porfídica fina con fenocristales aciculares de hornblenda, en una masa fundamental traquítica compuesta por microlitos de augita y labradorita. Se ubican al sur de la Chimenea de Brechas Braden, con potencia variable de 1 a 2 m, presentan manteo sub vertical y una alta continuidad en el rumbo. Cortan las rocas máficas, Diorita Sewell y a la Chimenea de Brechas Braden, con contactos nítidos. Dataciones K-Ar en roca indican una edad de 3,8 a 2,9 Ma (Cuadra, 1986 y Godoy, 1993).

#### **c. Diques de Cuarzo y Anhidrita**

Se encuentran formados mayoritariamente por cuarzo con menores cantidades de anhidrita y sulfuros diseminados. Abundan en el sector norte y oeste del depósito. Su potencia varía entre 10 centímetros y 3 metros. Presentan un manteo subvertical. En general, no desarrollan halo de alteración en la roca de caja, y sus contactos son tajantes (Brzovic, 1996).

#### **d. Dique de Andesita**

Atraviesa a la unidad Tonalita Sewell en su sector sur. Corresponde a un cuerpo de forma tabular, con potencias de 0,52 m a 1,0 m el cual presenta un rumbo aproximado N60°E. La roca es de color gris a negro y presenta textura porfídica.



**Figura 2.5.** Geología simplificada del Nivel Teniente 6 a 2165 m.s.n.m. Se indican las coordenadas locales medidas en metros. Imagen modificada de De los Santos (2011).

### 2.2.2. Geología Estructural del Yacimiento El Teniente

El Teniente está inmerso en una compleja zona de cizalle de características distritales cuya orientación es  $N65^{\circ}E$  y se denominada Zona de Falla Teniente (ZFT), sus dimensiones son aproximadamente 14 kilómetros de largo y 3 kilómetros de ancho (Garrido y otros, 1994). La Zona de Falla Teniente corresponde a una franja de fallas anastomosadas con tendencias NE-ENE. El depósito El Teniente se encuentra dentro del extremo oriental de la ZFT. La extensión hacia el este de la ZFT ha sido poco estudiada, adelgaza y aparentemente termina. Del mismo modo, se desconoce la extensión de la parte occidental de la ZFT, sin embargo, estudios aeromagnéticos

indican que su largo tendría características regionales (Garrido y otros, 1994). El emplazamiento de la Tonalita Sewell y la principal zona de alteración hidrotermal del yacimiento estarían relacionados a esta estructura.

Dentro de la Zona de Falla Teniente, el arreglo estructural es totalmente distinto al reconocido en el entorno, independiente del tipo litológico, definiendo un eje de acortamiento de dirección  $N48^{\circ}\pm 11W$  (Garrido, 1995). Estos sistemas habrían estado activos antes, durante y después de la formación del yacimiento y serían controlados por el emplazamiento de la Brecha Braden (Garrido, 1992).

Existe una gran cantidad de estructuras y discontinuidades presentes en la mina El Teniente. Las estructuras reconocidas aparecen en una frecuencia promedio de hasta 40 discontinuidades litológicas por metro lineal y corresponden a vetillas, con sus distintos tipos de relleno, fallas y diaclasas, que en su conjunto conforman el stockwork característico del yacimiento (Garrido, 1995). Estas se clasifican según su continuidad, y tipo de relleno. De acuerdo a su continuidad las estructuras se clasifican en estructuras Distritales, Maestras, Mayores, Mayores Intermedias y Menores (tabla 2.1) y según su relleno se clasifican en Tardimagmáticas, Hidrotermales Principales e Hidrotermales Tardías.

**Tabla 2.1.** Clasificación de estructuras geológicas en Mina El Teniente según su continuidad.

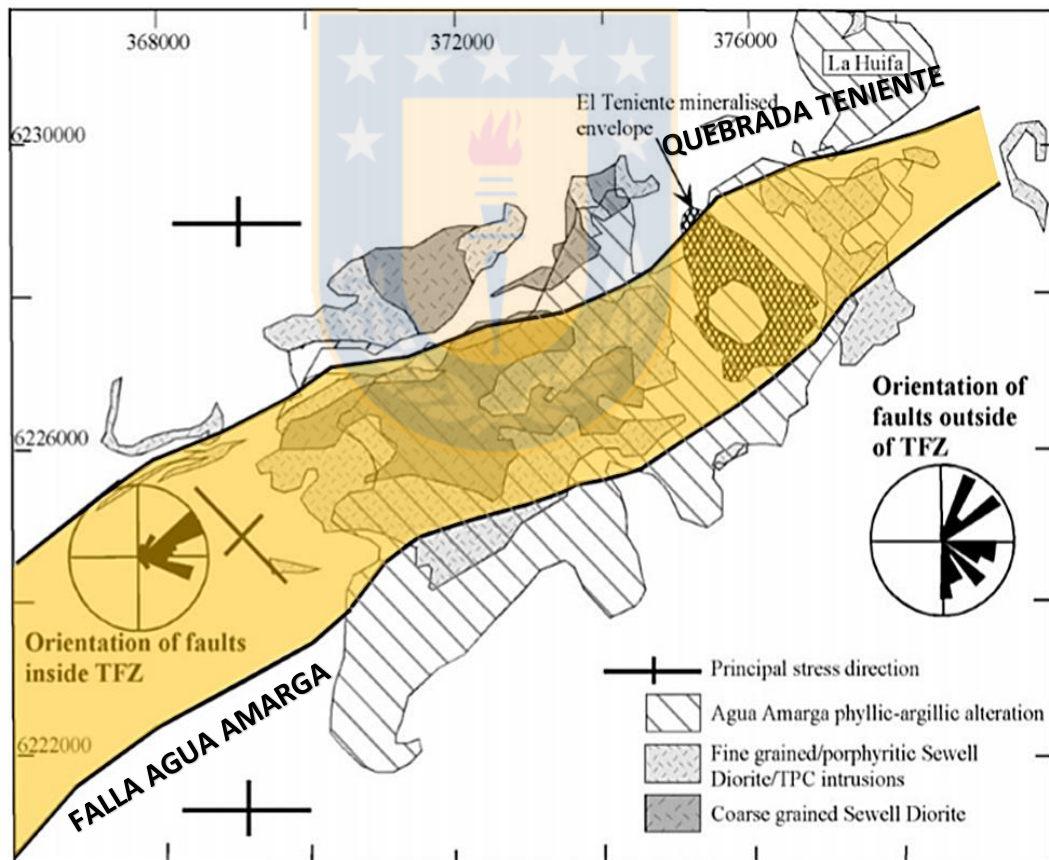
<b>TIPO DE ESTRUCTURA</b>	<b>Persistencia (m)</b>	<b>Espesor (cm)</b>	<b>Expresión en mina</b>
<b>Estructuras Distritales</b>	Traza > 1000	> 100	Atraviesa el Distrito
<b>Estructuras Maestras</b>	Traza > 500	Entre 5 y 120	Cruza Varios niveles
<b>Estructuras Mayores</b>	100 < Traza < 500	> 0,7	Visible en 3 o más labores
<b>Estructuras Intermedias</b>	4 < Traza < 100	< 0,5	Cruza 1 labor
<b>Estructuras Menores</b>	Traza < 4	≤ 0,2	No cruza labor

En la mena primaria las estructuras se caracterizan por encontrarse selladas y con gran número de estructuras menores con trazas que alcanzan los 4 metros y conforman un denso enrejado (“stockwork”), por sobre las estructuras de mayores trazas. En la mena secundaria, ubicada hacia sectores altos del yacimiento, el agua ha lixiviado algunos minerales cambiando las propiedades originales de las estructuras, lo que trae como consecuencia la pérdida del sello natural, permitiendo la circulación de agua.



Ejemplos de Estructuras Distritales son la Falla Agua Amarga y la Zona de Falla Teniente (figura 2.6). Las estructuras Maestras en el yacimiento se presentan a través de un conjunto de fracturas de orientación norte sur y manteos subverticales, asociadas a la orientación del Pórfido Dacítico y en menor proporción a las apófisis de la Tonalita (Cuadra, 1986; Garrido, 1995). Truncando a este conjunto existen estructuras mayores de orientación noreste que incluyen Diques de Lamprófidio.

En el yacimiento El Teniente es de vital importancia tener un control y un análisis de las discontinuidades geológicas, ya que representan una de las variables más críticas al momento de analizar el comportamiento del macizo rocoso. La ocurrencia de eventos que afectan a la infraestructura minera se ha relacionado con la presencia de estructuras cuya traza es mayor a los 100 metros, estas discontinuidades presentan rellenos mineralógicos blandos y de baja cohesión.



**Figura 2.6.** Figura esquemática de la Zona de Falla El Teniente (ZFT) y su relación con la zona mineralizada del yacimiento. Imagen modificada de Garrido (1995), tomada de De los Santos (2011).

### **2.2.3. Alteración y Mineralización.**

Las rocas presentes en el área de mineralización hipógena del yacimiento muestran indicios de múltiples eventos de mineralización. Cada evento de alteración es responsable de la mineralización de cobre hipógeno que ha ocurrido junto con el desarrollo de un grupo específico de tipos de vetillas asociados espacialmente y temporalmente con el emplazamiento de diferentes brechas e intrusiones félsicas. La intensidad de alteración generalmente está relacionada con la densidad de las vetillas.

Las rocas intrusivas máficas que hospedan el 80% de la mineralización de cobre hipógeno en el yacimiento, son las más afectas por estos múltiples eventos de alteración superpuestos. Tradicionalmente cuatro etapas de alteración y mineralización hipógena han sido descritas en El Teniente (Skewes, 2007) estas son: Tardimagnética, Hidrotermal Principal, Hidrotermal Tardía y Etapa Póstuma.

#### **2.2.3.1. Etapa Tardimagnética.**

La primera etapa de alteración-mineralización se caracteriza por la alteración biotítica pervasiva y por un enrejado intenso de vetillas rellenas con cuarzo, anhidrita y sulfuros, como bornita, calcopirita, piritita y molibdenita, diseminada y en mayor proporción en vetillas sin halo (Zúñiga, 1982). La etapa tardimagnética define dos sectores en su distribución. El primero, en la mitad norte del yacimiento, aparentemente asociado al emplazamiento del Pórfido Dacítico (Arévalo y Floody, 1995), contiene un centro de intensa alteración potásica que gradúa a intensidades menores hacia afuera y a asociaciones propilíticas. Esta zonación tardimagnética también se manifiesta en el sector sur del yacimiento, pero se encuentra parcialmente tapado por posteriores etapas de alteración.

#### **2.2.3.2. Etapa Hidrotermal Principal.**

Es producida por la reacción de los fluidos tardimagnéticos con aguas meteóricas y se superpone a la alteración de la etapa anterior, reemplazando la mineralogía preexistente por una asociación de cuarzo-sericita, con menor cantidad de anhidrita y clorita en halos. La mineralización

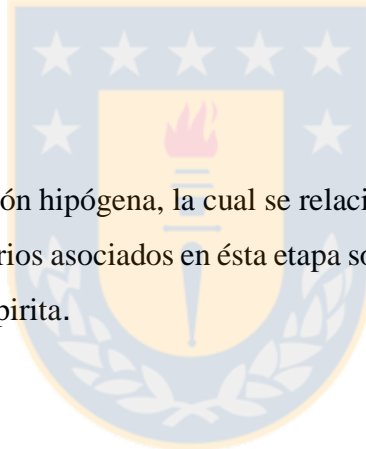
consiste en calcopirita, pirita y molibdenita (Zúñiga, 1982) con ausencia de bornita. Las vetillas de esta etapa generan halos de alteración de ancho variable.

### **2.2.3.3. Etapa Hidrotermal Tardía.**

Etapa relacionada al emplazamiento de la unidad Brecha Marginal, como anillo periférico a la Brecha Braden (Villalobos, 1975) y también se reconoce en la zona sur asociado a un intrusivo diorítico. La mineralogía característica consiste en la asociación cuarzo, turmalina, sericita, clorita, yeso, carbonatos, observándose además calcopirita, bornita, pirita, molibdenita, tenantita/tetraedrita. Su desarrollo se da a través de halos en vetas y vetillas, los cuales se distribuyen en una franja concéntrica al anillo de brechas y también se manifiesta como matriz de la brecha de turmalina y como parte de la alteración de sus fragmentos.

### **2.2.3.4. Etapa Póstuma.**

Última etapa de alteración hipógena, la cual se relaciona con la consolidación de la Brecha Braden. Los minerales secundarios asociados en ésta etapa son la sericita, calcita y clorita con pirita diseminada y localmente calcopirita.

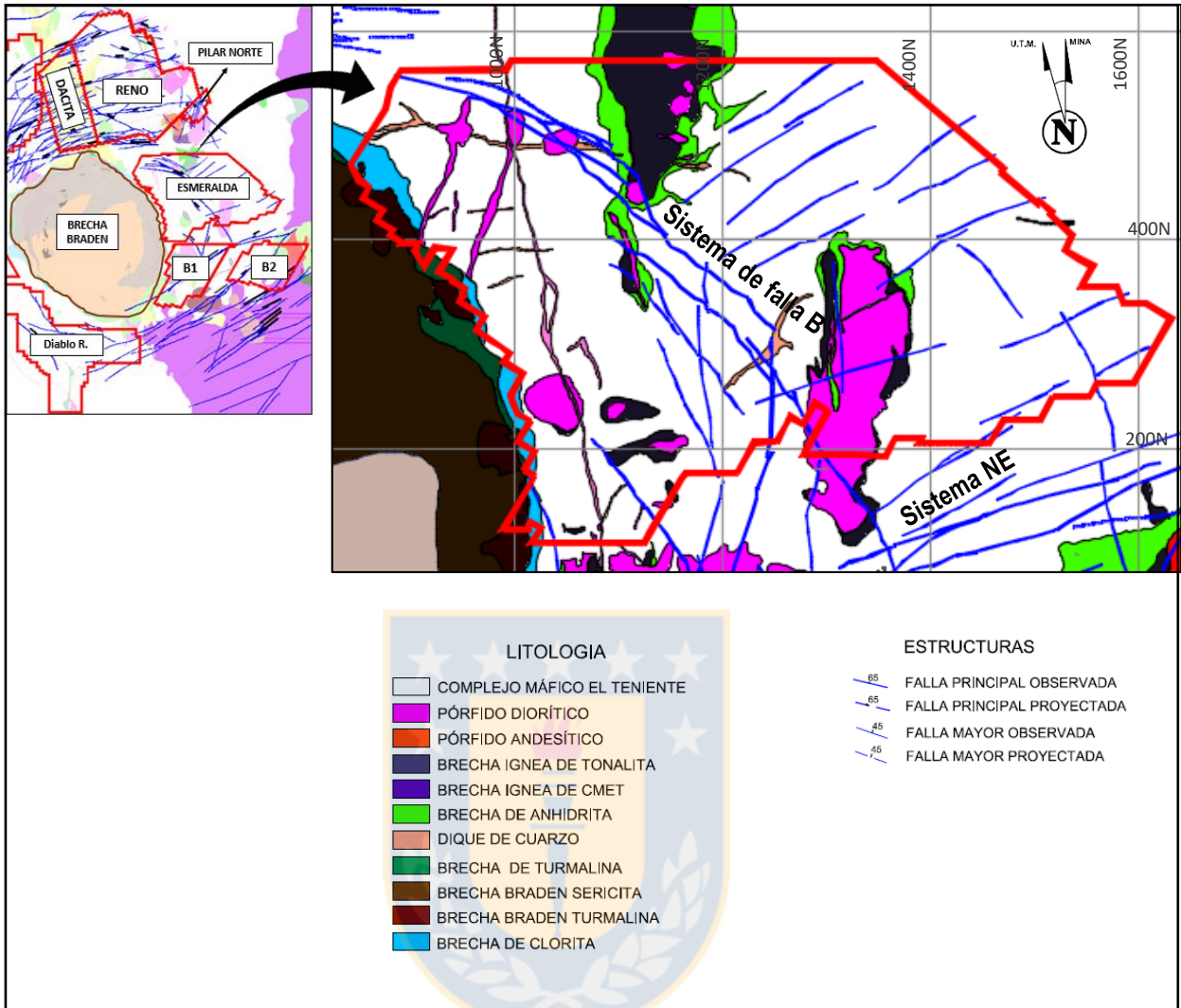


## **2.3 Geología del Área de estudio.**

### **2.3.1 Geología de Mina Esmeralda.**

#### **2.3.1.1. Litología.**

Mina Esmeralda es el tercer gran panel emplazado totalmente en mineral primario que desarrolla Mina El Teniente. Las principales unidades geológicas reconocidas en el sector corresponden a: Complejo Máfico El Teniente, Unidades de Pórfidos Félsicos (Pórfido Diorítico y Pórfido Latítico), Unidades de Brechas (Complejo de Brechas Braden, Brechas Hidrotermales Y Brechas Ígneas). Estas unidades se presentan en la figura 2.7.



**Figura 2.7.** Planta que muestra litología, estructuras mayores y estructuras principales del nivel de hundimiento de Mina Esmeralda (Cota 2210).

### 2.3.1.2. Estructuras Mayores.

Las estructuras mayores del sector que se muestran en la figura 2.7 y se pueden asociar a dos sistemas de familias principales:

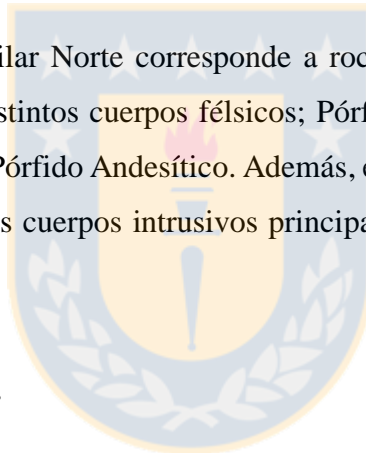
- Sistema NW Correspondiente al sistema de Falla B, que presenta varias ramas y trazas irregulares que se unen y se separan, tanto en la horizontal como en la vertical, la principal de estas ramas tiene una traza reconocida de unos 500 m desde el Nivel TEN-4 al Nivel TEN-6 y presenta rellenos centimétricos de carbonatos, molibdenita y yeso. Estas estructuras tienen rumbos N40°W a N60°W y manteos subverticales.

- Sistema NE al este del sistema de Falla B y sur-sureste de los pórfidos dioríticos se desarrolla una franja estructural con un patrón preferencial N50°-60°E, manteos entre los 70° y 90° hacia el noroeste y sureste con potencias entre los 1 y 2 cm. En esta franja destaca la Falla P, caracterizada por una persistencia estimada de 600 metros en la horizontal y sobre 400 m en la vertical reconociéndose desde el Nivel TEN-4 al Nivel TEN-6. Su potencia media es de 20 cms.

### **2.3.2. Geología de Mina Pilar Norte.**

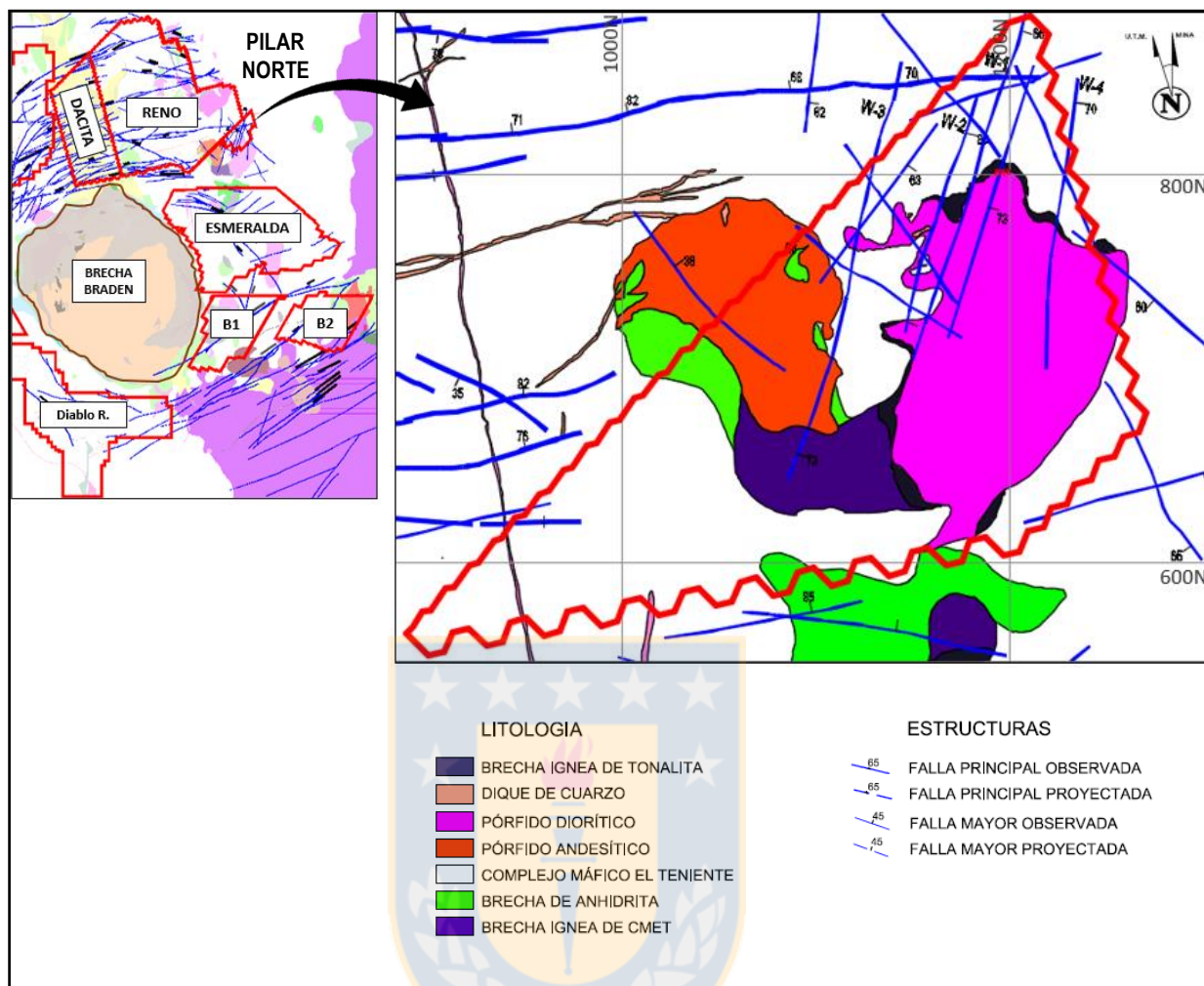
#### **2.3.2.1. Litología.**

La litología en mina Pilar Norte corresponde a rocas del Complejo Máfico El Teniente (CMET) con intrusiones de distintos cuerpos félsicos; Pórfido Diorítico y un cuerpo en la parte central del sector denominado Pórfido Andesítico. Además, existen localmente cuerpos de brechas, los cuales están asociados a los cuerpos intrusivos principales, el mapa geológico de la mina se presenta en la figura 2.8.



#### **2.3.2.2. Estructuras Mayores.**

Él área se encuentra afectada por el sistema de fallas W (W1-W2-W3-W4) cuya orientación oscila entre N8°-19°E/70°-80°E. Dichas estructuras poseen un espesor medio de 2 cms y rellenos de anhidrita, yeso, carbonatos, calcopirita, tennantita y con eventos sísmicos asociados a su traza.

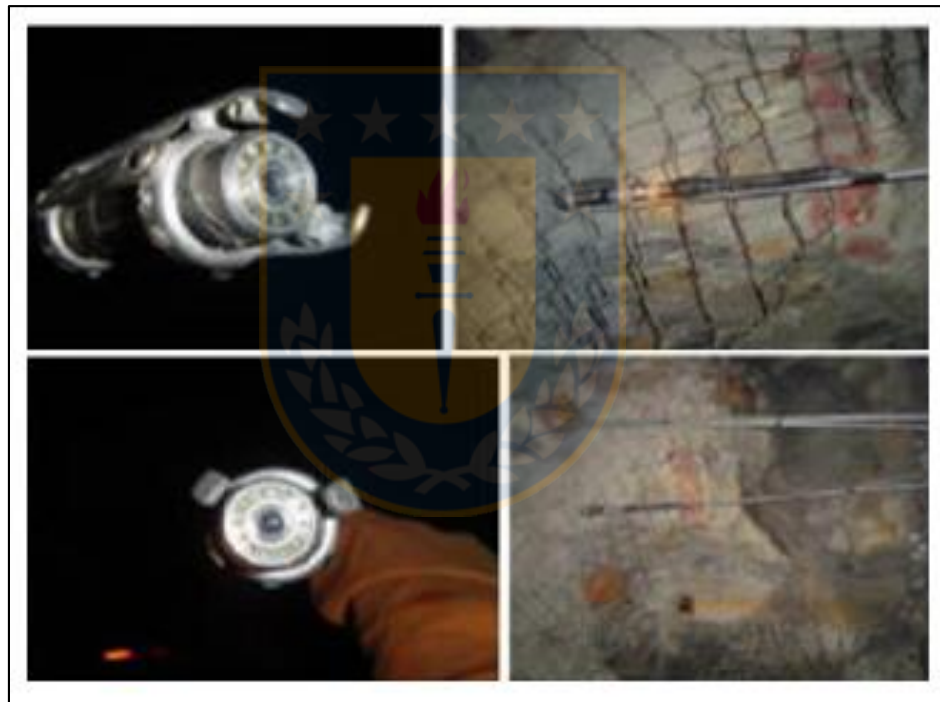


**Figura 2.8.** Planta que muestra litología, estructuras mayores y estructuras principales del nivel de Producción de Mina Pilar Norte (Cota 2102).

### 3. AUSCULTACIÓN DE PILARES.

#### 3.1. *Borehole Camera (BHC).*

La auscultación de pilares se realiza mediante *Borehole Camera* o BHC. Este sistema de instrumentación geomecánica corresponde a una cámara a video-color modelo 225CC1, fabricada por Houston Remote System, Inc, que contiene un chasis de control que permite versatilidad al utilizarla con el objetivo de realizar el monitoreo y una posterior caracterización del macizo rocoso (figura 3.1). El dispositivo consiste en una cámara de video que utiliza una caja de monitor, un video grabador, panel de control y teclado.



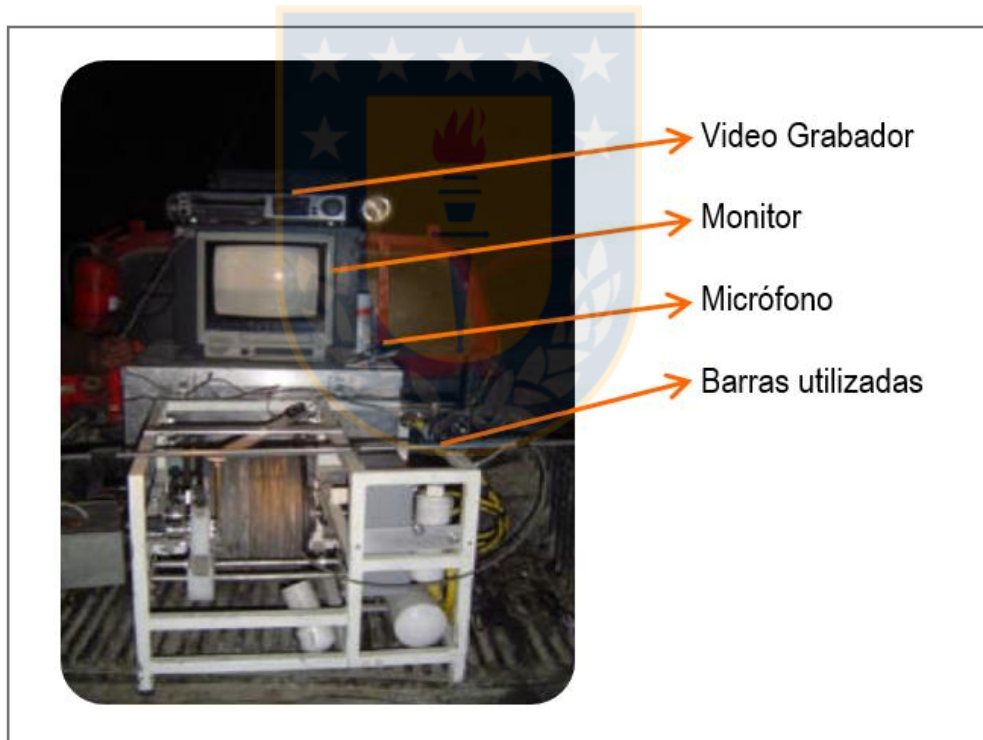
**Figura 3.1.** *Borehole Camera (BHC).* Cámara de video que permite registrar el interior de piques y sondajes y las barras que necesita para hacerlo (obtenido de Madrid. A, 2005).

La cámara de video tiene la posibilidad de desplazarse y registrar el interior de piques e incluso algunos tipos de sondajes. El panel de control permite mover la cabeza de la cámara de manera remota, ajustar los lentes y realizar zoom para alejar o acercar la imagen deseada. La cámara se encuentra protegida por un cilindro de acero inoxidable que protege el sensor, los circuitos de

dirección y el motor de funciones a control remoto, pudiendo incluso (en algunos casos) grabar debajo del agua.

La caja de monitoreo (figura 3.2) contiene una pantalla de televisión con una videograbadora, la que mediante un teclado permite escribir datos relevantes del sitio que se encuentra bajo análisis (fecha del monitoreo, ubicación del sitio, profundidades, etc). Además, posee la opción de ir grabando audios por medio de un micrófono mientras se realiza la filmación.

A parte de la auscultación de pilares, las *Borehole Cameras* permiten la inspección de chimeneas y/o piques deteriorados, donde se hace muy riesgoso el ingreso de personal, chequeos de tronadura, en inspecciones de sondajes con fines de investigación y en general en cualquier lugar donde el equipo pueda ser introducido. Para transportar el equipo es necesario utilizar un vehículo.



**Figura 3.2.** Equipo completo de *Borehole Camera* en vehículo de transporte. (obtenido de Madrid. A, 2005)

La idea de auscultar pilares radica en el hecho de lograr una caracterización anexa a este tipo de desarrollos en la medida que la actividad minera se desenvuelve, permitiendo mostrar el deterioro que sufre el pilar en su interior ante la aproximación del frente de hundimiento o ante el sometimiento de los esfuerzos actuantes, pudiendo determinar sobre-excavación, estructuras



presentes, contrastes litológicos, presencia de agua, etc. En general la auscultación de pilares por medio de *Borehole Camera* permite un análisis detallado del estado de un pilar, al poder ser analizado en distintas orientaciones, pudiendo determinar medidas de contingencia ante la visualización de daños importantes.

### 3.2. Metodología de Estudio.

Para cumplir con los objetivos dados en el presente trabajo se plantea un mapa conceptual (figura 3.2) con la metodología propuesta, esta se basa en la recopilación de los registros en video capturados por *Borehole Camera* en perforaciones de auscultación horizontales realizadas en pilares. Posteriormente se determina la ubicación espacial del pilar auscultado y la fecha en que se realizó el monitoreo, información que permite obtener la ubicación relativa al frente de hundimiento de cada pilar. Con el objetivo de analizar la evolución del campo de esfuerzo en el macizo rocoso que constituye el pilar por el efecto de la minería por hundimiento, se seleccionan los pilares que se encuentren preferentemente en la zona de transición, para cada uno de ellos se obtiene la información relacionada a la litología, RQD y el Índice de Daño de la Perforación a partir de sus registros de *Borehole Camera* la cual puede ser complementada con la información de testigos recuperados.

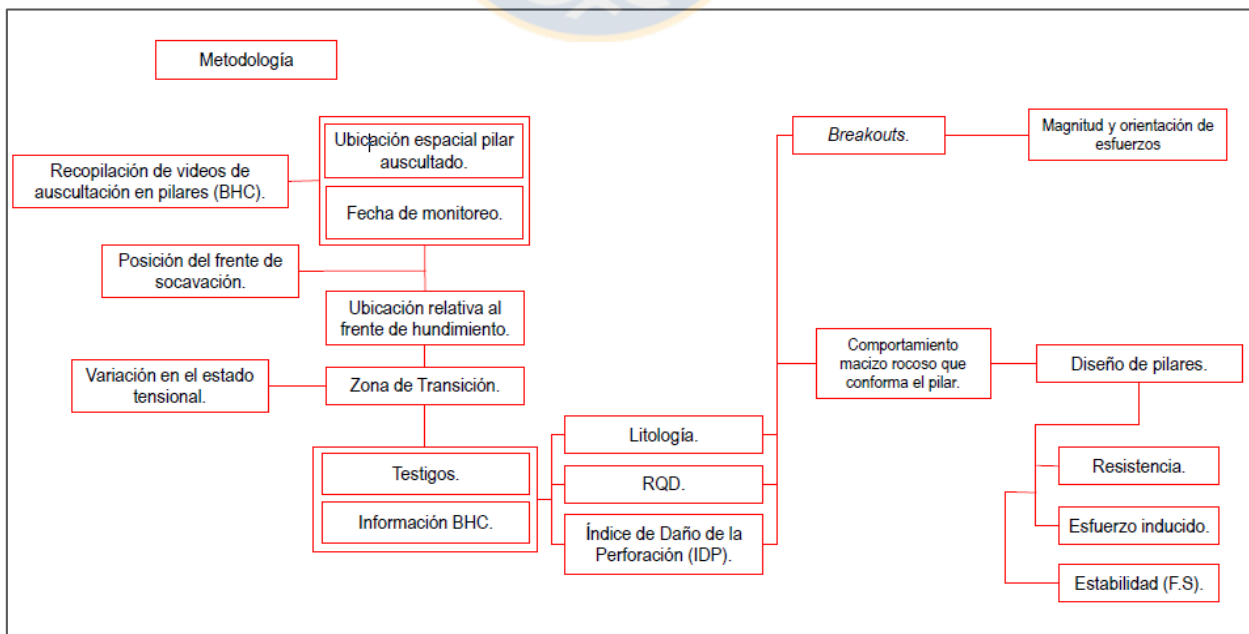


Figura 3.3. Mapa conceptual de la metodología propuesta para el estudio de pilares.

Dentro del daño observado en las perforaciones se encuentra el daño tipo *breakouts*, el cual permite cuantificar el estado tensional presente en pilares en términos de magnitud y orientación.

A partir de los parámetros anteriores se realiza un análisis del comportamiento del macizo rocoso que constituye el pilar y se utiliza esta información en el diseño de pilares en términos de resistencia, carga actuante sobre el pilar (lo que se traduce en un esfuerzo inducido) y la estabilidad del pilar, considerando metodologías empíricas de diseño.



## 4. MARCO CONCEPTUAL.

Para el desarrollo del trabajo y el análisis del estado en el cual se encuentran los pilares mediante perforaciones de auscultación, es necesario precisar y describir una serie de conceptos geológicos y geomecánicos que se detallan a continuación.

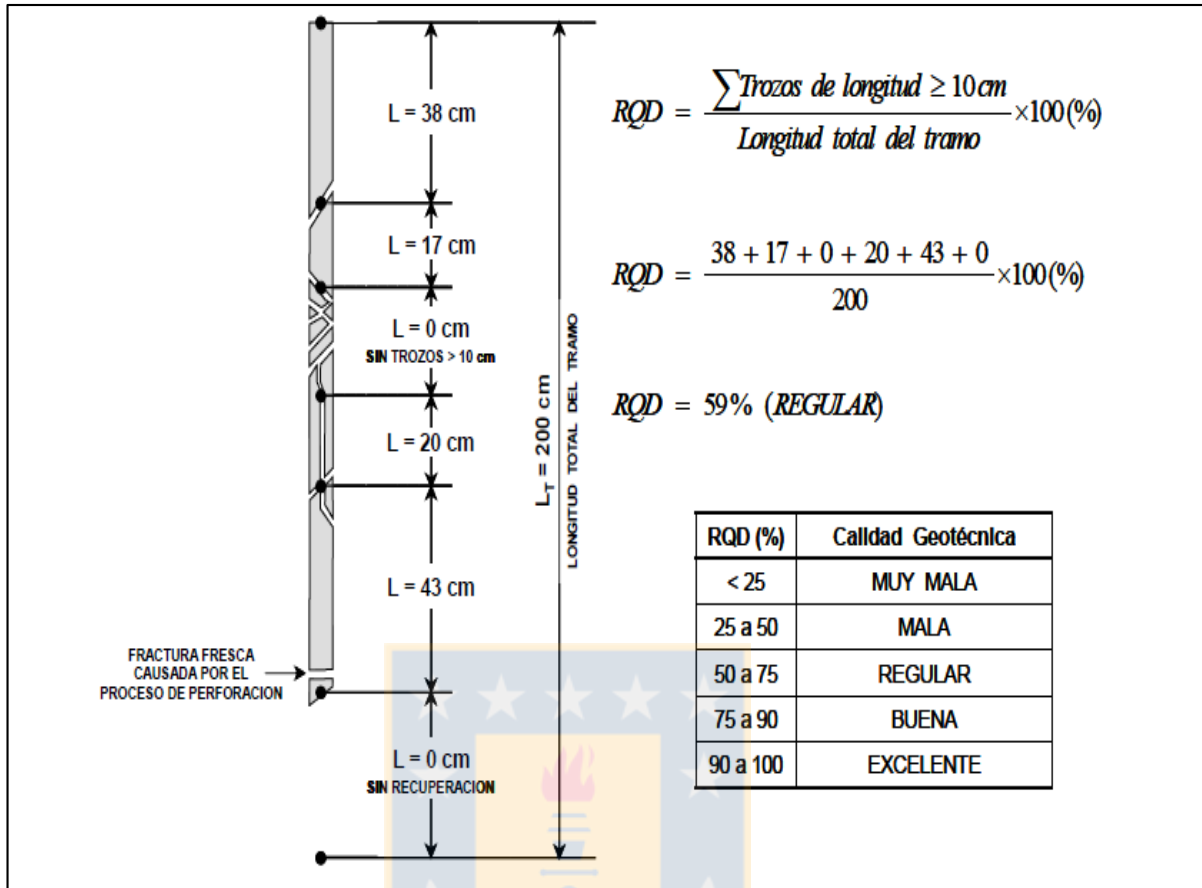
### 4.1. Índice RQD (*Rock Quality Designation*).

El RQD del macizo rocoso se determina en base al mapeo geotécnico de los testigos de sondajes geotécnicos y se define como el porcentaje de trozos de testigo intacto mayores a 100 mm (4 pulgadas) en la longitud total del sondaje. El sondaje debería ser a lo menos tamaño NX (54,7 mm o 2,15 pulgadas de diámetro) y debería ser recuperado por una perforadora de diamante de doble barril. El procedimiento correcto para medir la longitud de los tramos se indica en la figura 4.1 (Deer y Deer, 1988).

Para el cálculo del RQD El ISRM recomienda:

- Si se rompe el testigo durante el manejo, o en el proceso de perforación (o sea si las fracturas son más frescas que las superficies naturales), se colocan juntos los trozos rotos y se cuentan como una sola pieza.
- El material es más débil que la roca de caja, como por ejemplo la salbanda arcillosa sobreconsolidada se descuenta incluso si aparece en trozos de 10 cm o más longitud.
- Las longitudes de los trozos de testigos deben ser medidas a lo largo de su eje, de tal forma que las discontinuidades que tienen lugar paralelamente al agujero perforado, no mermen el valor del RQD obtenido en el macizo rocoso.
- Se deben anotar separadamente los valores obtenidos en estratos individuales, dominios estructurales, zonas de debilidad y proporcionar un esquema mucho más preciso de la situación y espesor de las zonas con valores muy pequeños de RQD.

En el presente trabajo el RQD fue obtenido a través de datos obtenidos de los testigos y las observaciones realizadas a partir de BHC.



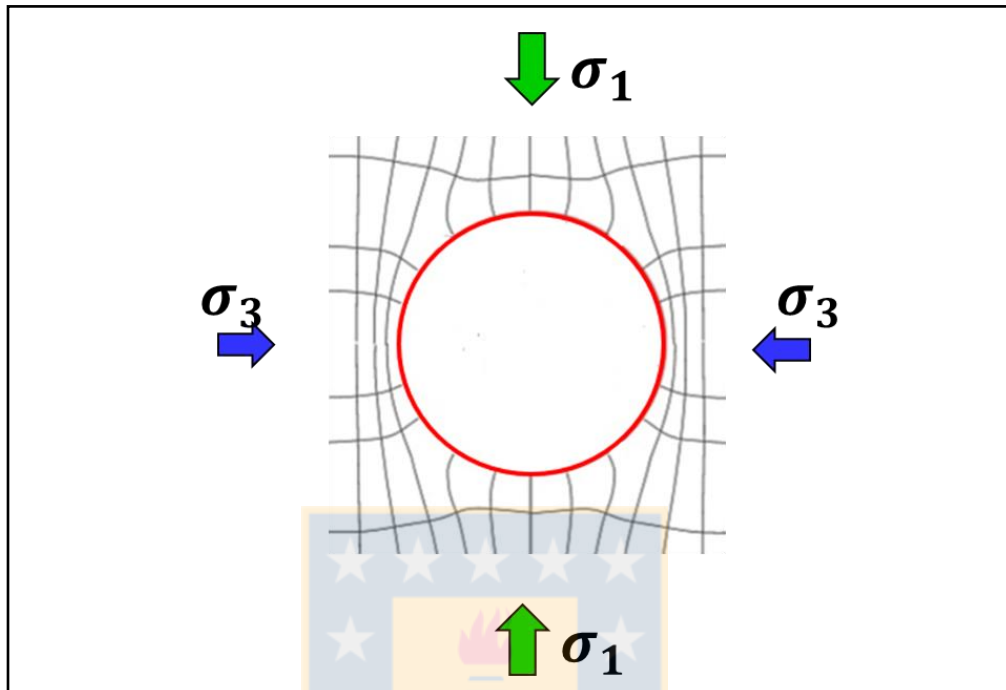
**Figura 4.1.** Esquema que ilustra la definición del índice RQD para designar la calidad del macizo rocoso (Deere y Deere, 1988).

## 4.2. Esfuerzos Inducidos en Torno a Excavaciones Circulares.

Cuando se efectúa una excavación en el macizo rocoso, al momento de realizar la perforación, el estado tensional preexistente se modifica induciendo una redistribución de esfuerzos en la vecindad de la abertura. Como consecuencia de esto produce una variación en las condiciones de equilibrio de la zona hasta una distancia de hasta dos veces el diámetro de la perforación. Esta redistribución del estado tensional depende de varios factores, dentro de ellos están la geometría de la excavación, la resistencia del macizo rocoso y el estado previo de esfuerzos.

Un método para representar este nuevo campo de esfuerzos está definido para las trayectorias de los esfuerzos principales, representadas por líneas grises observadas en la figura 4.2, estas se concentran en zonas donde se producen cargas adicionales específicamente en la dirección del

esfuerzo principal menor y se separan en zonas de relajación (dirección esfuerzo principal mayor) (Hoek y Brawn, 1980).



**Figura 4.2.** Trayectoria de esfuerzos en el macizo rocoso que rodean una perforación circular, las trayectorias de esfuerzos se concentran alrededor de los límites del agujero circular.

#### 4.2.1. Solución Analítica de Kirsch (1898).

Una de las soluciones analíticas que plantea el estudio del campo de esfuerzos alrededor de excavaciones circulares (figura 4.3), corresponde a las ecuaciones propuestas por Kirsch (1898), que permiten analizar la relación más simple correspondiente a una excavación circular de dos dimensiones inserta en un medio continuo, homogéneo, isotrópico y linealmente elástico, considerando un campo de esfuerzos biaxial. Las ecuaciones de Kirsch (1898) están escritas en coordenadas polares de la siguiente manera:

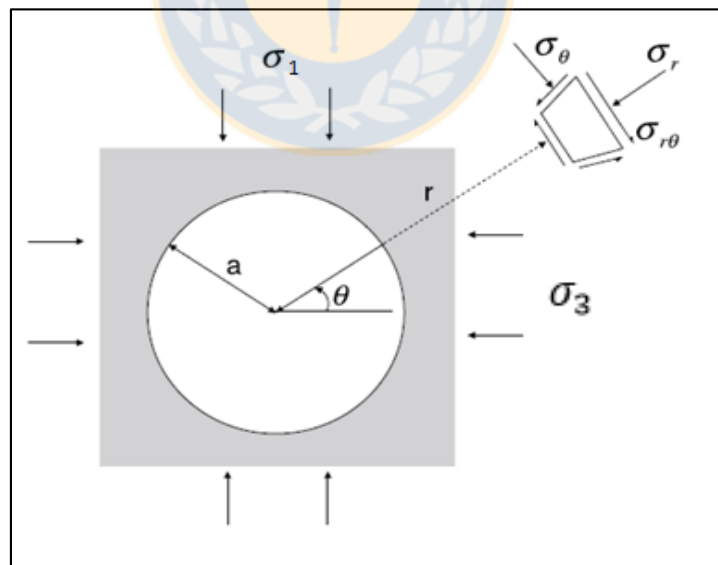
$$\sigma_r = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \left( 1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \left( 1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \left( 1 + \frac{2a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta$$

Donde:

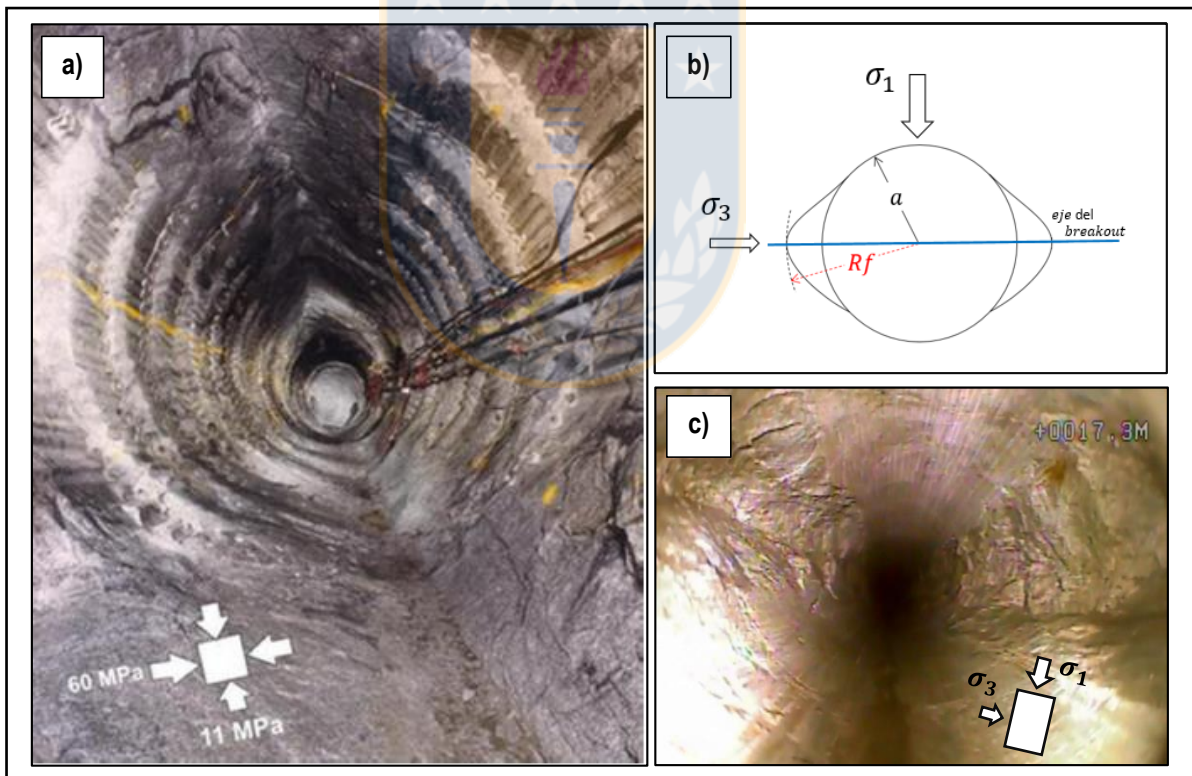
- $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos vertical y horizontal respectivamente (en un campo de esfuerzos 2D presente en un plano perpendicular al eje de la excavación).
- $\sigma_{r\theta}$ ,  $\sigma_{\theta}$  y  $\tau_{r\theta}$  son los esfuerzos radial, tangencial y de corte alrededor de la excavación circular respectivamente.
- $a$  es el radio de la excavación circular.
- $r$  es la distancia desde el centro geométrico de la excavación circular, que permite la ubicación de un punto dentro de la masa de material.
- $\theta$  es el ángulo que forma la distancia  $r$  con la horizontal (se mide desde la horizontal del modelo, positivo en sentido anti horario).



**Figura 4.3.** Esfuerzos alrededor de una excavación circular en un medio isotrópico, linealmente elástico y homogéneo (Kirsch, 1898). Tomado de González, y otros (2016).

#### 4.2.2. Breakouts como Indicadores de la Condición del Campo de Esfuerzos.

Una fuente importante de información sobre el estado tensional del macizo rocoso puede ser obtenida a partir de observaciones de fracturas denominadas *breakouts* (figura 4.4). Los *breakouts* denominados así por primera vez por Babcock (1978), corresponden a extensiones en la sección transversal de un pozo diametralmente opuestas que se producen debido a la anisotropía de esfuerzos que se genera cuando se perfora una abertura circular subterránea. La ampliación del pozo es causada por el desarrollo de planos conjugados de cizalle que se cruzan y producen que piezas o partes de la pared del pozo se desprendan (Amadei y Stephansson, 1997). La evidencia documentada por diversos autores indica que los *breakouts* ocurren en dirección paralela al esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) en el plano, de esta manera, los ejes de perforación o de *breakout* están orientados de forma perpendicular al esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ).



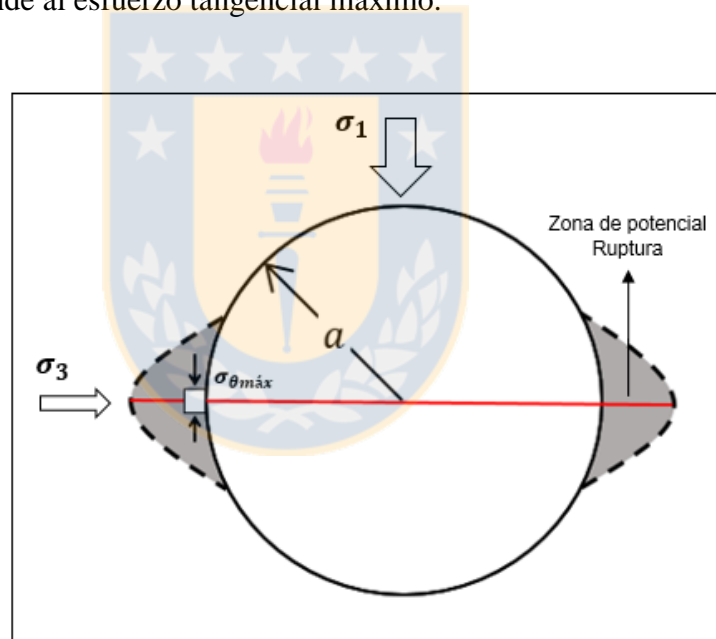
**Figura 4.4.** a) Sobre-excavación causada por rupturas tipo *breakout* en el granito Lac du Bonnett, URL, Manitoba, Canadá. b) Geometría de *Breakouts*;  $a$  radio de la excavación,  $R_f$  distancia desde el centro de la excavación hasta el punto de máxima sobre excavación,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  : esfuerzo principal mayor y menor respectivamente. c) Sobre-excavación tipo *breakout* observada a partir de *Borehole Camera* en tiros de auscultación en pilares (Diámetro = 4 pulgadas, aprox. 10 cm).

El agrietamiento que da origen a los *breakouts* se inicia puntualmente en el borde de la perforación, justo en la intersección entre el eje que contiene el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) y el límite del agujero (Hoek y otros, 1995). Ésta zona se caracteriza porque el esfuerzo tangencial alcanza un valor máximo ( $\sigma_{\theta máx}$ ), mientras que los esfuerzos radiales ( $\sigma_r$ ) y de corte ( $\tau_{r\theta}$ ) sus valores mínimos. A partir de lo anterior y considerando las ecuaciones de Kirsch (1898), específicamente la segunda ecuación que permite obtener el esfuerzo tangencial en cualquier punto alrededor de una perforación circular, se puede obtener una expresión que represente el esfuerzo tangencial máximo ( $\sigma_{\theta máx}$ ) en el borde de la perforación:

$$\sigma_{\theta máx} = 3\sigma_1 - \sigma_3$$

Donde:

- $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales mayor y menor en torno a la excavación.
- $\sigma_{\theta máx}$  corresponde al esfuerzo tangencial máximo.



**Figura 4.5.** Esquema conceptual del desarrollo de *breakout* presente en un plano perpendicular al eje de una excavación circular.

A lo largo de la historia, diversos autores han utilizado los *breakouts* para determinar la orientación de los esfuerzos, pero no su magnitud (Shamir y Zoback, 1992). La identificación y análisis de los *breakouts* para determinar la orientación de los esfuerzos ha recibido gran aceptación durante los últimos años, específicamente, el conocimiento de la orientación de los esfuerzos



horizontales terrestres derivados a partir de los *breakouts* ha contribuido en diversas áreas de estudio como, por ejemplo:

- Aplicación en yacimientos, desarrollo de estrategias de producción e ingeniería de yacimientos.
- Aplicación en perforación (diseño de trayectorias de perforación).
- Aplicación en mecánica de rocas: la mecánica de rocas ha sido aplicada en diversos aspectos como una forma de hacer un diseño seguro y construir aperturas cilíndricas en rocas sometidas a esfuerzos, por ejemplo, túneles, desarrollos en minas subterráneas, pozos de petróleo, entre otros (Kaiser y otros, 1985).

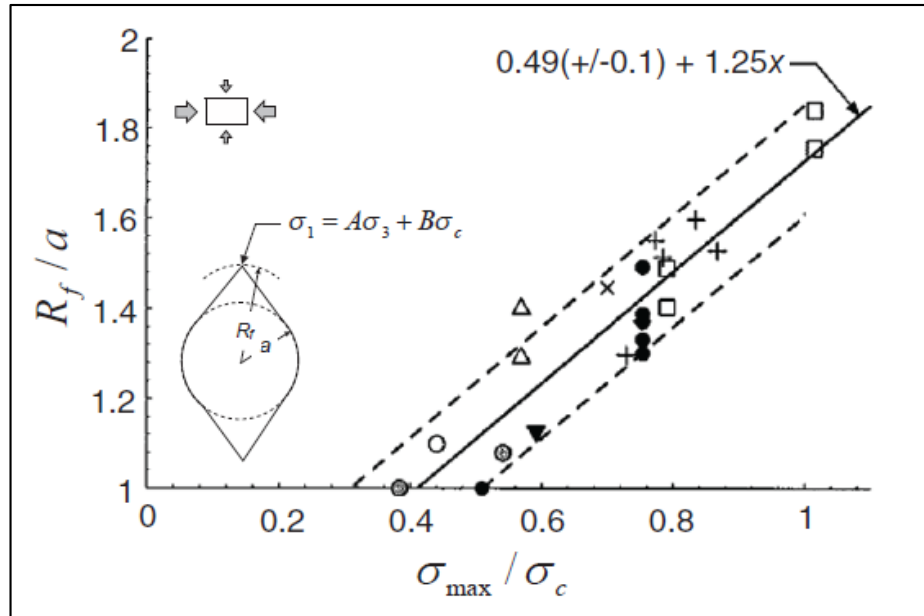
Actualmente se tiene conocimiento que el grado de profundidad de daño en *breakouts* ( $Rf$ ) depende netamente de la magnitud del campo de esfuerzo que está actuando en el entorno de la perforación, en otras palabras, mientras mayor es el estado tensional al cual se encuentra sometida una excavación, mayor será la profundidad de daño que se presenta (Martin y otros, 1999).

A partir de la recopilación de casos históricos de sobre excavaciones en galerías, descripción de distintos tipos de litologías y mediciones de esfuerzo in situ (esfuerzo principal mayor y menor,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ), Martin y otros (1999), proponen la siguiente relación lineal (figura 4.6) con la cual es posible evaluar la profundidad de daño ( $Rf$ ) que existe alrededor de una excavación sometida a una determinada condición de esfuerzos:

$$Rf/a = 1,25 x(\sigma_{\theta máx}/\sigma_c) + 0,49 (\pm 0,1)$$

Donde:

- $Rf$  es la profundidad de daño de la excavación, medida desde el centro geométrico de la excavación, la cual es normalizada al radio de la excavación ( $a$ ).
- $\sigma_{\theta máx}$  es el esfuerzo tangencial máximo en el borde de la perforación. (Equivalente a  $3\sigma_1 - \sigma_3$ ), el cual es normalizado a la resistencia a la compresión uniaxial de la roca ( $\sigma_c$ ).
- $\sigma_1, \sigma_3$  son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente en torno a la excavación.



**Figura 4.6.** Relación semi-empírica entre el índice de fracturamiento y la profundidad de daño ( $R_f$ ) para excavaciones cercanas a secciones circulares (Martin y otros, 1999). El inicio de la falla se produce cuando la relación  $\sigma_{\theta máx}/\sigma_c$  excede 0,4.

González y otros (2016), basándose en envolventes de ruptura semi-empíricas (Martin, Kaiser y McCreath, 1999) consideran dos límites de falla:

- Límite 1: Representa el inicio del agrietamiento estable en la perforación cuya ecuación está representada por:

$$\text{límite 1 : } \sigma_1' - \sigma_3' = 0,4 \times \sigma_c$$

- Límite 2: Se define como el umbral en que es posible observar la propagación de grietas en forma de lajamiento tipo “*spalling*”, evidenciándose de manera notoria el daño tipo “limón” o *breakout* en la perforación, para este caso se propone la siguiente ecuación:

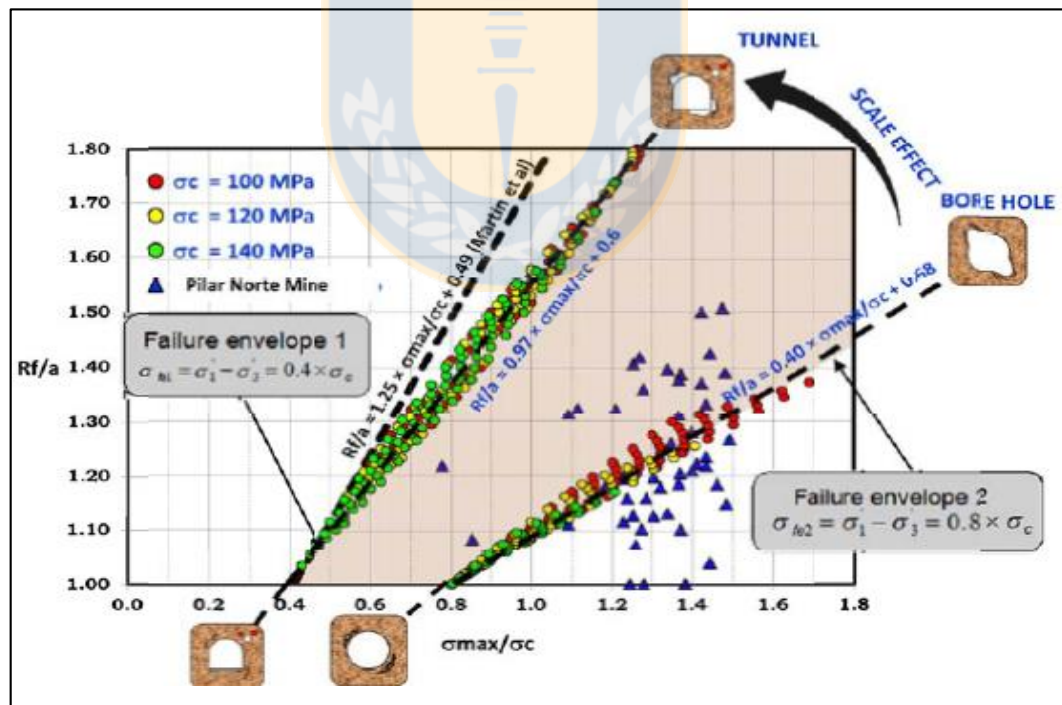
$$\text{límite 1 : } \sigma_1' - \sigma_3' = 0,8 \times \sigma_c$$

Considerando ambos límites de falla y mediante el uso de las ecuaciones analíticas de Kirsch (1898) descritas anteriormente realizan un proceso iterativo donde modifican el campo de esfuerzos en torno a una perforación y los valores de  $R_f/a$  para obtener el par de esfuerzos principales  $\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  localizados puntualmente en la zona de falla y que cumplen con los límites de

falla definidos anteriormente, considerando las litologías más comunes presentes en mina Pilar Norte. Posteriormente realizan un ajuste lineal entre los valores de  $Rf/a$  y  $\sigma_{\theta_{m\acute{a}x}}/\sigma_c$  que cumplan con la condición del límite 1 y límite 2 respectivamente, ambos ajustes se presentan en el gráfico de la figura 4.7, en la que se puede observar que el ajuste lineal obtenido a partir del segundo límite de falla representa de mejor manera los valores de  $Rf/a$  en *breakouts* obtenidos en terreno por medio de *Borehole Camera*, ajuste que está representado a partir de la siguiente expresión:

$$Rf/a = 0,4 \times (\sigma_{\theta_{m\acute{a}x}}/\sigma_c) + 0,68$$

Por lo que constituye una herramienta factible de utilizar en la estimación de esfuerzos a partir de *breakouts* presentes en perforaciones monitoreadas mediante *Borehole Camera*. Por otra parte la relación obtenida por el primer límite de ruptura se acerca a la relación propuesta por Martin y otros (1999), que proviene de un ajuste lineal realizado a valores de  $Rf/a$  medidos en galerías o túneles a escala de macizo rocoso, donde existe una mayor influencia de la condición estructural presente, así como también del efecto de las tronaduras en el entorno.



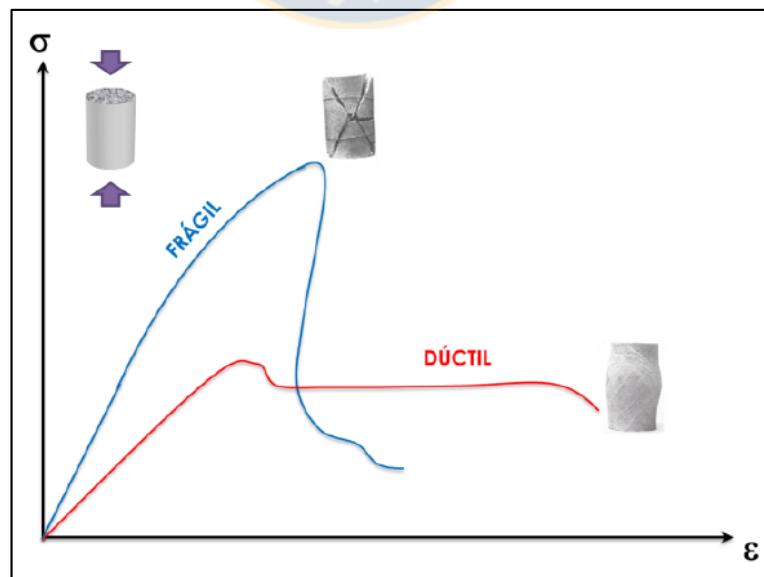
**Figura 4.7.** Estimación de la profundidad de sobre-excavación ( $Rf$ ) a escala macizo y escala roca intacta y su relación con los datos obtenidos en terreno para mina pilar Norte nivel producción (imagen obtenida de Muñoz y otros, 2006).

### 4.3. Índice de Daño de la Perforación (IDP).

El índice de daño de la perforación corresponde a un parámetro nuevo descrito por la división El Teniente de Codelco y corresponde al resultado de diversos estudios realizados para el monitoreo del macizo rocoso. Dado que es un parámetro nuevo, es necesario realizar una descripción detallada de éste y describir algunos conceptos referentes al comportamiento mecánico de rocas duras con falla frágil.

#### 4.3.1 Comportamiento Mecánico en Roca Dura de Ruptura Frágil.

El macizo rocoso tipo Teniente, corresponde a un material que a escala probeta al estar sometido a una condición de esfuerzos uniaxial no presenta una deformación homogénea en todo el rango de la carga, a su vez presenta una falla frágil, es decir un medio capaz de resistir altos esfuerzos, pero que, al momento de alcanzar su límite de ruptura, ésta se manifiesta de manera súbita y generalmente con una alta liberación de energía, esto queda demostrado en la figura 4.8 donde se realiza una comparación de curvas teóricas de esfuerzo – deformación unitaria para una probeta de roca de comportamiento frágil y otra de comportamiento dúctil.



**Figura 4.8.** Curva esfuerzo (compresión) - deformación probetas de roca frágil y dúctil.

El monitoreo por medio de *Borehole Camera* permite observar el tipo de daño generado a lo largo de una perforación. Dado que las dimensiones típicas para los tiros de monitoreo son del orden de los 100 mm de diámetro, es factible asumir que el comportamiento mecánico de estas perforaciones es equivalente al comportamiento de un macizo rocoso a escala probeta, por lo tanto, la curva esfuerzo-deformación en la figura 4.8, para una roca de comportamiento frágil sería aplicable a los daños observados en las *Borehole Camera* (BHC).

#### **4.3.2. Modelo Conceptual del Daño Observado en Tiros de Monitoreo y su Relación con la Curva Esfuerzo-Deformación.**

De esta manera (Muñoz y otros, 2015) proponen un modelo conceptual del daño observado en tiros de monitoreo y su relación con la curva esfuerzo deformación. El modelo plantea la existencia de 4 etapas, cada una de las cuales, se puede asociar a un tipo de daño observado en los tiros de monitoreo y cuya manifestación se hace efectiva a medida que se va realizando la perforación producto del desconfinamiento de las paredes del pozo. A continuación, se describen las 4 etapas:

**Etapa I:** En esta etapa la roca presenta un comportamiento linealmente elástico cuya duración se extiende hasta el momento en que el esfuerzo de compresión alcanza la magnitud necesaria para comenzar el proceso de agrietamiento de la roca, este límite es el orden del 30% al 50% de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca  $\sigma_c$  y se denomina “esfuerzo de inicio de agrietamiento”, por lo general se indica mediante la expresión  $\sigma_{ci}$ .

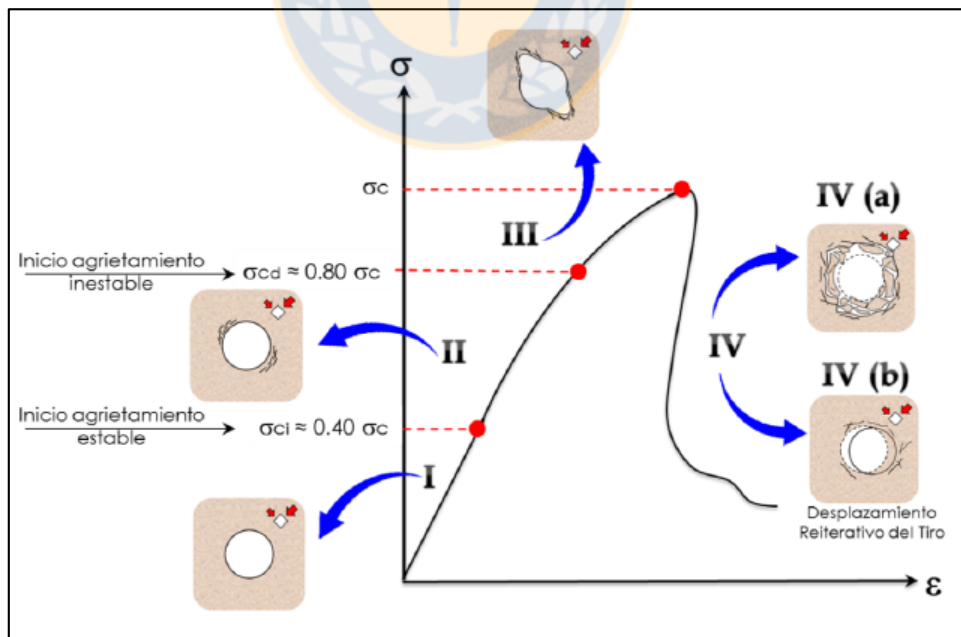
**Etapa II:** En esta segunda etapa se desarrollan las primeras grietas, que se propagan de manera estable, el desarrollo de estas grietas produce una leve caída de la pendiente en la curva esfuerzo-deformación, lo que representa una disminución en el módulo de elasticidad  $E$  y que su comportamiento deja de ser lineal, es decir, la roca ya no puede volver a su estado inicial. La duración de esta etapa es aproximadamente hasta cuando el esfuerzo de compresión  $\sigma_c$  alcanza valores del orden del 70% al 85% de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca  $\sigma_c$ . En este caso el límite de carga se denomina “esfuerzo de daño por agrietamiento” y se indica mediante la expresión  $\sigma_{cd}$ .

**Etapa III:** En la tercera etapa la curva esfuerzo-deformación sigue perdiendo linealidad y se produce un aumento significativo de grietas que interactúan entre sí, pero además con una

propagación inestable. La formación de planos de ruptura por corte con generación de lascas y sobre excavación, es otra de las principales características de esta etapa y se puede observar un daño tipo “limón”, que permite identificar la orientación de los esfuerzos principales en el plano de la perforación. Su duración se extiende hasta cuando el esfuerzo de compresión alcanza el límite de la resistencia uniaxial de la roca  $\sigma_c$ .

**Etapa IV:** Corresponde a la última etapa, la cual se inicia cuando la roca supera el límite de ruptura, generándose una falla frágil con una caída drástica de la pendiente en la curva esfuerzo deformación. En este último tramo de la curva las deformaciones están asociadas a deslizamientos relativos y reacomodos de trozos de rocas sueltos. En esta etapa el daño se puede dividir en daño IV(a), donde se observa un daño masivo en la perforación y no es posible identificar el daño tipo limón. El otro caso IV (b) corresponde a un desplazamiento reiterativo en los tiros (dislocación), lo que podría estar asociado a un RQD bajo, es decir, una pérdida de continuidad del medio evidenciado por fracturas abiertas.

La figura 4.9 muestra un esquema del modelo planteado con las 4 etapas señaladas anteriormente y su relación con el daño observado en el registro entregado por *Borehole Camera*, donde se asume un comportamiento frágil del macizo rocoso a escala probeta.

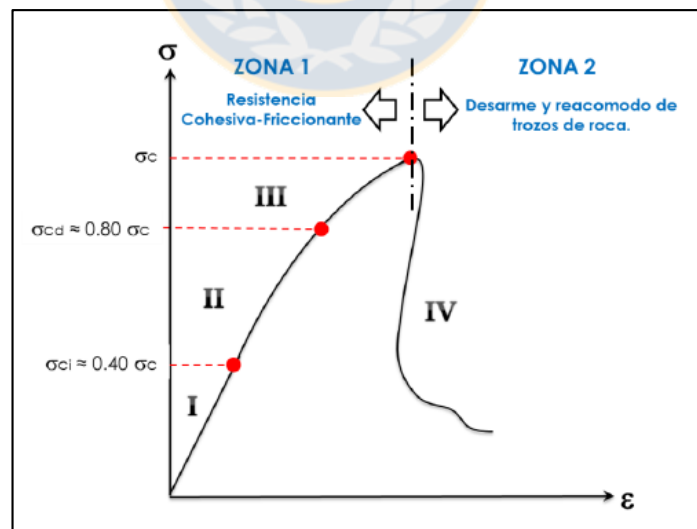


**Figura 4.9.** Modelo conceptual entre el daño observado en tiros de auscultación y la curva teórica de esfuerzo deformación de rocas con ruptura frágil a escala probeta.

Al observar la curva de la presente en la figura 4.9 es posible identificar dos zonas principales, una zona previa a la ruptura, que abarca las etapas I, II, III y una zona posterior a la ruptura que corresponde a la etapa IV. La justificación de esta clasificación, radica principalmente en la naturaleza del comportamiento mecánico observado en cada una de estas y se describen a continuación.

**Zona 1 (Etapa previa a la ruptura):** Esta zona la componen las etapas I, II y III. Si bien existen ciertos matices en el comportamiento mecánico de esta zona (por la aparición de grietas y pérdida de linealidad) el comportamiento global para las etapas I, II y III es similar y se caracteriza por una pendiente positiva de la curva esfuerzo deformación siguiendo un modelo elásto-plástico de resistencia cohesiva - friccionante, tal como el planteado por Hajiabdolmajid y otros (2002).

**Zona 2 (etapa posterior a la ruptura):** esta etapa difiere completamente de la anterior. Al alcanzar la ruptura, la curva esfuerzo-deformación toma una pendiente negativa brusca, lo que da cuenta de la incapacidad del material de seguir soportando cargas importantes, la resistencia aportada por la roca ya no es de naturaleza cohesiva-friccionante y las deformaciones se deben principalmente al deslizamiento reiterativo y al reacomodo de trozos de roca. Bajo esta condición, ocurre una pérdida de continuidad del medio y el macizo rocoso solo es capaz de tomar una carga residual menor (“Zona Plástica”). Esta zonificación muestra en la figura 4.10.



**Figura 4.10.** Curva esfuerzo-deformación en roca frágil. Se destacan las zonas pre y post ruptura.

En conclusión, el “daño” observado en los tiros de monitoreo mediante *Borehole Camera* se puede relacionar con un comportamiento mecánico a escala probeta, como el mostrado en la figura anterior, en la cual se pueden identificar dos zonas, una zona previa a la ruptura (Zona 1), en donde el macizo rocoso tiene un grado de competencia suficiente como para tomar esfuerzos importantes y que se manifiesta en un determinado daño al momento de realizar la perforación y otra zona post ruptura (Zona 2), donde se evidencia un macizo rocoso dañado que ha perdido su competencia. A partir, de este modelo conceptual, es posible definir el parámetro IDP o “Índice de Daño de la Perforación”, como una herramienta de apoyo para la evaluación del macizo rocoso.

#### 4.3.3. Definición Índice de Daño de la Perforación “IDP”.

Se define como índice de daño de la perforación o IDP, al parámetro geomecánico que relaciona el tipo de daño observado en un determinado tramo de una perforación con la curva esfuerzo-deformación de un macizo rocoso de falla frágil a escala probeta. Al momento de realizar la perforación el IDP:

- a) **Daño pre-existente:** Daño presente en el tramo monitoreado antes de realizar la perforación generado por factores presentes desde antes de la perforación, como por ejemplo eventos sísmicos pasados, estallidos de roca o condiciones estructurales preexistentes.
- b) **Nivel de esfuerzos:** Antes de la existencia de la perforación, existe un determinado grado de confinamiento que se pierde al realizar el tiro, condición que se traduce en una anisotropía local de esfuerzos, factor que condicionará el tipo de daño observado en *Borehole camera* (grietas menores, lascas, sobre excavación tipo “limón o *breakout*”).










Considerando lo anterior, se debe tener presente que la condición de daño observada no corresponde necesariamente al nivel de daño existente en ese tramo del pilar y solo podría corresponder al daño que se manifiesta de manera repentina en el tiro producto del desconfinamiento instantáneo que se produce a medida que se va realizando la perforación.

A partir de lo descrito anteriormente la definición del Índice de Daño de la Perforación (IDP) se detalla en la tabla 4.1.

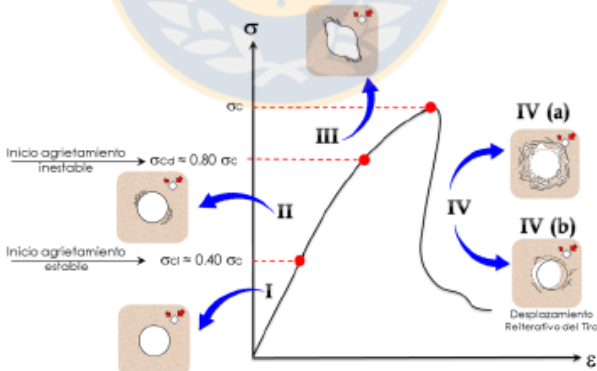


Como se mencionó anteriormente, el daño presente en los pilares puede ser estudiado a partir de un tiro de auscultación mediante *Borehole Camera*. Debido a que el IDP es un estimador de la condición de esfuerzo que actúa en un pilar y de su condición geológica, podemos utilizar la información entregada por el *Borehole Camera* y los *breakout* como una información complementaria para el diseño de pilares.

**Tabla 4.1.** Criterio para la evaluación del “Índice de daño de la perforación (IDP)”

Condición	Estado	Color	Descripción
	Muy Bueno	Verde 	Macizo rocoso sano, sin evidencia de grietas. Comportamiento en el rango elástico. Se deduce que el campo de esfuerzos no es suficiente para generar agrietamiento.
	Bueno	Amarillo 	Macizo rocoso con la competencia suficiente para tomar esfuerzos (aún no se llega al límite de ruptura), el nivel de esfuerzos y anisotropía de este tramo, son mayores que para el caso I, y son de tal magnitud que el macizo rocoso podría evidenciar grietas. La presencia de un daño pre-existente podría aumentar el efecto de generación de grietas.
	Regular	Azul 	Macizo rocoso con la competencia suficiente para tomar esfuerzos (aún no se llega al límite de ruptura), el nivel de esfuerzos y anisotropía de este tramo, son mayores que para el caso II, y son de tal magnitud que el macizo rocoso podría evidenciar grietas, y fallas de corte con su respectiva generación de lascas y sobre excavación. Si el nivel de esfuerzos es considerablemente alto, es posible incluso la evidencia de <i>disking</i> para este tramo. La presencia de un daño pre-existente podría aumentar el efecto sobre-excavación.
 	Malo	Rojo 	Macizo rocoso superó su límite de ruptura. Deformación con deslizamiento y acomodo de bloques sueltos. Pérdida de capacidad resistente. Es decir, macizo rocoso con daño fuerte (zona “plastificada”).



El gráfico muestra la relación entre la tensión  $\sigma$  (eje vertical) y la deformación  $\epsilon$  (eje horizontal). La curva de tensión-deformación comienza en el origen y pasa por los puntos I, II, III y IV. El punto I corresponde a un nivel de esfuerzo  $\sigma_{cd} = 0.40 \sigma_c$ , donde comienza el agrietamiento estable. El punto II corresponde a  $\sigma_{cd} = 0.80 \sigma_c$ , donde comienza el agrietamiento inestable. El punto III representa el límite de ruptura  $\sigma_c$ . El punto IV representa el comportamiento post-ruptura, donde se observa un desplazamiento retroactivo del tiro. Se muestran diagramas de Borehole Camera correspondientes a cada punto: I (agrietamiento estable), II (agrietamiento inestable), III (ruptura) y IV (deformación post-ruptura). El punto IV se divide en IV(a) y IV(b), que muestran el desplazamiento retroactivo del tiro.

## 5. PILARES MINEROS DE ROCA.

Un pilar minero se define como la roca in-situ entre dos o más excavaciones subterráneas (Coates, 1981). Su función es recibir y soportar la carga que se encuentra sobre él para evitar la convergencia o colapso de las excavaciones tales como los accesos a la mina, las paredes o el techo de las mismas labores. La geometría de un pilar puede ser variada y dependerá de las características y el tipo de yacimiento, el método de explotación y su propósito (Vallejos, 2011).

Los pilares se componen de roca intacta, la cual puede ser estudiada en laboratorio a partir de núcleos o segmentos de sondajes obtenidas en terreno, también pueden ser estudiadas las discontinuidades naturales que presentan, como planos de estratificación y fracturas. La presencia de discontinuidades da resultado una resistencia del pilar considerablemente menor que la resistencia de laboratorio, la resistencia del pilar disminuye aún más mediante los procesos asociados a la minería quienes inducen esfuerzos que producen deformación en la roca. La ubicación de un pilar se encuentra definida por las calles y las zanjas que lo rodean dentro de una malla de extracción.

### 5.1. Diseño de Pilares Mineros.

El diseño de pilares consiste en el cálculo de variables fundamentales que determinan, su comportamiento, tales como:

- Resistencia que ofrece el pilar.
- Distribución de esfuerzos y calidad del macizo rocoso.
- Dimensiones y geometría del pilar.

Estos parámetros tienen una gran importancia ya que se considera el hecho de que estas estructuras son las que ofrecen o brindan estabilidad a las galerías, evitando el colapso de la excavación.

La configuración en que los pilares soportan cargas, es similar a el ensayo de compresión uniaxial de laboratorio es por esto que se han venido planteando a través de la historia varias fórmulas que permitan relacionar los valores entregados por el ensayo en relación con la resistencia estimada del pilar real.

## 5.2. Estimación de la Resistencia de Pilares Mineros.

A lo largo de los años un gran número de metodologías han sido desarrolladas para calcular la resistencia en pilares mineros, basadas en resistencias obtenidas en laboratorio a partir de ensayos a núcleos obtenidos por sondajes de diamantina. Estas metodologías fueron diseñadas principalmente para pilares en minas de carbón, aunque también existen métodos para estimar la resistencia de pilares en roca dura cuya resistencia a la compresión simple es sobre los 50 MPa (Vallejos, 2001) e incluyen a la mayoría de las rocas metamórficas, ígneas y algunas rocas sedimentarias como las calizas, dolomitas y areniscas muy cementadas. Aunque todos los métodos tienen en común los siguientes factores:

- Uso de la resistencia de la roca intacta determinada en laboratorio (resistencia a la compresión simple).
- El uso de factores obtenidos empíricamente (basados en la experiencia).
- Uso de factores geométricos para ajustar la resistencia en los pilares (relación ancho / alto del pilar que se traduce en el confinamiento según Hoek y Brown, 1980).

Actualmente dos de las metodologías más utilizadas para el diseño de pilares y estimación de su resistencia corresponden a los criterios de estabilidad de pilares propuestos por Lunder y Pakalnis (1997) y Stacey y Page (1986).

### 5.2.1. Criterio de Stacey y Page (1986).

Stacey y Page (1986) analizaron setenta y dos diseños de pilares, enfocados en la razón ancho/alto del pilar, su relación con la persistencia de las discontinuidades, las propiedades de los materiales y su orientación.

Stacey y Page (1986) proponen que la resistencia del pilar depende de:

- La resistencia del macizo rocoso que constituye el pilar.
- La geometría; la forma y el tamaño se reflejarán en la altura y el ancho del pilar.
- La presencia de estructuras o fallas geológicas orientadas desfavorablemente.

De esta manera Stacey y Page (1986) proponen evaluar la resistencia de un pilar ( $R_p$ ), mediante las siguientes expresiones:

Para  $\left(\frac{W}{H}\right) < 4,5$

$$R_p = DRMS \times \left(\frac{W_{eff}^{0,5}}{H^{0,7}}\right)$$

Para  $\left(\frac{W}{H}\right) > 4,5$

$$R_p = DRMS \times \left(\frac{2,5}{V^{0,07}}\right) \times \left\{0,13 \times \left[\left(\frac{R}{4,5}\right)^{4,5} - 1\right] + 1\right\}$$

Dónde:

- $W$  y  $H$  son el ancho y la altura del pilar respectivamente en metros.
- $DRMS$  (*design rock mass strength*) es la resistencia de diseño del macizo rocoso en MPa, de acuerdo al sistema de clasificación propuesto por Laubscher y Jakubec (2001).
- 0,5 y 0,7 son constantes obtenidas en laboratorio.
- $V$  es la relación  $W_{eff} \times H$  en  $m^2$ .
- $R$  es la relación  $W_{eff}/H$  en  $m$ .
- $W_{eff}$  es el “ancho efectivo del pilar” propuesto por Stacey y Page (1986) y basado en el radio hidráulico considerando que los pilares pueden tener diferentes formas y secciones, el cual se evalúa en base al área de la sección transversal del pilar ( $A_p$ ) en  $m^2$  y el perímetro de la sección transversal del pilar  $2(L_p + W_p)$  en metros, definido como:

$$W_{eff} = \frac{4 A_p}{2(L_p + W_p)}$$

- $W_p$  y  $L_p$  corresponden al ancho y largo del pilar respectivamente (m). Ver figura 5.1.

El índice  $DRMS$  proviene del ajuste del  $RMS$  (*Rock Mass Strength* o resistencia del macizo rocoso) el cual se obtiene a partir del índice  $RMR_L$  (índice de calidad geotécnica) que corresponde a una modificación del  $RMR$  de Bieniawski y el cálculo del  $RBS$  (resistencia de los bloques de roca que

conforman el macizo rocoso) según Laubscher y Jakubec (2001), quedando definido de la siguiente manera:

$$RMS = \frac{(RMR_L^1 - RBS[Rating])}{70} \times RBS[MPa]$$

Donde:

- $RMS$  es la resistencia del macizo rocoso.
- $RMR_L$  De Laubscher y Jakubec (2001).
- $RBS$  es la resistencia de los bloques del macizo rocoso.

Finalmente y si es que se requiere, el índice  $RMS$  es ajustado para obtener el  $DRMS$ , ésta modificación puede considerar uno o más de los siguientes aspectos:

- Potencial de meteorización del macizo rocoso (factor de ajuste entre 0,3 y 1).
- Efecto de la orientación de las estructuras (factor de ajuste entre 0,6 y 1).
- Efecto de los esfuerzos inducidos por la minería (factor de ajuste entre 0,6 y 1,2)
- Daño inducido por las tronaduras (factor de corrección entre 0,8 y 1).
- Efecto de la presencia de aguas subterráneas (factor de corrección entre 0,7 y 1,1)

### 5.2.2. Criterio de Lunder y Pakalnis (1997).

Para el diseño de pilares en minas donde la roca presenta una gran dureza, Lunder y Pakalnis (1997) llevaron a cabo un estudio detallado de estabilidad de pilares en conjunto con una gran base de datos de publicaciones de casos históricos (178 casos). El método presentado por ambos autores parte considerando que la resistencia del pilar depende de dos factores, uno que representa la resistencia del macizo rocoso in situ y otro que considera la variación de la resistencia del pilar como el resultado en el cambio de la forma en el pilar (geometría). Debido a lo anterior el método comienza por asumir que la resistencia del pilar ( $R_p$ ) puede representarse como:

$$R_p = (\text{tamaño}) \times (\text{forma})$$

---

<sup>1</sup> También conocido como  $IRMR$  (índice de calidad geotécnica in situ), para evitar confusiones con el índice  $RMR$  de Bieniawski.

Dónde:

- $R_p$  es la resistencia del pilar (MPa).
- *tamaño* corresponde al factor de resistencia que incorpora el “efecto tamaño o de escala” y resistencia de la roca intacta en el material del pilar.
- *forma* es el término o factor geométrico que incorpora el “efecto forma” del pilar.

A partir de la expresión anterior, Lunder y Pakalnis (1997) establecen la siguiente relación:

$$R_p = K\sigma_c (C_1 + C_2 \times \text{kappa})$$

Dónde:

- $R_p$  es la resistencia del pilar.
- $K$  es un factor que relaciona la resistencia de la roca a la escala de los pilares de la mina con la resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (escalamiento). El valor de este parámetro varía entre 0,3 y 0,51, de tal manera Lunder y Pakalnis (1997) proponen un valor representativo de 0.44. Esto significa una reducción a un 44% en la resistencia en compresión no confinada del material intacto del pilar.
- $C_1$  y  $C_2$  son constantes empíricas. Con valores definidos de  $C_1 = 0,68$  y  $C_2 = 0,52$
- *kappa* es el factor de fricción del pilar mina, representa la fricción movilizada en el núcleo del pilar bajo las condiciones de confinamiento dadas. Este parámetro considera la forma del pilar mediante la razón ancho/alto.
- $\sigma_c$  también denominado como UCS corresponde a la resistencia en compresión no confinada de la roca intacta del pilar (MPa).

El factor de fricción de pilar mina denominado *kappa* por los autores, es obtenido mediante un término llamado “Confinamiento medio del pilar” que hace referencia a la razón entre el esfuerzo principal menor promedio y el esfuerzo vertical mayor promedio en la zona media del pilar, posteriormente relacionaron a partir de modelos numéricos bidimensionales la razón ancho/alto ( $W/H$ ) del pilar y el confinamiento medio del pilar, los resultados de los modelos numéricos demostraron que existe una relación entre ambos términos y que sería de la forma que se plantea en la siguiente ecuación:

$$C_{pav} = (0,46) \times \left[ \text{Log} \left( \left( \frac{W}{H} \right) + 0,75 \right) \right]^{\frac{1,4}{\left( \frac{W}{H} \right)}}$$

Dónde:

- $C_{pav}$  es el confinamiento medio del pilar.
- $W$  es el ancho del pilar (m).
- $H$  es la altura del pilar (m).

De esta manera, para un valor dado de confinamiento medio del pilar “ $C_{pav}$ ” se puede determinar el término fricción del pilar mina “ $Kappa$ ” como se muestra en la siguiente relación:

$$Kappa = \text{Tan} \left[ \text{acos} \left( \frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}} \right) \right]$$

Finalmente, la relación para la determinar la resistencia del pilar propuesta por Lunder y Pakalnis (1997) queda de la siguiente manera:

$$R_p = (0,44 \times UCS) \times [0,68 + 0,52 \times Kappa]$$

Dónde:

- $R_p$  es la resistencia del pilar (MPa).
- $UCS$  es la resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta del pilar (MPa).
- $Kappa$  es el término de fricción del pilar mina.

### 5.3. Estimación del Esfuerzo Inducido Sobre un Pilar.

Actualmente la forma más simple y más utilizada para estimar el grado de esfuerzo inducido que actúa sobre un pilar es por medio de la metodología del Área Tributaria, ésta técnica se basa en una redistribución del esfuerzo vertical medido de acuerdo al área extraída en la excavación de las galerías en condiciones de equilibrio estático. Este método asume que cada pilar recibe y soporta la carga de una columna de roca que se distribuye de igual manera luego de realizar una excavación, carga que queda definida por las dimensiones del pilar en planta más el área formada por la mitad

del ancho de las excavaciones que rodean al pilar (Brady y Brown, 2004) y el esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) in situ.

De esta manera la ecuación general que utiliza el presente método queda definida de la siguiente forma:

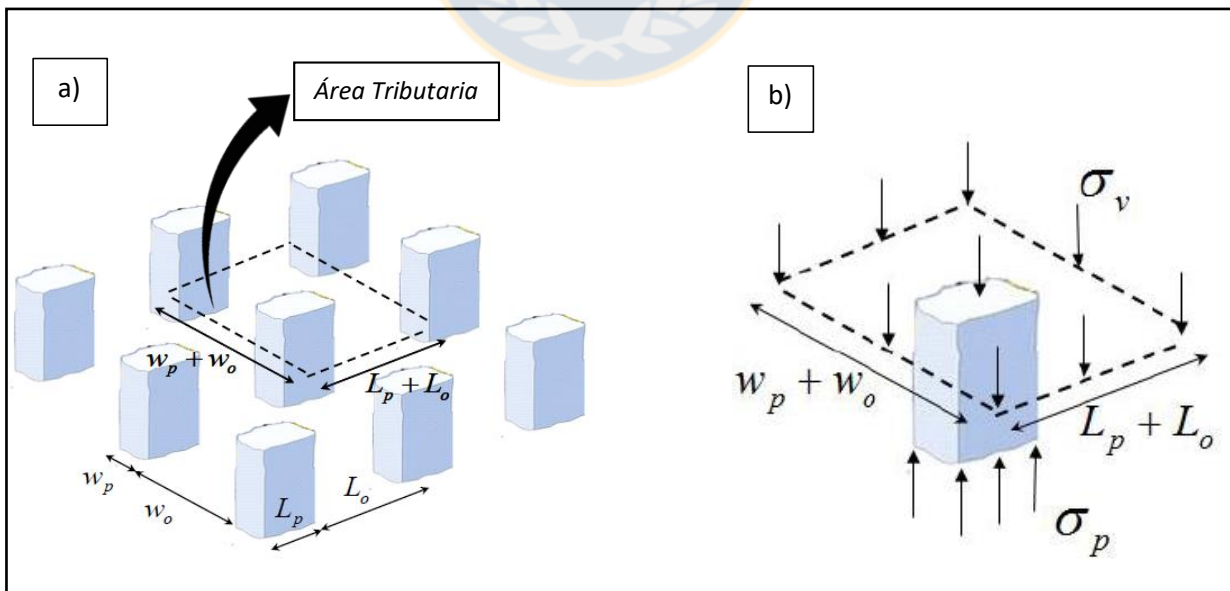
$$\sigma_p = \sigma_v \frac{(w_p + w_o)(L_p + L_o)}{W_p L_p}$$

Dónde:

- $\sigma_p$  es el esfuerzo inducido al pilar (MPa).
- $\sigma_v$  es el esfuerzo vertical insitu (MPa).
- $W_p$  y  $L_p$  corresponden al ancho y largo del pilar respectivamente (m).
- $W_o$  y  $L_o$  corresponden al ancho y largo de la excavación respectivamente (m).

Para llegar a la ecuación anterior, basta notar el esquema de la Figura 5.1. que muestra las cargas que actúan sobre el pilar y hacer un equilibrio de fuerzas vertical sobre él, en donde se obtiene lo siguiente:

$$W_p L_p \sigma_p = (W_o + W_p)(L_o + L_p)\sigma_v$$



**Figura 5.1.** a) Esquema del área tributaria de un pilar. b) Representación del esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) que actúa sobre el pilar distribuidos en su área tributaria y el esfuerzo inducido en el mismo ( $\sigma_p$ ).



## 6. ANÁLISIS Y RESULTADOS.

### 6.1. Caracterización de los Pilares Auscultados.

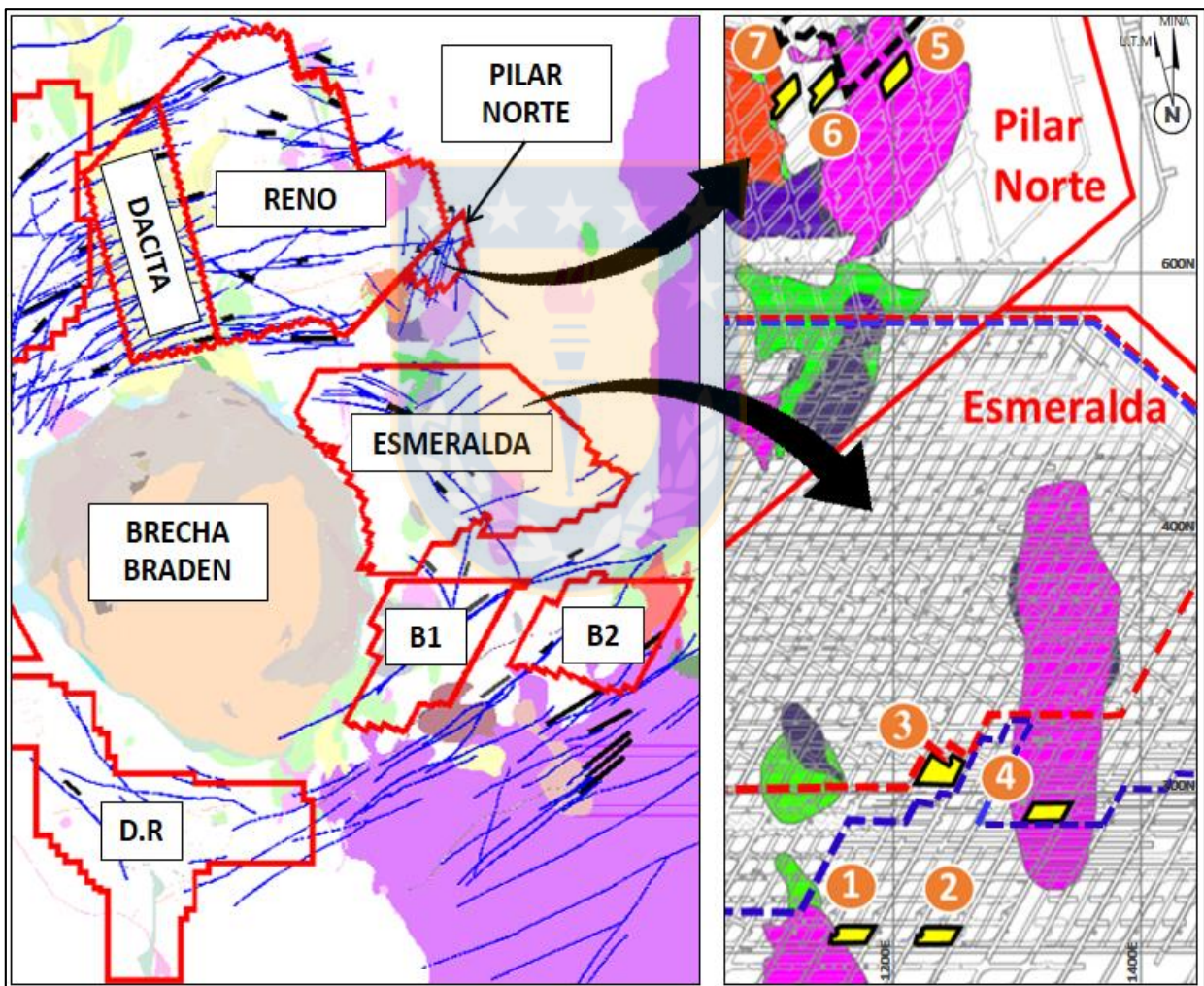
El presente estudio contempla el análisis de 7 perforaciones de auscultación efectuadas en pilares ubicados en mina Pilar Norte específicamente en el nivel de producción y Mina Esmeralda, cuyos pilares auscultados pertenecen al nivel de producción y al nivel de hundimiento (figura 6.1). Las perforaciones se realizaron en campañas independientes de monitoreo entre los años 2004 y 2014. En relación a la ubicación de los pilares respecto al frente de socavación al momento de la auscultación, los pilares seleccionados se encuentran mayoritariamente dentro de la zona de transición, es decir, en el rango entre el contacto con el frente de hundimiento hasta aproximadamente 75 m por delante de él a excepción del pilar ubicado en el nivel de producción de mina Esmeralda entre las calles 29 - 31 / Zanja 29 – 28 que se encuentra en zona de pre-minería al momento de efectuar su auscultación. La tabla 6.1 detalla los sectores en donde se realizaron las auscultaciones, la ubicación específica de cada pilar, la fecha de auscultación y la ubicación relativa del pilar al frente de hundimiento al momento de realizar la auscultación.

**Tabla 6.1.** Ubicación pilares, fecha de auscultación y ubicación relativa al frente de hundimiento.

Sector	Nivel	Pilar (ubicación)		Fecha de auscultación	Ubicación relativa al frente de hundimiento
Esmeralda	Producción	1	Calle 25 - 27 / Zanja 28 - 29	25/8/2011	Zona de transición
		2	Calle 29 - 31 / Zanja 29 -28	25/8/2011	Zona de pre-minería
	Hundimiento	3	Calle 25 - 27 /XC zanja 22	22/7/2004	Zona de transición
		4	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 - 24	28/10/2004	Zona de transición
Pilar Norte	Producción	5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	22/9/2014	Zona de transición
		6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	22/9/2014	Zona de transición
		7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 - 2	22/9/2014	Zona de transición

## 6.2. Análisis de las Auscultaciones.

Se ha generado una ficha de análisis para cada uno de los pilares auscultados, estas consideran la ubicación del pilar, la dirección del registro de BHC con su longitud expresada en metros, la litología procedente de la recuperación de testigos, el índice RQD estimado a partir de testigos y por medio de BHC (auscultaciones) para el cual se tienen en cuenta soportes de 1 metro y finalmente el índice de daño de la perforación (IDP).



**Figura 6.1.** Ubicación de los pilares auscultados en mina Pilar Norte y mina Esmeralda. Línea segmentada negra: posición del frente de hundimiento al momento de auscultación pilares 1 y 2 (nivel producción pilares 1 y 2). Línea segmentada roja: posición del frente de hundimiento al momento de auscultación pilares 3 y 4 (nivel hundimiento sector mina Esmeralda). Línea segmentada azul: posición del frente de hundimiento al momento de auscultación pilares 5, 6 y 7 (nivel producción sector mina Esmeralda)

## **6.2.1. Auscultación de Pilares Mina Esmeralda Nivel Producción.**

### **6.2.1.1. Análisis Pilar 1. Ficha figura 6.2 :**

Pilar con punto de vaciado, se ubica entre las calles 25 – 27 / Zanjas 28 – 29, en el nivel de producción de Mina Esmeralda a una distancia de 30 metros por delante del frente de hundimiento al momento de su auscultación. La litología corresponde en su totalidad a rocas del Complejo Máfico El Teniente. Presenta valores RQD entre 90 % – 100% en la mayoría del tramo disminuyendo la calidad del macizo hacia los metros finales de la perforación.

En relación al IDP se observa que el daño tipo I es predominante a lo largo de la auscultación, pero presenta ciertos matices con daño tipo I y II. La periferia del pilar por su parte, muestra un deterioro masivo en torno a la perforación asociado a un daño tipo IV(a).

### **6.2.1.2. Análisis Pilar 2. Ficha figura 6.3 :**

Pilar con punto de vaciado, se ubica entre las calles 29 – 31 / Zanjas 29 – 28, en el nivel de producción de Mina Esmeralda a una distancia por delante del frente de hundimiento de 91 metros al momento de su auscultación. La litología asociada a la perforación corresponde nuevamente a rocas del Complejo Máfico El Teniente. Presenta valores RQD relativamente elevados en la mayoría del tiro indicando una buena calidad del macizo que constituye el pilar, a excepción de los metros iniciales donde presenta un RQD bajo.

Los valores de IDP presentes en este pilar son en su mayoría tipo I y III, donde se puede destacar que los tramos con daño tipo III se encuentran concentrados hacia la zona central del pilar. Finalmente se observa en los primeros 2 metros de la auscultación la presencia de daño tipo IV (a).

## **6.2.2. Auscultación de Pilares Mina Esmeralda Nivel de Hundimiento.**

### **6.2.2.1. Análisis Pilar 3. Ficha figura 6.4 :**

Pilar con geometría irregular, se ubica entre las Calles 25 – 27 / XC Zanja 22 en el nivel de hundimiento de mina Esmeralda a una distancia de 3,6 metros delante del frente de socavación al momento de la auscultación. Está emplazado en rocas de color gris oscuro pertenecientes al Complejo Máfico El Teniente. La auscultación del tiro se pudo realizar hasta los 6 metros debido a que se encontraba obstruido. Presenta valores de RQD bajos indicando una baja calidad para el macizo rocoso en el tramo auscultado.

Los primeros dos metros de la auscultación se presentan un daño masivo e importante en las paredes del tiro asociado a un IDP tipo IV (b) para dar paso a dislocaciones observadas hasta aproximadamente los dos metros.

#### **6.2.2.2. Análisis Pilar 4. Ficha figura 6.5 :**

Pilar con geometría regular, se ubica entre las Calles 31 – 33 / XC Zanja 23 – 24 en el nivel de hundimiento de mina Esmeralda a una distancia de 60 metros delante del frente de socavación al momento de la auscultación. El tipo litológico de este pilar corresponde a Pórfido Diorítico. Los valores RQD se encuentran principalmente en el rango 50 % – 75 %, valores que indican una calidad regular para el macizo rocoso, disminuyendo sus valores hacia los extremos del pilar.

Predomina un IDP tipo I en la mayor parte del tiro con intercalaciones de daño tipo III. También es posible destacar la presencia de daño tipo IV (b) que corresponde a desplazamientos reiterativos presentes en el tiro observados en el primer metro de la auscultación.

#### **6.2.3. Auscultación de pilares Mina Pilar Norte Nivel Producción.**

##### **6.2.3.1. Análisis Pilar 5. Ficha figura 6.6 :**

Pilar con punto de vaciado, se ubica entre las Calles 1 – 2 / Zanjas 4 – 5 en el nivel de producción de mina Pilar Norte a una distancia de 10,6 metros delante del frente de hundimiento al momento de su auscultación. Los testigos revelan que las rocas que conforman este pilar pertenecen a la unidad Pórfido Diorítico. Presenta una gran variabilidad en los valores de RQD

estimados destacando valores bajos hacia los metros iniciales y finales del tiro, indicando una baja calidad del macizo rocoso hacia la periferia del pilar.

En relación al IDP se presentan los 4 tipos de daño, destacando dos tramos de daño tipo III de corta extensión ubicados hacia la zona central del pilar. En la sección final de la auscultación sobre los 31,7 metros destaca el daño tipo IV (a) intercalado con ciertos tramos de daño tipo II.

#### **6.2.3.2. Análisis Pilar 6. Ficha figura 6.7 :**

Pilar con punto de vaciado, se ubica entre las Calles 4 – 3 / Zanjas 3 – 2 en el nivel de producción de mina Pilar Norte a una distancia de 2 metros del frente de hundimiento al momento de la auscultación. Está conformado por las siguientes litologías: Brecha Ígnea de CMET, CMET, Brecha de Anhidrita y Pórfido Diorítico. Los valores RQD son variables destacando valores altos hacia el centro del pilar y menores hacia la periferia.

Se observa una mayor variabilidad en el registro de IDP, se presenta una tendencia a que los valores de IDP tipo III están concentrados en el centro del pilar en el tramo 15,2 y 17,7 metros del tiro. La periferia del pilar por su parte, muestra una tendencia de valores de IDP tipo IV.

#### **6.2.3.3. Análisis Pilar 7. Ficha figura 6.8 :**

Pilar con geometría regular, se ubica entre las Calles 5 – 4 / Zanjas 1 – 2 en el nivel de producción de mina Pilar Norte a una distancia de 32 metros del frente de hundimiento al momento de la auscultación. Su litología es variada ya que está conformado por rocas pertenecientes a las unidades Pórfido Andesítico, Brecha de Anhidrita y rocas pertenecientes al Complejo Máfico El Teniente. Presenta un índice RQD elevado en la mayor parte de la auscultación indicando una calidad excelente del macizo rocoso, hacia la periferia del pilar estos valores disminuyen drásticamente.

Hacia el centro del pilar, se destaca un IDP tipo II con ciertos matices de daño tipo III, dando paso a un IDP tipo IV hacia el segmento final de la auscultación.

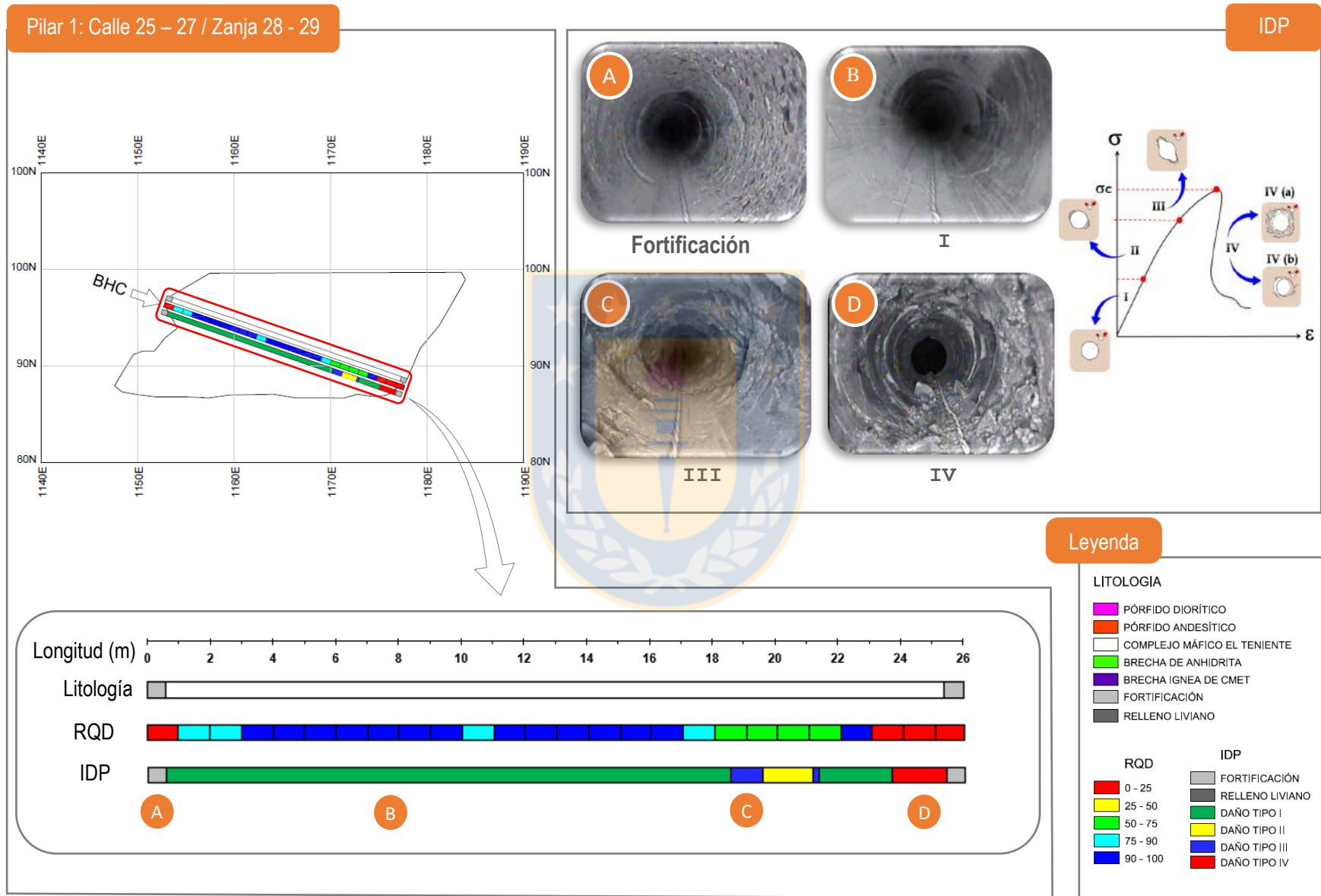


Figura 6.2. Ficha de auscultación Pilar 1: Calle 25 – 27 / Zanja 28 – 29.

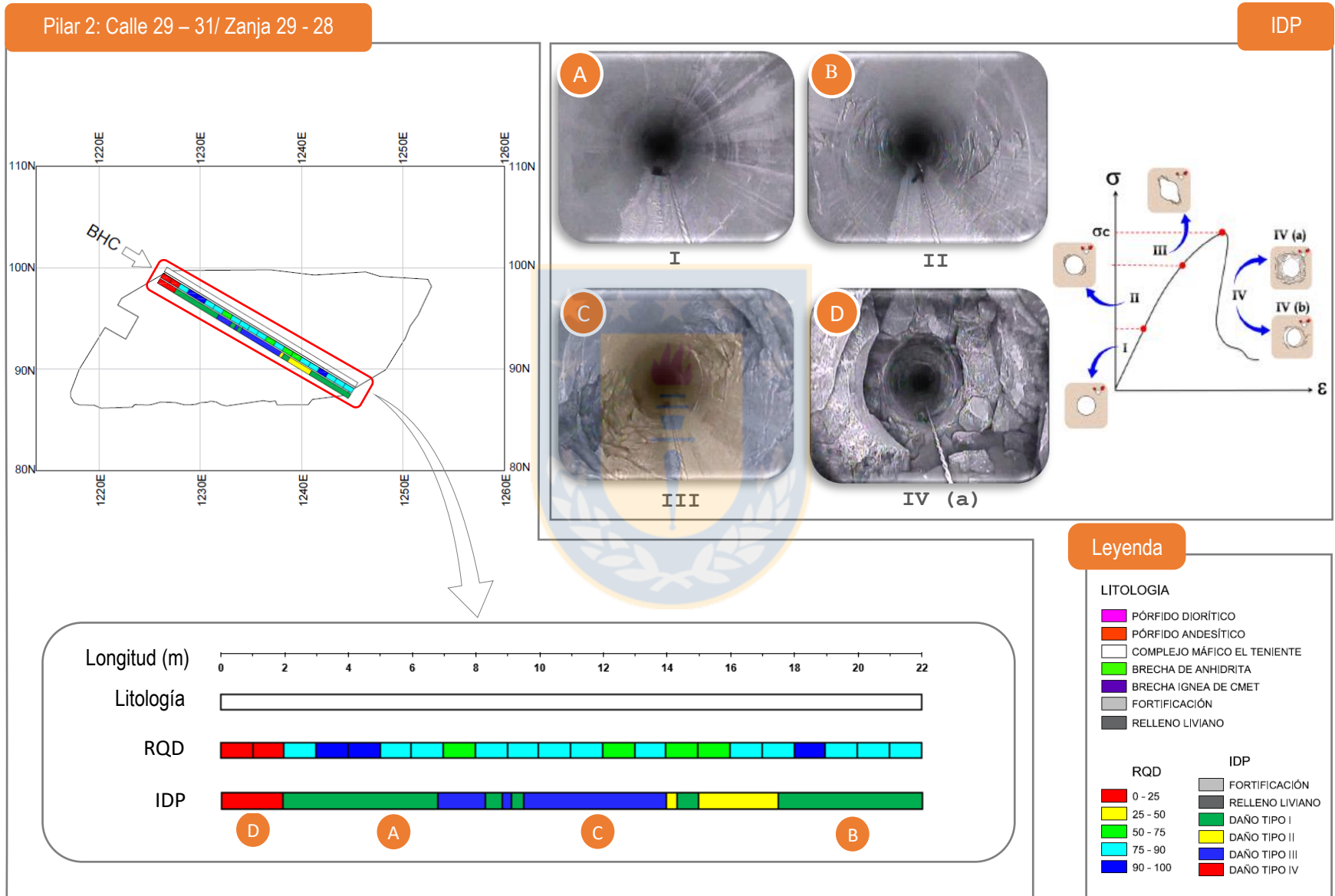
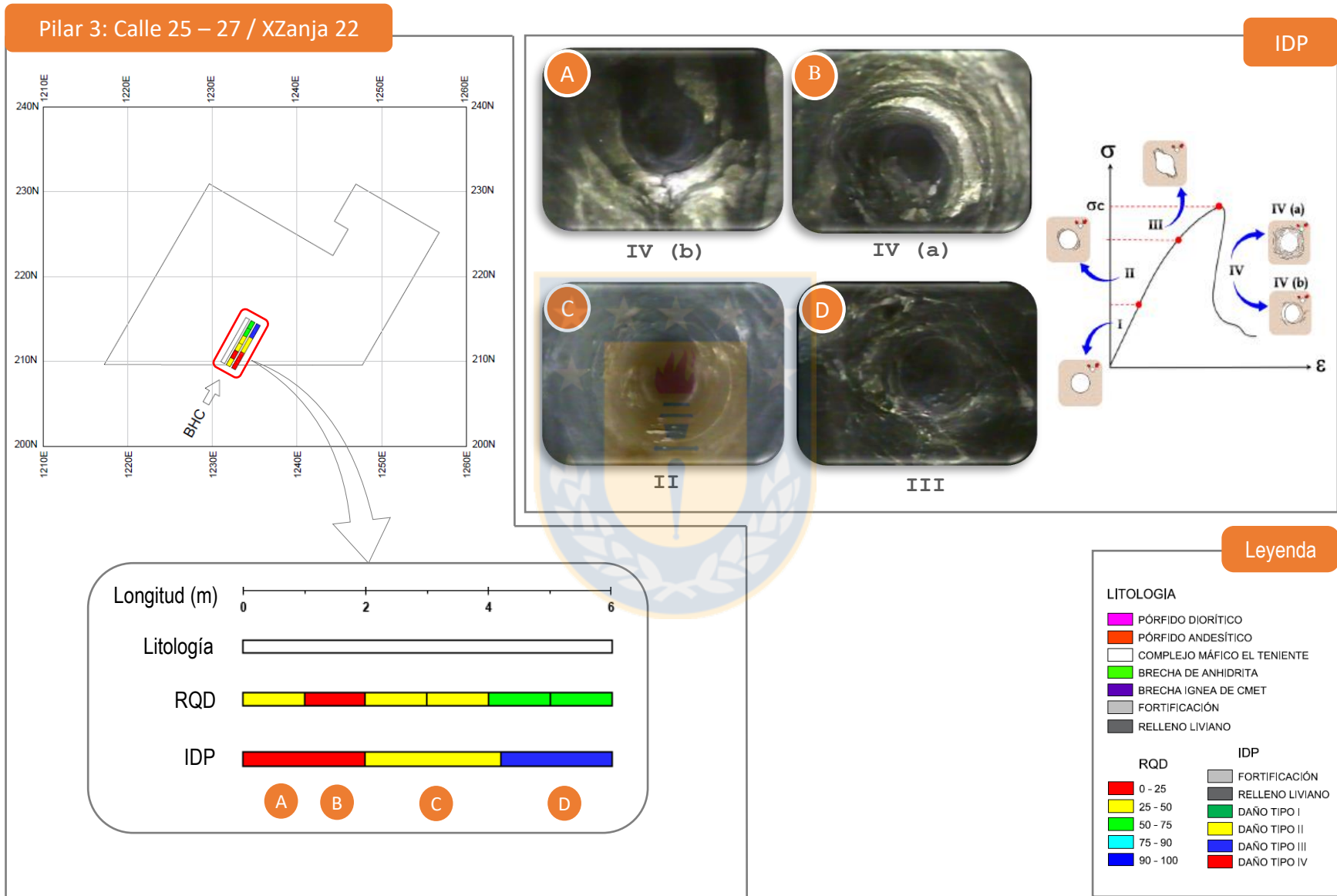


Figura 6.3. Ficha de auscultación Pilar 2: Calle 29 – 31 / Zanja 29 – 28.



**Figura 6.4.** Ficha de auscultación Pilar 3: Calle 25 – 27 / XZanja 22.



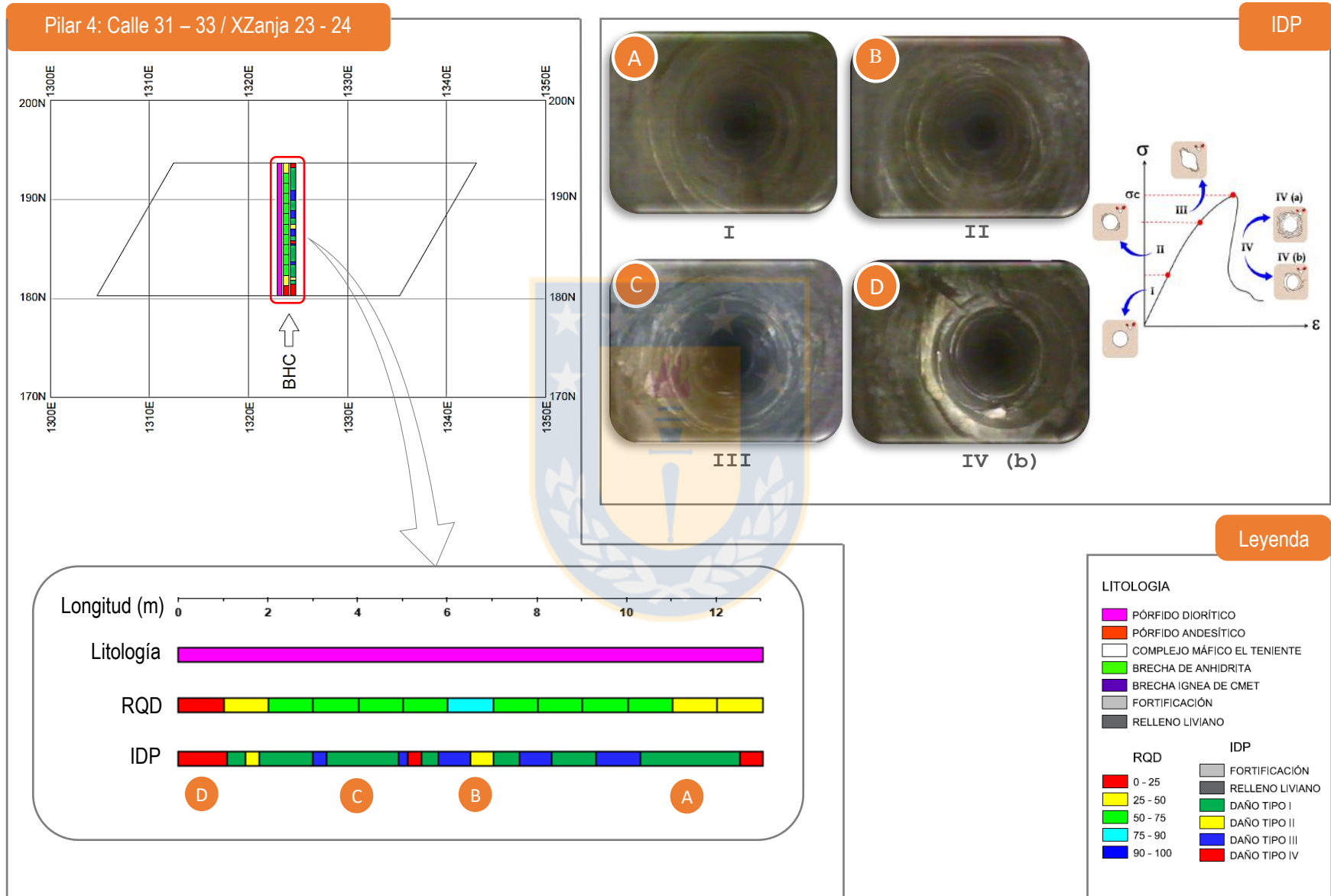
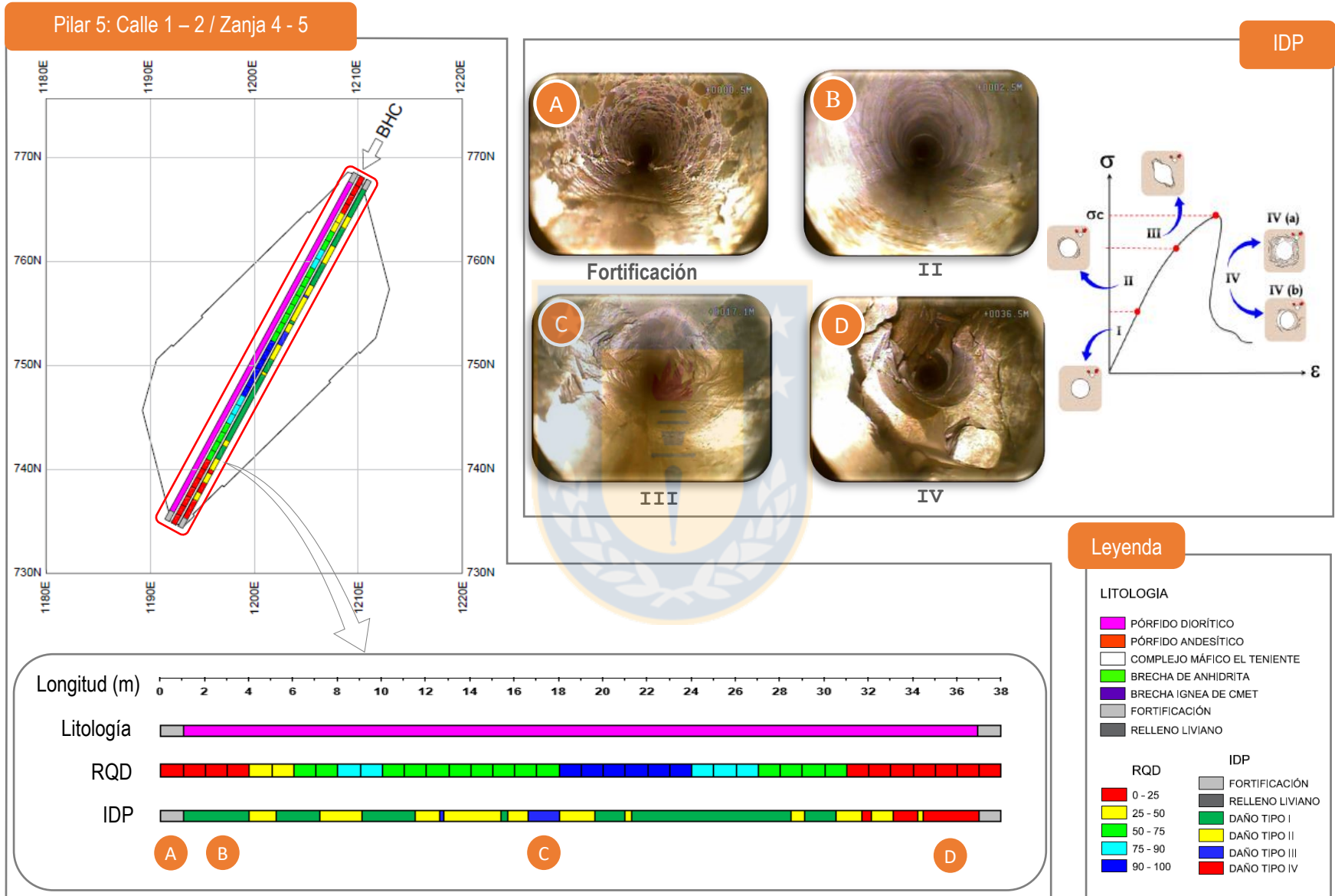


Figura 6.5. Ficha de auscultación Pilar 4: Calle 31 – 33 / XZanja 23 - 24.



**Figura 6.6.** Ficha de auscultación Pilar 5: Calle 1 – 2 / Zanja 4 - 5.

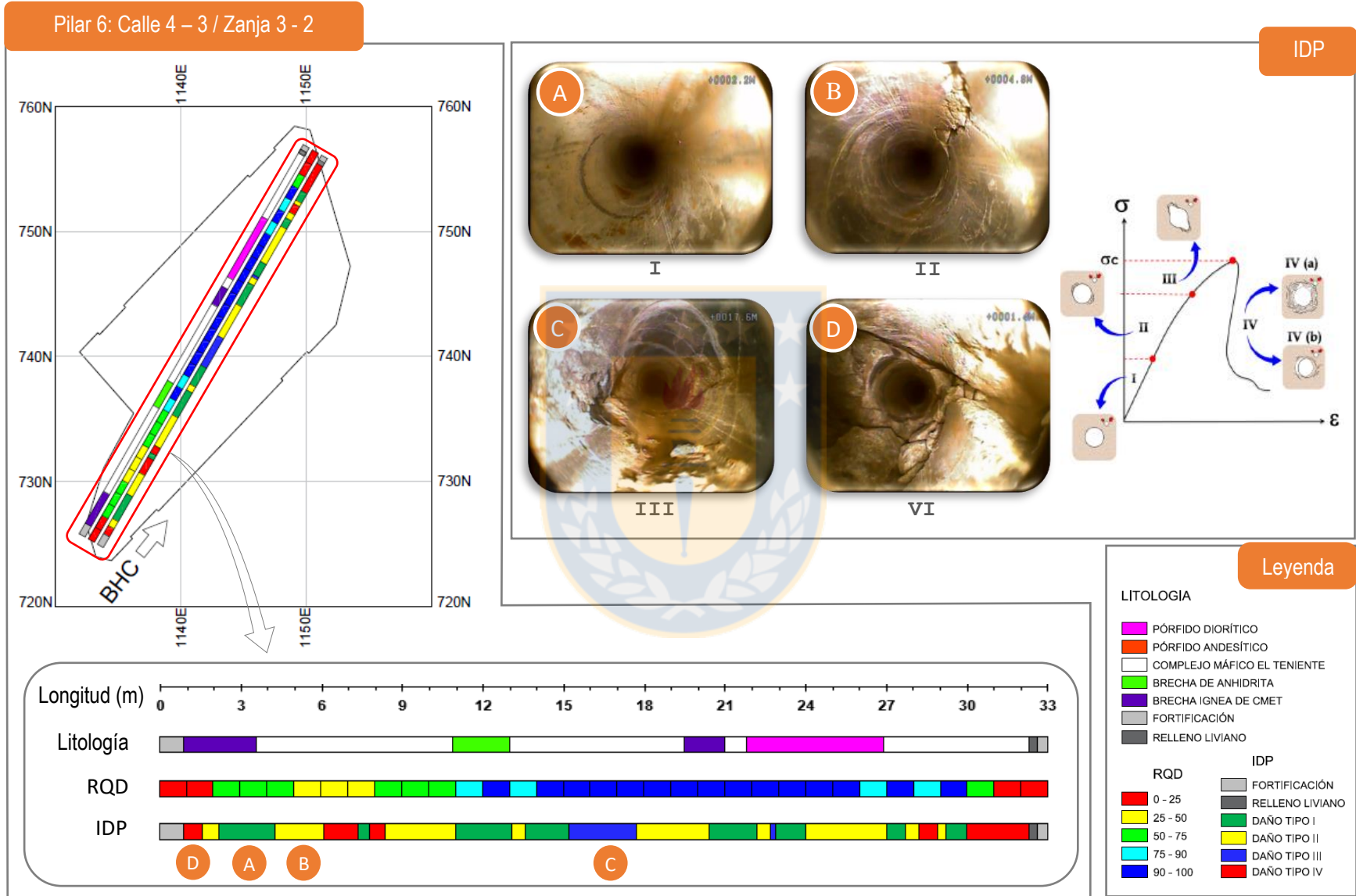


Figura 6.7. Ficha de auscultación Pilar 6: Calle 4 – 3 / Zanja 3 - 2.

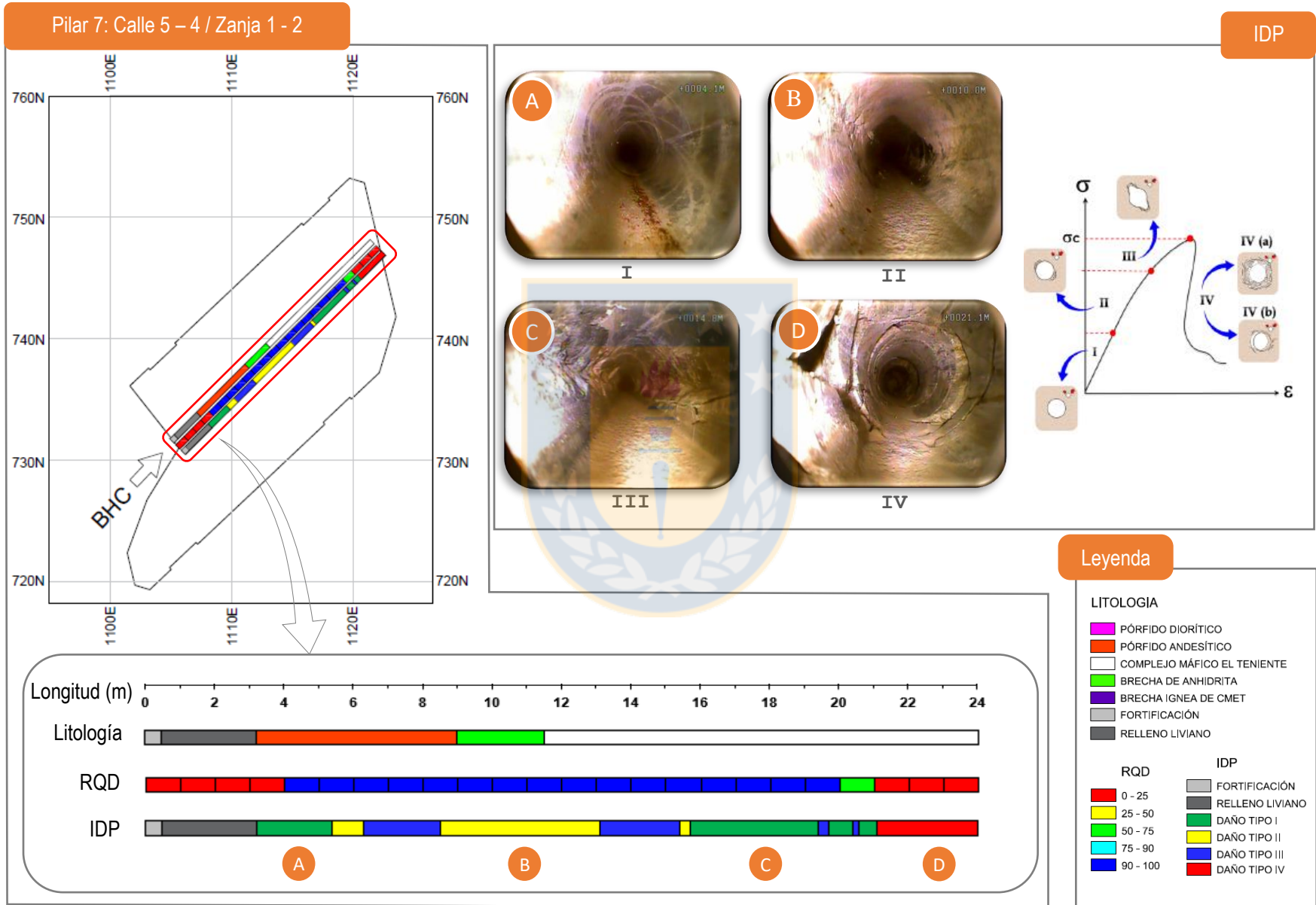
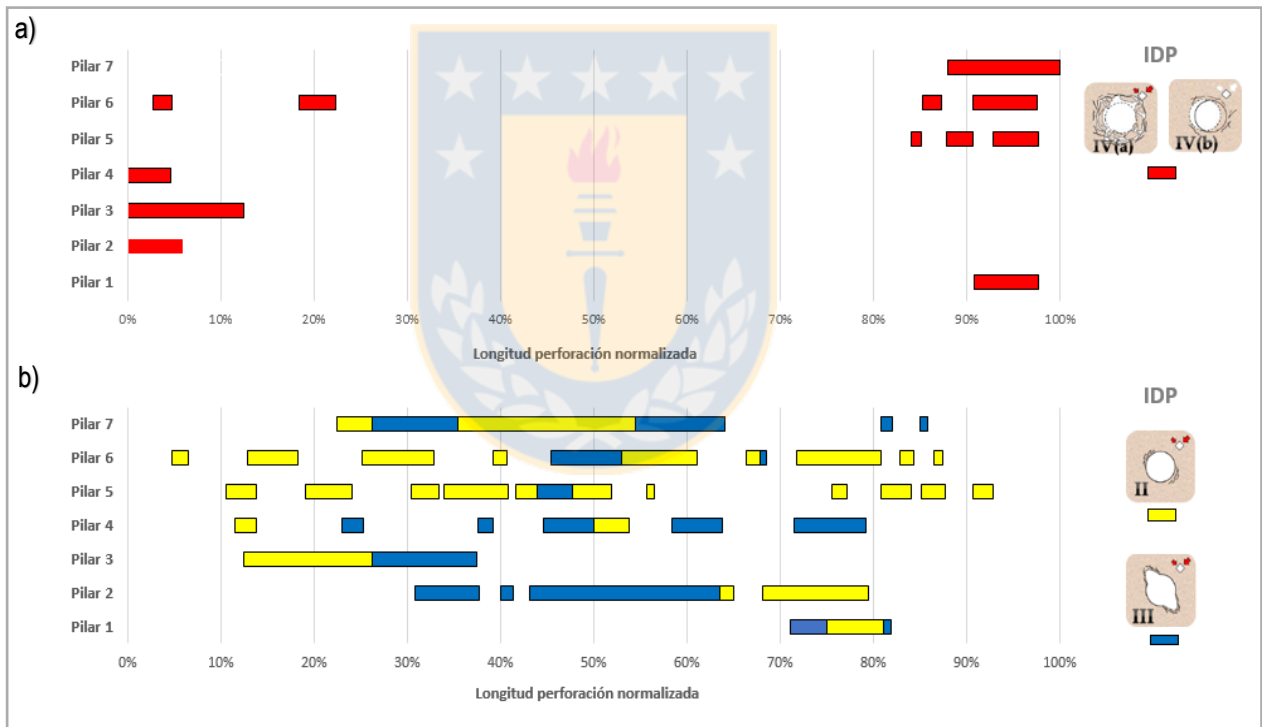


Figura 6.8 Ficha de auscultación Pilar 7: Calle 31 – 33 / XZanja 23 - 24.

### 6.3. Análisis General de los Pilares Auscultados.

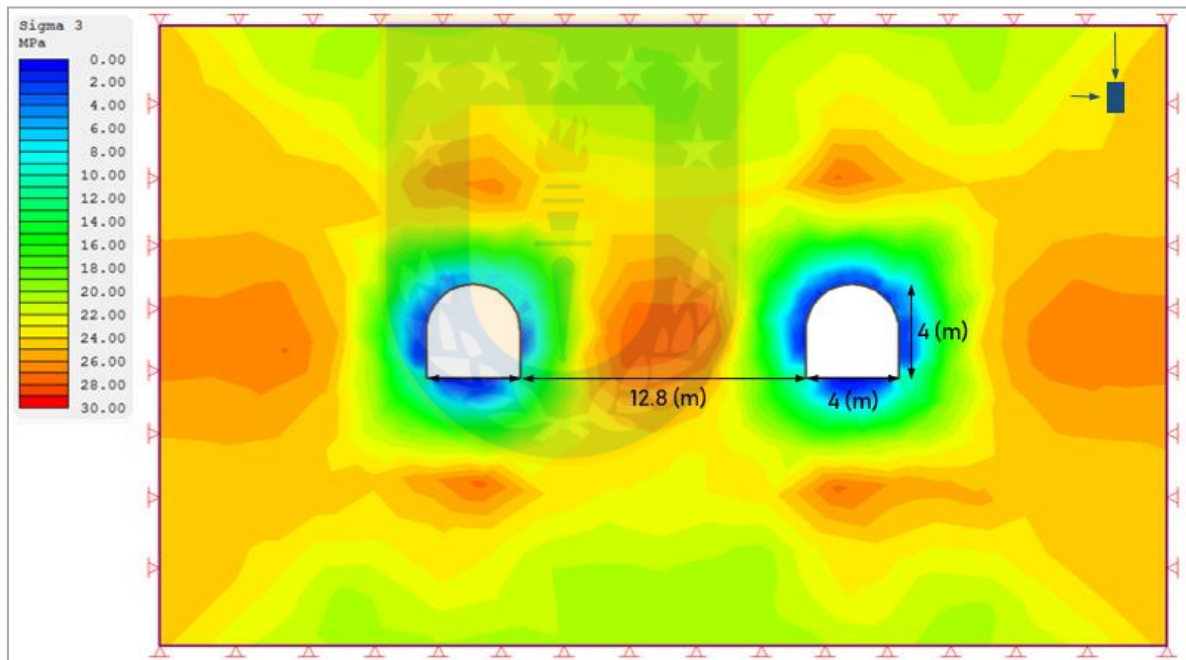
El gráfico de la figura 6.9a muestra la distribución del daño tipo IV asociado al porcentaje de la longitud de la perforación de auscultación normalizada para cada uno de los 7 pilares en estudio, en él se puede observar que el daño tipo IV se presenta generalmente en los extremos de la perforación, siendo predominante entre el 10% inicial y el 10 % final de estas. Como consecuencia de lo anterior, se puede indicar que el borde del macizo rocoso que constituye el pilar ya superó su límite de ruptura por lo que es capaz de tomar carga, pero una carga residual muy menor, la que se encuentra asociada al reacomodo de trozos de roca y a su deslizamiento relativo (condición de “roca plastificada”).



De la misma manera, el gráfico de la figura 6.9b presenta la distribución normalizada al largo de la auscultación para los daños tipo II y III, se puede observar que a diferencia del daño tipo IV el agrietamiento incipiente y las estructuras tipo “oreja de perro” o *breakouts* se ubican preferentemente hacia la zona interna del pilar, además como es posible distinguir en las fichas de

auscultación, éstos tipos de daño se asocian a valores elevados del índice RQD, lo que indica la presencia de un macizo rocoso competente que, en el caso particular de estar sometido a altos esfuerzos, aún es capaz de transmitirlos de acuerdo a la curva esfuerzo – deformación, de una roca frágil, cuya resistencia aportada depende de la naturaleza cohesiva - friccionante de la roca.

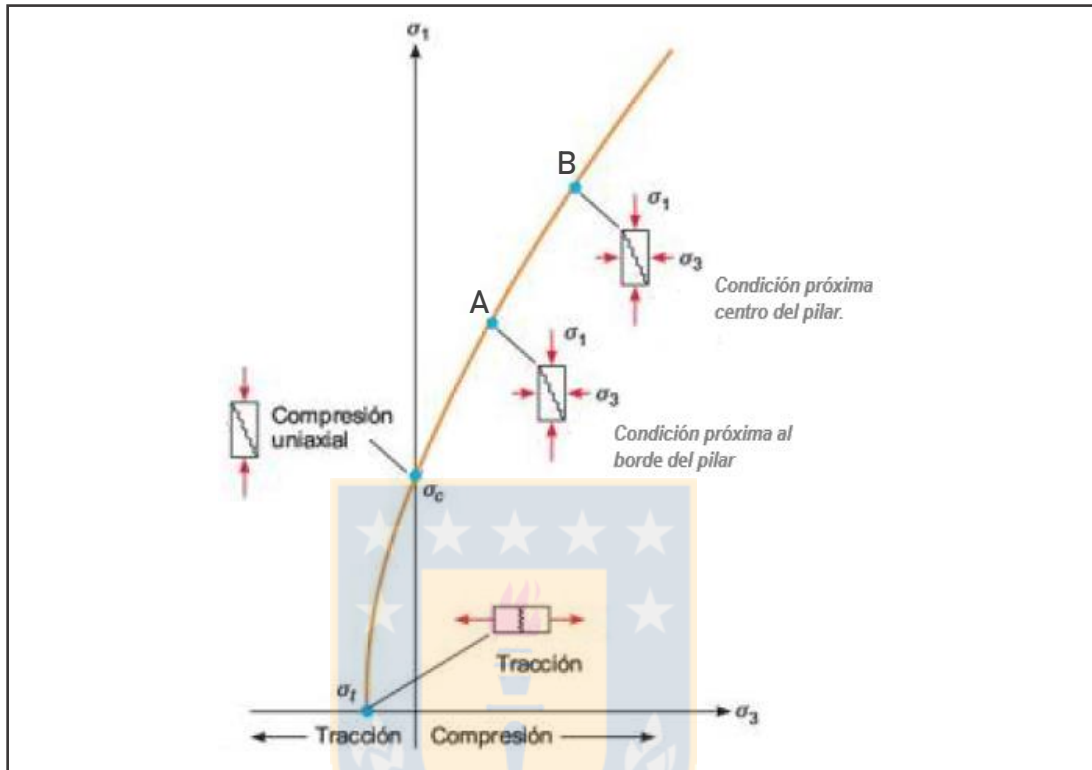
La figura 6.10 exhibe un modelo elásto-plástico del estado de esfuerzos dentro de un pilar realizado en el software Phase2 (Rocscience, 2010) basado en el método de elementos finitos, asumiendo un campo de esfuerzo definido a partir de un esfuerzo vertical ( $\sigma_V$ ) de 60 MPa y un esfuerzo horizontal ( $\sigma_H$ ) de 30 MPa, en un medio isotrópico y considerando el criterio de rotura de Hoek-Brown. Se puede observar la variación del esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) o esfuerzo confinante en el pilar, que es relativamente nulo en los bordes del pilar y aumenta en su magnitud hacia la zona central.



**Figura 6.10.** Modelo elásto-plástico de la variación del esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) en un pilar de roca.

Conceptualmente la distribución de los daños observados en los tiros de auscultación se puede entender teniendo en cuenta el bajo confinamiento lateral al cual se encuentran sometidos los bordes del pilar en comparación con el confinamiento que presenta la zona central, por lo que a solicitaciones de esfuerzos menores los bordes tenderán a fallar, mientras que el centro del pilar al encontrarse más confinado resistirá magnitudes mayores de esfuerzos antes de alcanzar la ruptura,

tal como lo establece el criterio no lineal de rotura propuesto por Hoek y Brown (1980)(figura 6.11).



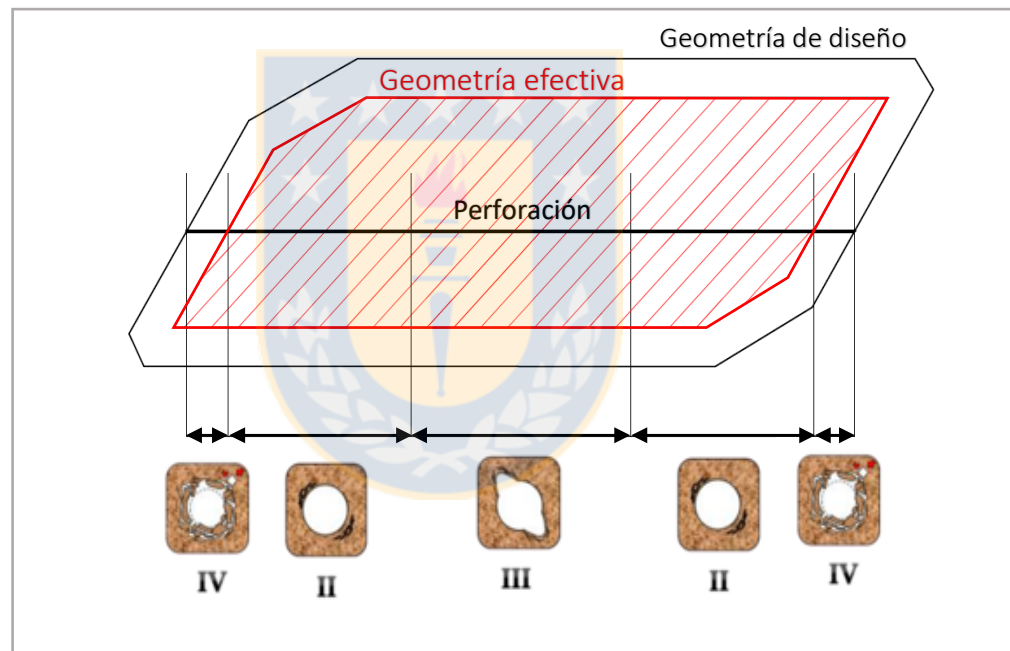
**Figura 6.11.** Envoltorio de rotura de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales. Se observa que a menores condiciones de confinamiento ( $\sigma_3$ ) como en el caso del borde del pilar (A), menor va a ser el esfuerzo principal mayor necesario para alcanzar la ruptura, condición que va variando hacia la zona centro del pilar (B), donde el esfuerzo de confinamiento lateral aumenta, por lo que es necesario un mayor esfuerzo para llegar a la ruptura, modificado de Vallejos y otros, 2002.

De esta manera queda demostrado que los esfuerzos de confinamiento lateral son menores en el borde del pilar y aumentan hacia la zona central de este, como consecuencia de lo anterior, la zona central de un pilar presenta una capacidad mayor de tomar carga, a diferencia de lo que ocurre en la periferia del pilar la cual en un inicio toma carga, pero se produce la rotura de los bordes para posteriormente asumir una resistencia residual.

En relación a lo anterior, se puede decir que teóricamente se esperaría observar en un tiro de auscultación de un macizo rocoso que constituye un pilar tramos con IDP tipo III preferentemente

en el centro del pilar debido a que es la zona que se presenta más confinada y se lleva la mayor parte de la carga solicitante, asociado a un macizo rocoso sano y competente.

Por lo tanto, a partir del análisis planteado, se puede inferir que el área efectiva de los pilares monitoreados que es capaz de soportar la mayor parte de la carga es menor que la considerada en el diseño original. Siguiendo la idea anterior, es posible asumir que cada pilar presenta una geometría de diseño, la cual considera la totalidad del macizo rocoso que lo conforma (macizo sano en el centro y fracturado en los bordes) y una geometría efectiva que corresponde al macizo rocoso sano que recibe la carga de la columna vertical de roca más los esfuerzos inducidos por la minería en sectores cercanos al frente de socavación (figura 6.12).



**Figura 6.12.** Esquema teórico de tiro de auscultación en pilar de roca, en donde se esquematiza su geometría de diseño y su geometría efectiva.

#### 6.4. Evaluación de la Geometría Efectiva de un Pilar.

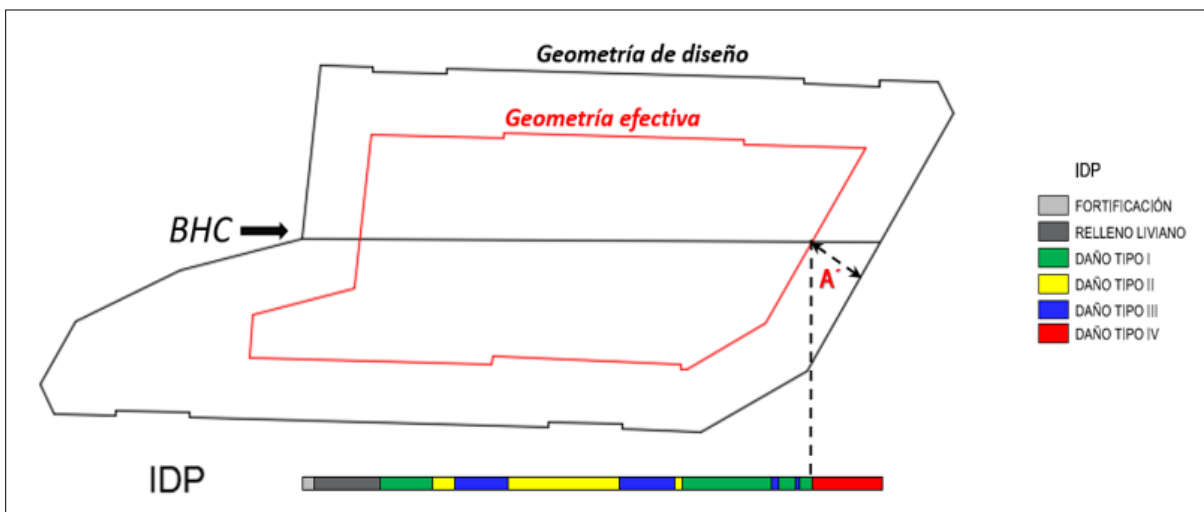
Para estimar el daño presente en el borde del pilar y que define su geometría efectiva se asume que el contorno del pilar se encuentra totalmente afectado por un IDP tipo IV como consecuencia corresponde a una “zona plastificada”.



Para cuantificar el daño se considera lo siguiente:

- Las mensuras oficiales para cada pilar.
- El tramo de la auscultación que presenta la mayor longitud con IDP tipo IV en cualquiera de los dos extremos.
- El relleno y la fortificación son considerados como daño tipo IV ya que su función es evitar el desarme del pilar, aportando solamente a lo más un 10% del confinamiento máximo esperado para el macizo rocoso.
- Debido a que la mayoría de los casos las auscultaciones en los pilares no se realizan perpendiculares al lado donde se efectúa la perforación, se considera el daño real, la proyección perpendicular desde un punto de interés presente en el tiro (límite interior del daño tipo IV) hacia la arista lateral que intersecta la auscultación, siendo la extensión de este trazado la medida más ajustada al daño real, definiendo de esta manera el ancho zona plastificada (figura 6.13).
- Conocido el ancho de zona plastificada, se realiza un distanciamiento hacia el interior (función *offset* de AutoCAD) de todo el polígono que define la geometría de diseño de un pilar para obtener su geometría efectiva.

La tabla 6.2 muestra los valores estimados asignados al ancho de la zona plastificada para cada pilar, valores que definirán la geometría del pilar efectivo.



**Figura 6.13.** Determinación de la geometría efectiva del pilar. A': ancho de la zona plastificada.

La tabla 6.3 muestra el área para la geometría de diseño y efectiva de cada pilar y su variación porcentual. De la misma manera, la tabla 6.4 presenta el perímetro para la geometría de diseño y efectiva y su correspondiente variación porcentual.

**Tabla 6.2.** Ancho de zona plastificada estimado para cada pilar.

	Pilar	Mina	Ancho zona Plastificada (m)
1	Calle 25 - 27/ Zanja 28 - 29	Esmeralda Producción	1,96
2	Calle 29 - 31/ Zanja 29 - 28	Esmeralda Producción	1,34
3	Calle 25 - 27 / XC Zanja 22	Esmeralda UCL	2,17
4	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 -24	Esmeralda UCL	1,14
5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	Pilar Norte Producción	1,76
6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 -2	Pilar Norte Producción	2,37
7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 -2	Pilar Norte Producción	2,34

**Tabla 6.3.** Tabla comparativa de áreas para cada pilar entre su geometría de diseño y su geometría efectiva.

	Pilar	Área geometría diseño (m <sup>2</sup> )	Área geometría efectiva (m <sup>2</sup> )	Variación Porcentual
1	Calle 25 - 27 / Zanja 28 -29	365	205,4	-43
2	Calle 29 - 31 / Zanja 29 -28	371,2	256,1	-31
3	Calle 25 - 27 / XC Zanja 22	543,2	316,4	-42
4	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 - 24	410	311,8	-24
5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	385,1	227,1	-41
6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	348,9	153,8	-55
7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 -2	347,6	159,9	-54

**Tabla 6.4.** Tabla comparativa de perímetros para cada pilar entre su geometría de diseño y su geometría efectiva.

	Pilar	Perímetro geometría diseño (m)	Perímetro geometría efectiva (m)	Variación Porcentual
1	Calle 25 - 27 / Zanja 28 -29	88,3	72,9	-17
2	Calle 29 - 31 / Zanja 29 -28	90	80,0	-11
3	Calle 25 - 27 / XC Zanja 22	112,2	89,2	-20
4	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 - 24	92,1	81,6	-11
5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	88,1	70,1	-20
6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	90,2	56,6	-37
7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 -2	90	67,5	-25

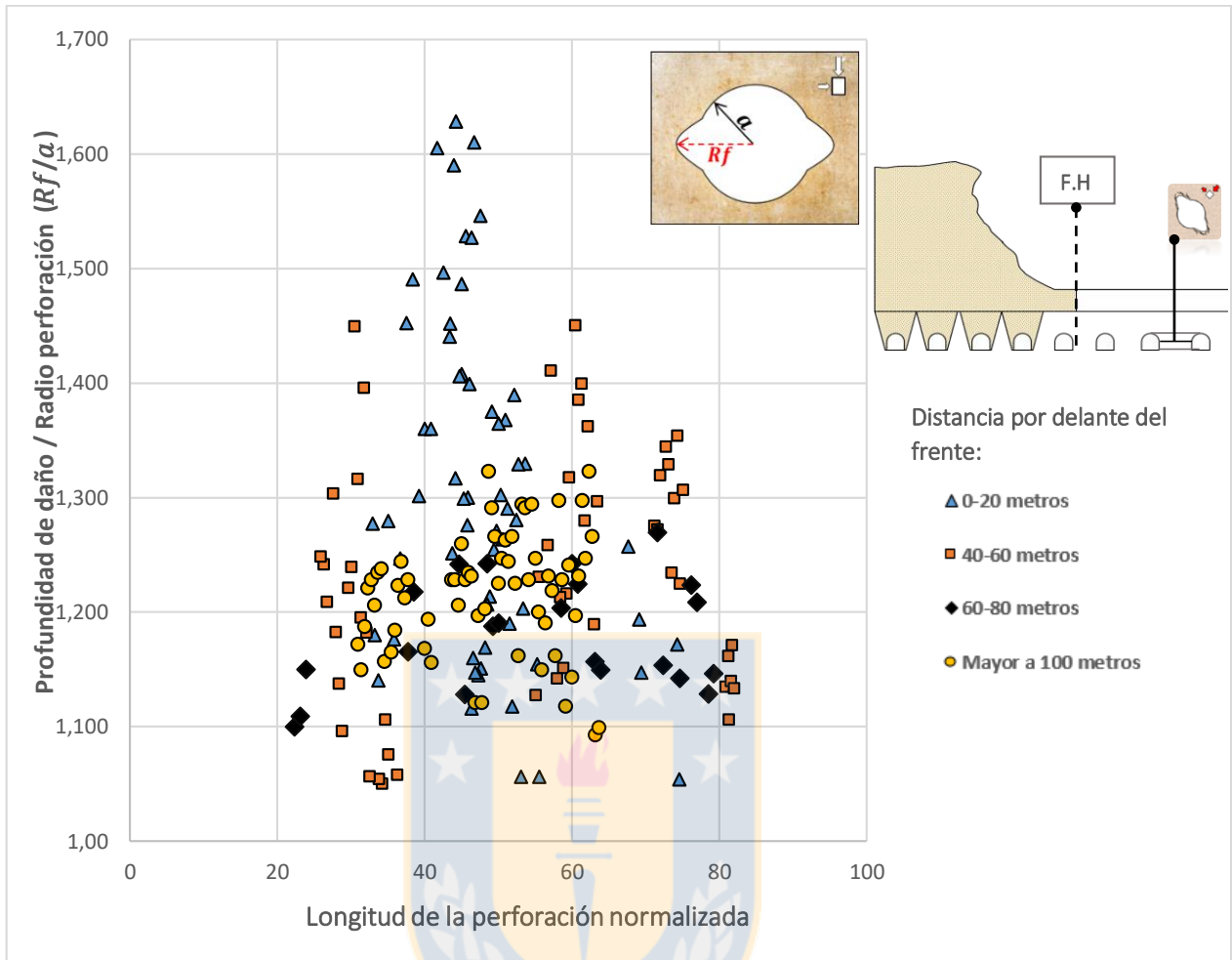
## 6.5. Análisis del Daño tipo III o Daño Tipo *Breakout* Observado en las Perforaciones de Auscultación.

Una de las observaciones presentes frecuentemente en el contorno de las perforaciones de auscultación de pilares corresponde al daño tipo III (Muñoz y otros, 2015) o conocido también en la literatura como daño tipo *breakout* (Babcock,1978). La estudios indican que la geometría asociada a estos elementos, específicamente la profundidad de daño ( $Rf$ ) y la disposición de sus ejes, está estrechamente asociada a la condición del campo de esfuerzos del entorno en el cual se originan, específicamente a la magnitud y a la orientación de los esfuerzos principales. De esta manera, el estudio de los *breakouts* constituye una herramienta factible de utilizar en el análisis del estado tensional en términos de magnitud y orientación, al que se encuentran sometidos los pilares y la evolución del mismo por el efecto de la minería por *Panel Caving*.

### 6.5.1. Profundidad de Daño en *Breakouts* ( $Rf$ ) y su Relación con la Distancia al Frente de Hundimiento.

Con el objetivo de cuantificar la profundidad de daño ( $Rf$ ) en los tramos con IDP tipo III en donde se presentan *breakouts*, se realizaron sucesivas capturas de pantalla a corta distancia (aproximadamente cada 10 cms) a lo largo de los tiros de auscultación de cada uno de los 7 pilares en estudio, estas capturas fueron importadas al software AutoCAD, en donde se definió una circunferencia cuyo centro corresponde al eje del tiro y representa el plano en donde se produce la sobre excavación. Como resultado se obtuvieron 200 medidas de profundidad de daño en *breakouts* ( $Rf$ ) las cuales fueron normalizadas al radio de la excavación ( $a$ ).

El gráfico de la figura 6.14 muestra la distribución y la magnitud de los valores obtenidos de  $Rf/a$  en relación al porcentaje de la longitud de la perforación de auscultación normalizada para los 7 pilares y su clasificación según su distancia al frente de hundimiento al momento de realizar la auscultación. En él se puede observar que los *breakouts* se distribuyen principalmente entre el 20% y el 80% de la longitud de la perforación, en otras palabras, los *breakouts* se presentan preferentemente hacia la zona interna del pilar. También es posible apreciar una clara tendencia al aumento de los valores de profundidad de daño a medida que estos se presentan más cerca del frente de hundimiento.



**Figura 6.14.** Gráfico  $Rf/a$  v/s porcentaje de la perforación de auscultación normalizada.

Otra manera de representar la distribución de los valores  $Rf/a$  y su relación con su distancia respectiva a la posición del frente de hundimiento al momento de realizar la auscultación está dada por el gráfico de la figura 6.15, el cual muestra de mejor manera la propensión al aumento de los valores  $Rf/a$  a medida que se encuentran más cercanos al frente de hundimiento. Esto se debe principalmente a que la profundidad de daño ( $Rf$ ) en *breakouts* está relacionada a la magnitud del estado tensional que se presenta en el entorno de la perforación, por lo que a una mayor profundidad de daño, mayor será el campo de esfuerzos actuante (Martin y otros, 1999). En este caso, la profundidad de daño presente en los tiros de auscultación es una consecuencia directa de la magnitud del estado tensional que se encuentra en el pilar, estado que incrementa de manera sostenible si este último se encuentra cada vez más cerca del frente de hundimiento en la zona afectada por el *Abutment Stress*, lo que se traduce en una mayor razón  $Rf/a$ .

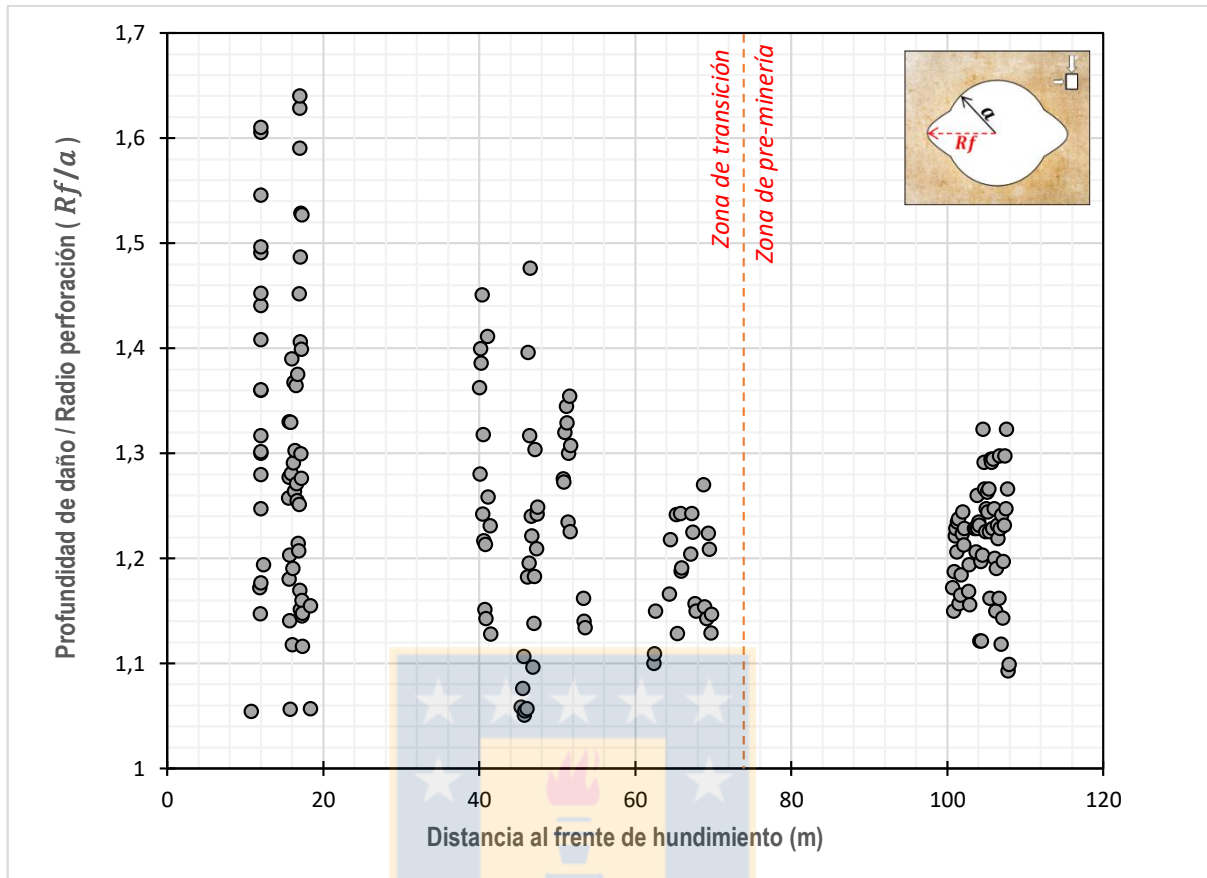
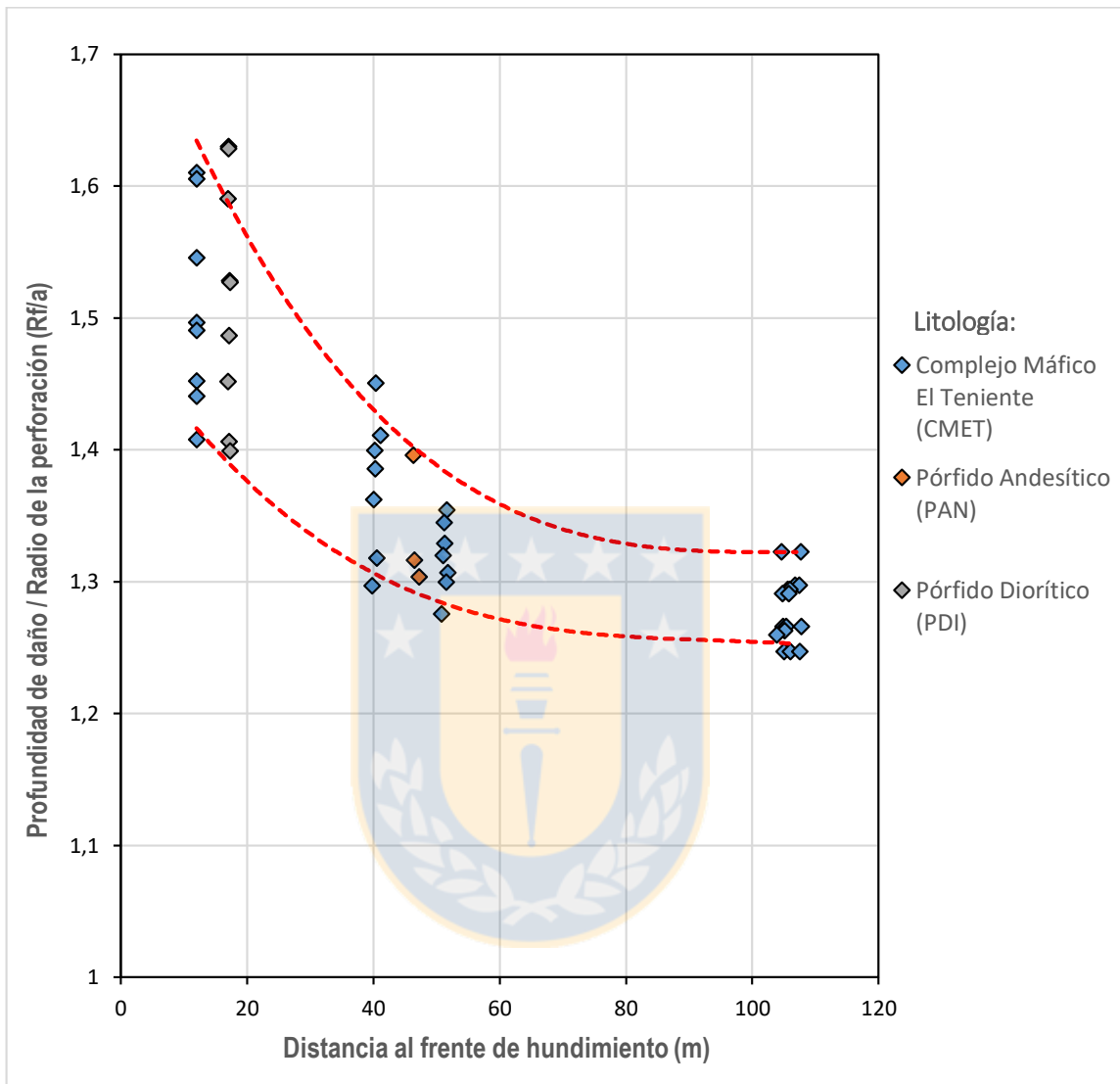


Figura 6.15. Gráfico  $Rf/a$  v/s distancia por delante del frente de hundimiento.

### 6.5.2. Determinación de la Magnitud del Estado Tensional en Pilares por Medio de *Breakouts* y su Variación en la Zona de Transición.

Debido a lo expuesto anteriormente y con el propósito de obtener una aproximación a las magnitudes máximas de los esfuerzos que actúan en el plano perpendicular al eje de la perforación realizada en el pilar y la variación de estas magnitudes por efecto del *Abutment Stress*, se considera como criterio el uso del 25 % superior de los datos de  $Rf/a$  presentes en los tramos definidos a una distancia entre 0 - 20, 40 - 80 y 100 - 120 metros por delante del frente de hundimiento, la estadística descriptiva de cada uno de ellos se resumen en la tabla A del Anexo. Como resultado se obtienen 52 datos que permiten delimitar un rango de  $Rf/a$  máximos a una distancia determinada del frente de socavación, tal como lo presenta la figura 6.16, en la cual se puede observar que a distancias próximas al frente de socavación se presentan razones de  $Rf/a$  máximas entre 1,4 a 1,63 las que disminuyen a medida que se encuentran más alejadas del frente, teniendo a una distancia

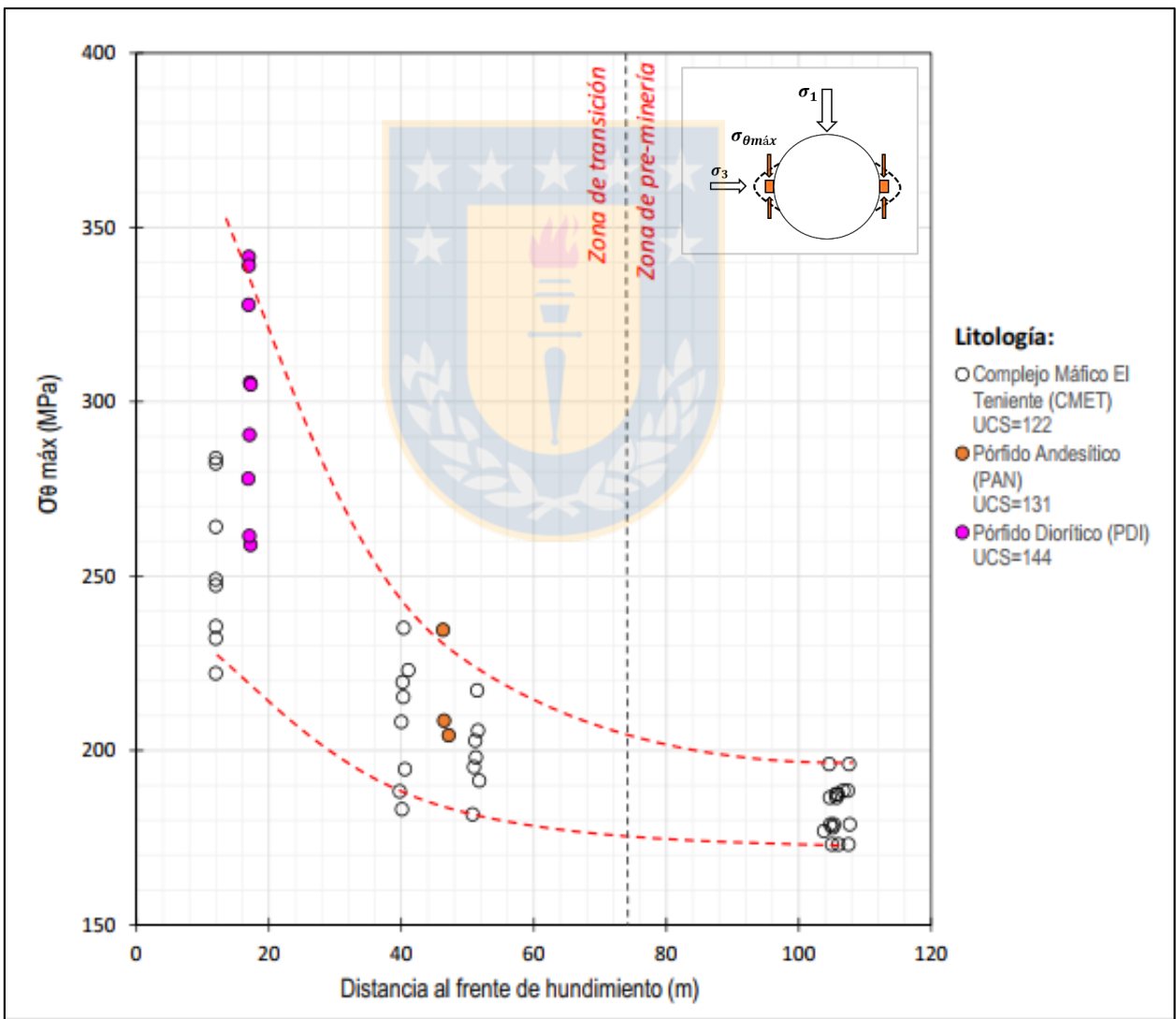
aproximada de 50 metros valores entre los 1,3 a 1,4. Finalmente en condiciones de pre-minería se presentan razones de sobre excavación máximas entre 1,25 a 1,32.



**Figura 6.16:** Variación  $Rf/a$  máximo v/s distancia al frente de hundimiento.

Considerando la expresión  $Rf/a = 0,4 \times (\sigma_{\theta_{m\acute{a}x}} / \sigma_c) + 0,68$  propuesta por González y otros (2016) que asocia el campo de esfuerzo presente en el entorno de la perforación y la profundidad del daño presente en los *breakouts* observados en los tiros de auscultación a escala probeta, es posible obtener el valor del esfuerzo tangencial máximo ( $\sigma_{\theta_{m\acute{a}x}}$ ) asociado a un nivel de daño determinado.

El gráfico de la figura 6.17 presenta el rango de magnitudes que puede alcanzar el esfuerzo tangencial máximo y su variación con la proximidad del frente de hundimiento, considerando el 25% superior de los valores  $Rf/a$  para los intervalos definidos anteriormente y la media de la resistencia a la compresión simple (UCS) de la litología en donde se realiza la medición (tabla 6.6). En zona de pre-minería, es decir, sobre los 75 metros por delante del frente de hundimiento, los esfuerzos se mantienen prácticamente en un rango entre los 175 a 200 MPa. Posteriormente entrando a la zona de transición estos aumentan de manera considerable, debido al aumento local en la anisotropía de esfuerzos asociada al avance del frente de socavación, llegando a un rango aproximado entre los 230 a 355 MPa en las zonas más cercanas al frente.



**Figura 6.17.** Magnitud del esfuerzo tangencial máximo calculado en el borde de la perforación a una distancia determinada por delante del frente de socavación.

**Tabla 6.5.** Resistencia a la compresión simple para las litologías: Pórfido Diorítico, Pórfido Andesítico y Complejo Máfico El Teniente (Millán, 2014).

<i>Litología</i>	UCS (MPa)	Desviación estándar
<i>Pórfido Diorítico (PDI)</i>	144	±12
<i>Pórfido Andesítico (PAN)</i>	131	±26
<i>Complejo Máfico El Teniente (CMET)</i>	122	±11

Las diversas fórmulas empíricas utilizadas en el diseño de pilares, relacionan las características geométricas del pilar, específicamente la razón ancho/alto ( $W/H$ ) como un factor de entrada primario para obtener su resistencia. Hoek y Brown (1980) fueron los primeros en plantear que las proporciones ancho y alto en pilares podrían relacionarse con un término equivalente a la razón entre el promedio del esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) y el promedio del esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) que actúa a la altura media de la línea central de un pilar. Posteriormente Lunder (1994), en base a resultados de modelos numéricos bidimensionales propone una expresión que relaciona los esfuerzos y la geometría del pilar denominada “Confinamiento medio del pilar” ( $C_{pav}$ ), que hace referencia a la razón entre el esfuerzo principal menor y el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_3/\sigma_1$ ) situada en la zona media del pilar con la razón ancho/alto ( $W/H$ ) y que queda determinada por la siguiente expresión:

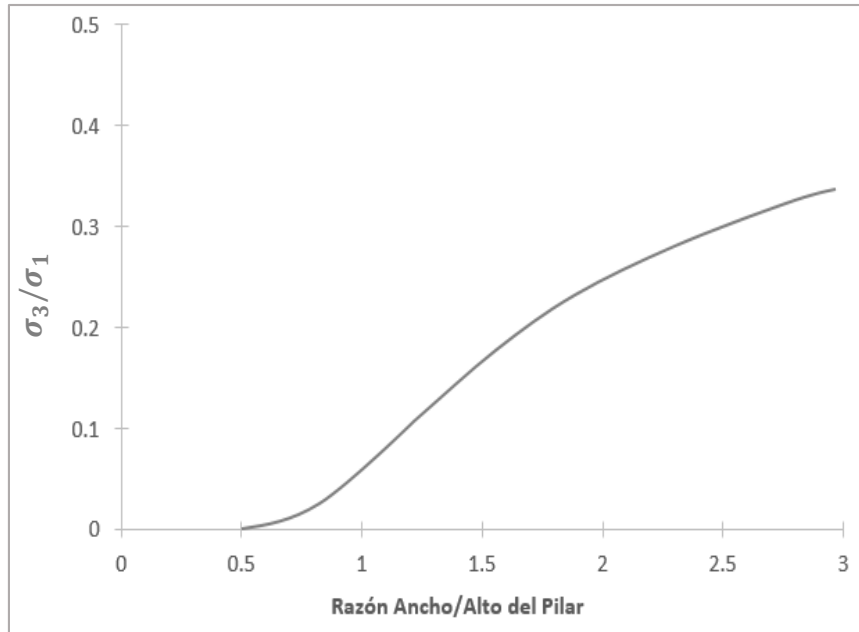
$$C_{pav} = (0,46) \times \left[ \text{Log} \left( \left( \frac{W}{H} \right) + 0,75 \right) \right]^{\frac{1,4}{\left( \frac{W}{H} \right)}}$$

La figura 6.18 ilustra el comportamiento del Confinamiento Medio del Pilar y su variación con la razón Ancho/alto. Se puede observar que en pilares es extremadamente bajo para razones menores a 0,5 pero incrementa significativamente cuando la relación ancho/alto va de 0,5 a 3.

La tabla 6.7 muestra el Confinamiento Medio del Pilar ( $C_{pav}$ ) calculado para cada uno de los 7 pilares en estudio considerando:

- La altura asociada a las galerías que rodean el pilar.
- Debido a que los pilares no son cuadrados se utiliza el ancho efectivo ( $W_{eff}$ ) asociado a la geometría efectiva del pilar obtenido a partir del perímetro y su área respectiva.





**Figura 6.18.** Relación entre el confinamiento medio del pilar ( $C_{pav}$ ) y la razón ancho / alto del pilar, modificado de Lunder (1994).

**Tabla 6.6.** Confinamiento medio del pilar " $C_{pav}$ " (Lunder,1994) para la geometría efectiva de los pilares en estudio.

	Pilar	Altura Galería (m)	Área geometría Efectiva (m <sup>2</sup> )	Perímetro geometría efectiva (m)	Ancho Efectivo (m)	Confinamiento medio del pilar ( $C_{pav}$ )
1	Calle 25 - 27 / Zanja 28 - 29	4	205,4	72,8	11,29	0,343
2	Calle 29 - 31 / Zanja 29 - 28	4	256	80	12,8	0,367
3	Calle 25 - 27 / XC Zanja 22	3.6	316,4	89,2	14,19	0,399
4	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 -24	3.6	311,8	81,64	15,27	0,409
5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	4	227,12	70,09	12,96	0,369
6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	4	153,78	56,57	10,87	0,335
7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 - 2	4	159,92	67,51	11,85	0,303

A partir de las ecuaciones de Kirsch (1898) que permiten obtener el esfuerzo tangencial máximo en el borde de la perforación y su relación con los esfuerzos principales asumiendo un medio continuo, homogéneo, linealmente elástico e isotrópico y del Confinamiento Medio del Pilar ( $Cpav$ ) propuesto por Lunder (1994) es posible obtener a una expresión que permite estimar el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) asociado a un *breakout* con una condición  $Rf/a$  determinada .

De esta manera reemplazando las ecuaciones (1) en (2) tenemos:

$$\sigma_{\theta máx} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{Ec.1}$$

$$Cpav = \sigma_3/\sigma_1 \quad \text{Ec.2}$$

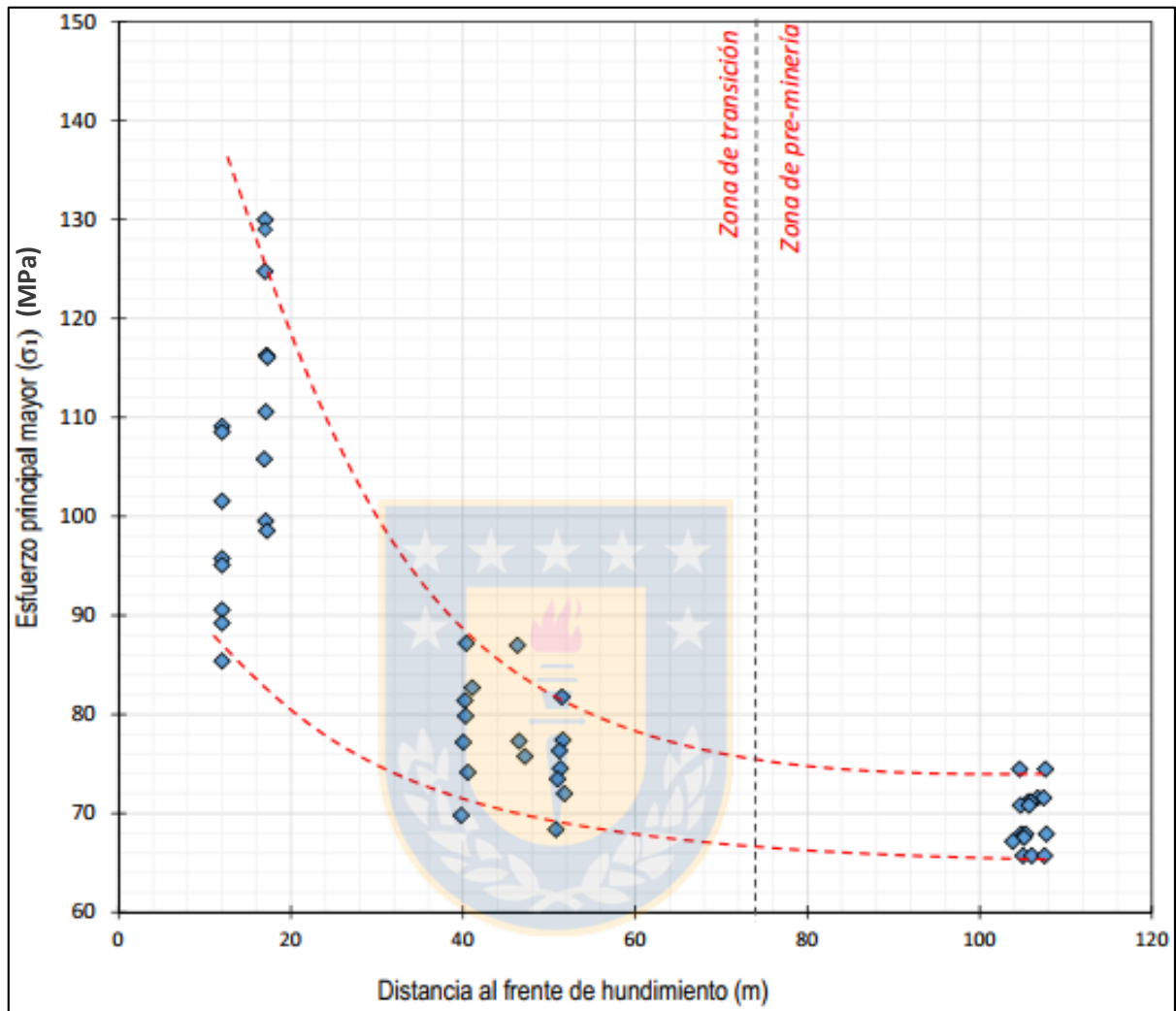
$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\theta máx}}{3-Cpav} \quad \text{Ec.3}$$

Tomando en cuenta la ecuación 3, el presente estudio propone obtener el rango de magnitudes que alcanza el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) asociados al 25 % superior de los valores  $Rf/a$  en *breakouts* en los intervalos por delante del frente de hundimiento definidos anteriormente, teniendo en consideración:

- El esfuerzo tangencial máximo ( $\sigma_{\theta máx}$ ) ligado al nivel de daño presente en *breakouts* a partir del ajuste lineal propuesto por González y otros (2016).
- El Confinamiento Medio del Pilar ( $Cpav$ ) en términos de la razón ancho/alto para cada pilar en el cual se realizó la medición.

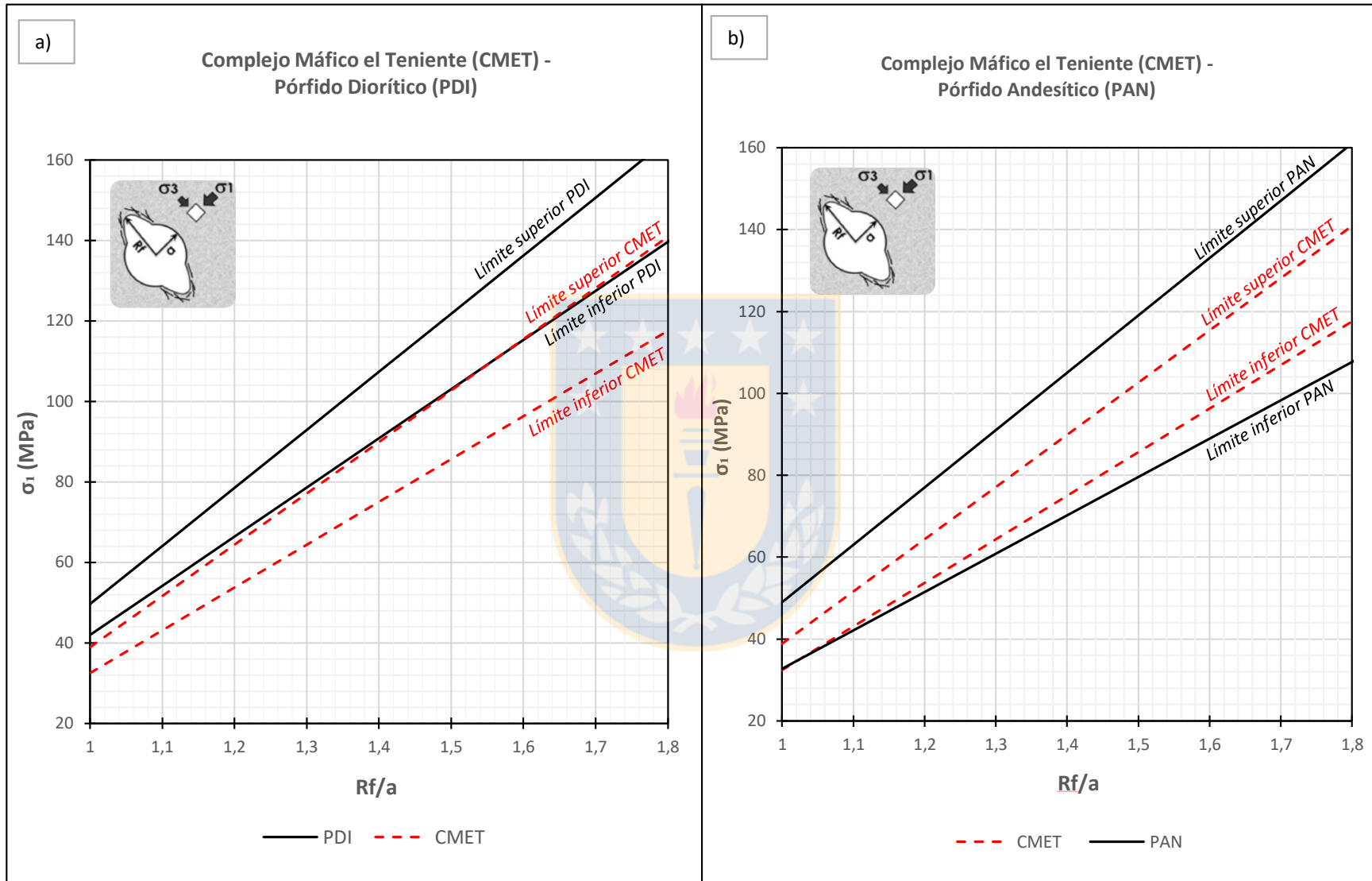
En gráfico de la figura 6.19 muestra el comportamiento del esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) estimado por medio de este procedimiento y la relación que establece al variar la distancia al frente de socavación. En él se puede observar que en zonas de pre-minería el esfuerzo principal mayor alcanza valores entre los 65 y 75 MPa, aumentando en gran medida su magnitud dentro de la zona de transición, hasta un rango aproximado entre los 88 y 136 MPa en las zonas más próximas al frente de socavación. Es importante recalcar, que el esfuerzo principal mayor calculado, corresponde a un esfuerzo a escala pilar, asociado a un plano perpendicular al eje de la excavación de monitoreo y cuya magnitud se traduce a un nivel de daño determinado. Los resultados anteriores se pueden asociar a lo propuesto por Karzulovic (2006b) quien indica que la magnitud del esfuerzo principal mayor en la zona de *Abutment Stress* puede llegar a ser del orden de 1,5 a 2,0 veces la

magnitud del esfuerzo presente en la zona de pre-minería a escala macizo rocoso, relación análoga se produce para el esfuerzo principal mayor que se transmite en el pilar.



**Figura 6.19.** Variación de la magnitud esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) en pilares vs la distancia al frente de socavación

Finalmente se propone un ajuste lineal asociado a la razón entre la máxima profundidad de daño o sobre excavación normalizada al radio de la perforación y el esfuerzo principal mayor necesario para generar dicha condición, en las principales litologías presentes en mina Pilar Norte y Mina Esmeralda, considerando su resistencia a la compresión simple y su respectiva desviación estándar. Este ajuste se presenta en los gráficos de la figura 6.20 a y 6.20 b, donde en modo comparativo se traza el ajuste lineal obtenido para el Complejo Máfico el Teniente en el correspondiente al Pórfido Diorítico y al Pórfido Andesítico.



**Figura 6.20.** a) Intervalos de criterio de falla entre esfuerzo principal ( $\sigma_1$ ) vs  $Rf/a$  para Pórfido Diorítico y Complejo Máfico El Teniente. b) Intervalos de criterio de falla entre esfuerzo principal ( $\sigma_1$ ) vs  $Rf/a$  para Pórfido Andesítico y Complejo Máfico El Teniente.

Si bien el cuerpo litológico que presenta mayor dispersión es el Pórfido Andesítico, el cual concierne a un cuerpo menor en el área de estudio, las otras litologías muestran un rango más acotado de aproximadamente 20 MPa, por lo que corresponden a buenos estimadores cuando se pretende estimar el esfuerzo principal a escala pilar.

### 6.5.3. Variación de la Orientación del Campo de Esfuerzo en Pilares.

Como se mencionó anteriormente, los *breakouts* han sido utilizados ampliamente para determinar la orientación de los esfuerzos principales debido a que sus ejes se disponen siempre en la misma dirección que el esfuerzo principal menor, mientras que, de forma ortogonal a estos, se dispone la orientación del esfuerzo principal mayor. De esta manera y para analizar la variación de la orientación campo de esfuerzos en pilares por medio de la evidencia que entregan los *breakouts* presentes en los tiros de auscultación, se define como ángulo alfa al ángulo menor que forma el eje del *breakout* y la línea horizontal. La figura 6.21 muestra la correlación lineal entre el ángulo alfa medido para el 25% superior de los *breakouts* estudiados en los tramos definidos anteriormente y su distancia en relación a la posición por delante del avance de la socavación. En ella se puede observar que la tendencia general (aunque con cierta dispersión) es la disminución del ángulo alfa a medida que se reduce la distancia al frente de hundimiento, desde un rango en las zonas sobre los 100 metros entre los 22° a 38° hasta un rango entre los 2° a 18° en las zonas más cercanas al frente. Debido a lo anterior, se puede deducir que el eje del *breakout* rota hasta una posición cada vez más cercana a la horizontal, lo que implica que el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) se sitúe de manera sub vertical en las zonas aledañas al frente de socavación. Este comportamiento de los esfuerzos a escala pilar, es concordante con el patrón del campo de esfuerzos en términos de la orientación de los esfuerzos principales en secciones verticales a escala macizo rocoso (figura 6.22) propuesto por Karzulovic (2006b), en donde se observa claramente que las cavidades generadas por la minería alteran el campo de esfuerzos in situ o pre-minería definido por los esfuerzos tectónicos regionales donde el esfuerzo principal mayor tiende a orientarse en forma paralela a la superficie del terreno para posteriormente pasar a orientarse de forma paralela al perímetro de las cavidades generadas por la socavación del área a extraer. Por otra parte, el esfuerzo principal menor se hace cada vez mas horizontal en las cercanías al perímetro de la cavidad.

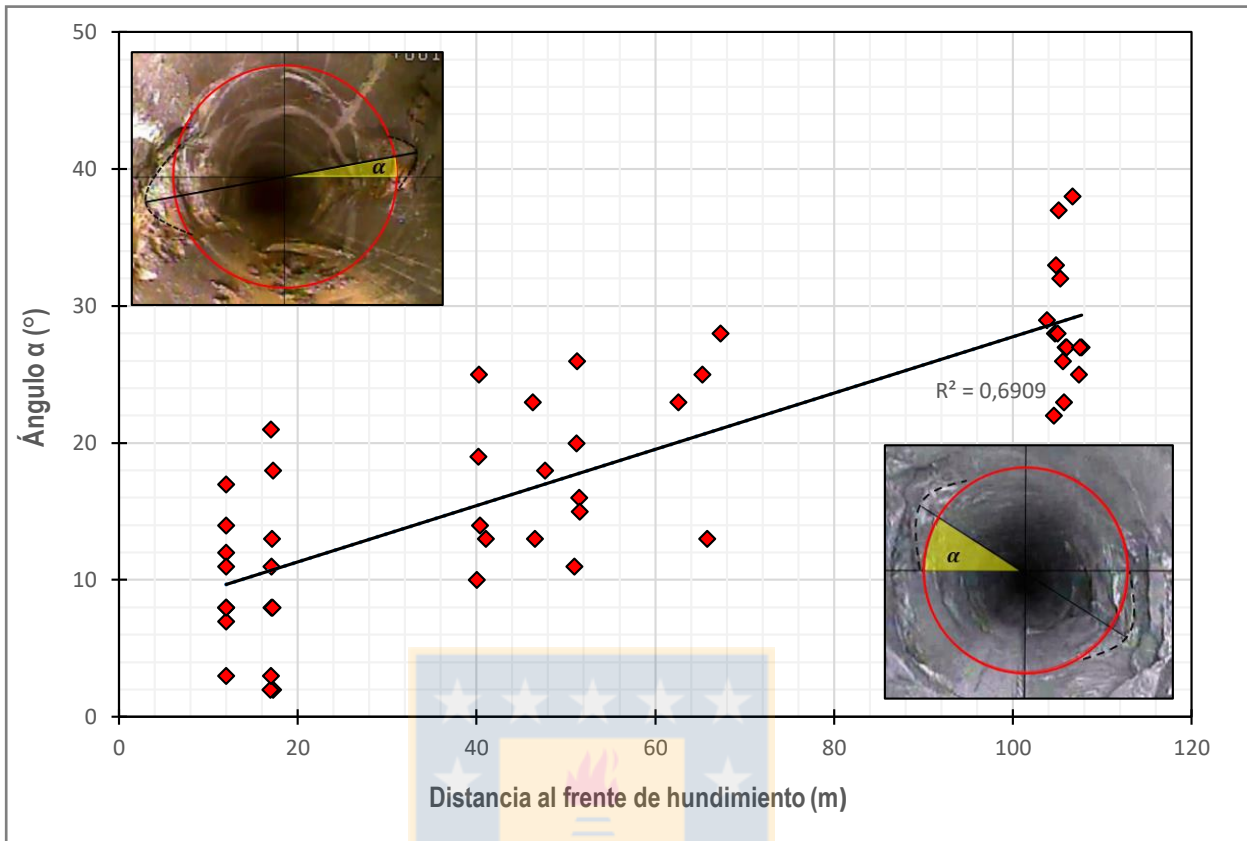


Figura 6.21. Variación del ángulo alfa vs la distancia por delante del frente de hundimiento.

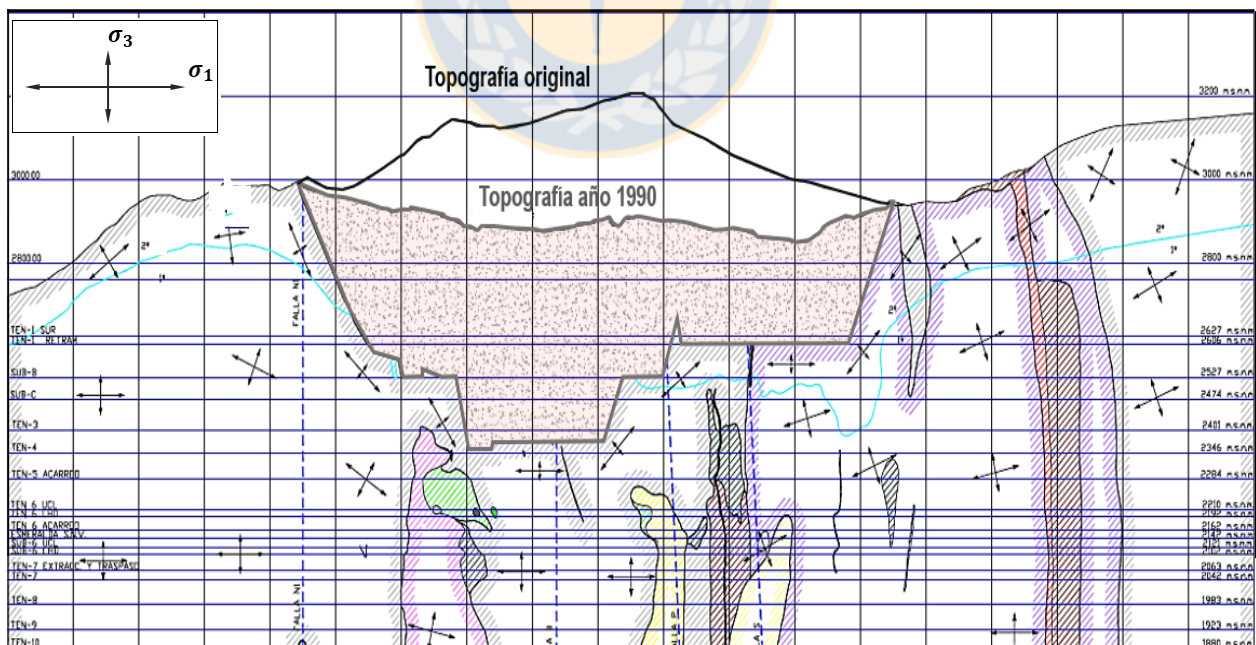


Figura 6.22. Patrón del campo de esfuerzos en la Sección vertical 1200E, considerando la condición existente, año 1990 (las flechas indican la dirección de los esfuerzos máximo y mínimo en la sección considerada). Modificado de Karzulovic, 2006b.

## 6.6. Modelo Conceptual de Esfuerzos.

Uno de los parámetros más importantes a considerar en la ingeniería de un proyecto minero subterráneo es su relación con el estado tensional en el sector que interesa; tanto *in situ*, o antes de ser afectado por la minería, como también el estado tensional inducido.

Para comprender el modo en que actúan los esfuerzos en las labores de mina El Teniente, se describe un modelo conceptual de esfuerzos (figura 6.23) el cual presenta dos momentos del estado tensional asociados al desarrollo de la actividad minera por el método de *Panel Caving* y que afectan directamente a los pilares de los diversos sectores productivos, estos corresponden a la zona de pre-minería y zona de transición (*Abutment Stress*).

Zona de Pre-minería:

- En primer lugar, existe un campo de esfuerzo a escala macizo rocoso<sup>2</sup> que pasa por zonas donde se presentan excavaciones, las cuales corresponden a las calles y a las zanjas de los diversos niveles productivos.
- El campo de esfuerzos inicial se ve alterado, aumentando específicamente en la zona donde se presentan pilares, debido a que estos, en una primera instancia soportan la carga de la columna de roca que se encuentra por encima más la carga de la columna de roca asociada a la mitad del ancho de las excavaciones que lo rodean, produciendo un primer aumento en la magnitud de los esfuerzos. Como resultado se obtiene un campo de esfuerzos a escala pilar con una magnitud mayor que la del campo inicial de esfuerzos a escala macizo rocoso.
- Como respuesta al campo de esfuerzos a escala pilar, en las perforaciones de auscultación, se desarrollan *breakouts* y los diversos daños presentes definidos por el IDP.

Zona de Transición:

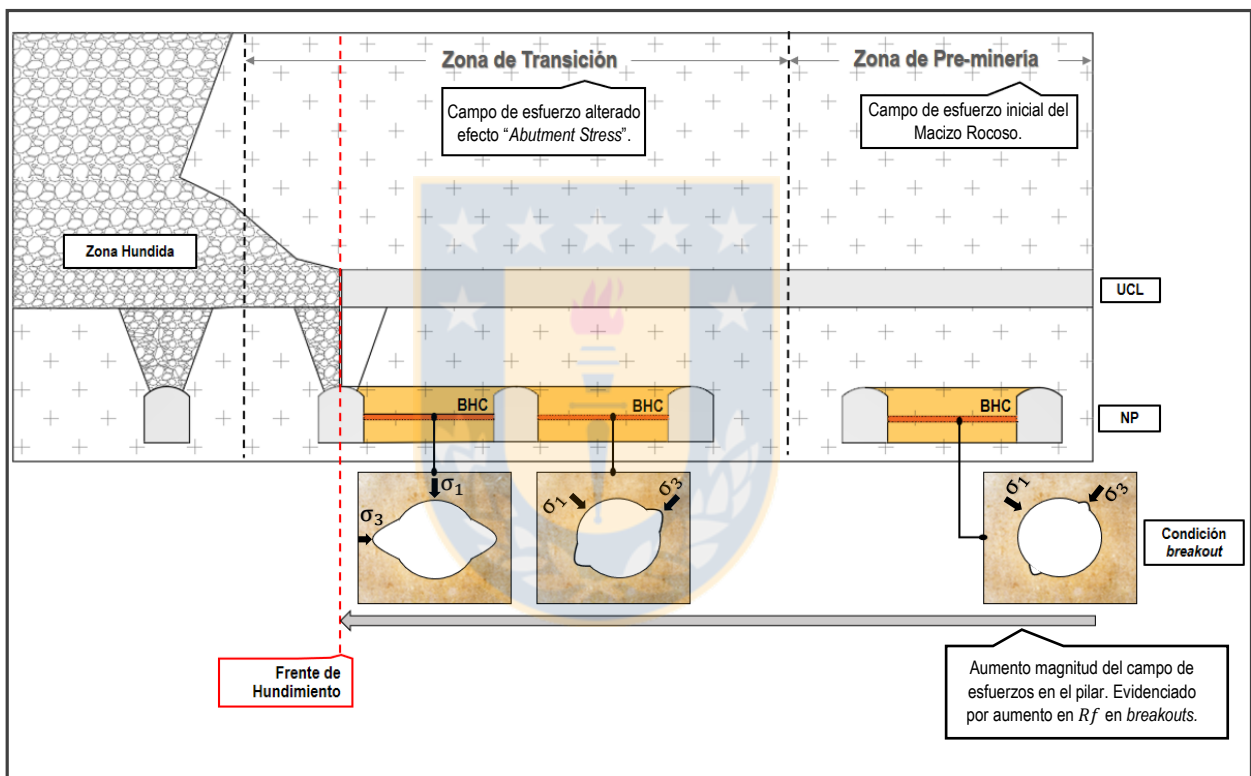
- En la zona de transición, se produce el mismo fenómeno que en la zona de pre-minería, pero el esfuerzo inicial presente en el macizo rocoso se ve afectado en términos de magnitud, debido a que se produce un aumento gradual del estado de esfuerzos por efecto

---

<sup>2</sup> Escala macizo rocoso: Se refiere a un volumen grande de material, correspondiente a un volumen representativo de la condición que se analiza, por lo que puede variar en un amplio rango. Por ejemplo, en el caso de un pilar del nivel de producción este volumen sería de unos  $2 \times 10^3 m^3$ , mientras que en el caso de un modelo a escala mina este Volumen sería de  $10^7 m^3$ .

del *Abutment Stress*, asociado también a un cambio gradual en la orientación de los esfuerzos principales.

- Lo anterior se traduce en un campo de esfuerzos a escala pilar mayor a medida que este último se encuentra más cerca del frente de socavación, como respuesta a este campo se producen *breakouts* con una mayor profundidad de daño y con un eje cada vez más horizontal, indicando una disposición subvertical del esfuerzo principal mayor en los bordes de la cavidad.



**Figura 6.23.** Modelo conceptual de esfuerzos en *Panel Caving*, Mina el Teniente. UCL: Nivel de hundimiento, NP: Nivel de producción.



## 7. DISEÑO DE PILARES.

### 7.1. Evaluación de la Resistencia de los Pilares ( $s_p$ ).

Actualmente, dos de las metodologías más utilizadas para estimar la resistencia en pilares de roca dura (aplicables a litologías encontradas en mina El Teniente), corresponden a los criterios de estabilidad de Stacey y Page (1986) y de Lunder y Pakalnis (1997). Como se demostró en el capítulo anterior, se puede asumir que existe un cierto espesor de roca “plastificada” en torno al pilar y el área que realmente está tomando carga es un pilar de menores dimensiones denominado geometría efectiva del pilar, sin embargo, ambas metodologías de diseño asumen que los pilares toman carga dentro de toda su área (geometría de diseño).

A partir de lo expuesto previamente, se plantea obtener la resistencia para la geometría de diseño y para la geometría efectiva de cada uno de los 7 pilares analizados, a partir de las metodologías semi-empíricas de Stacey y Page (1986) y de Lunder y Pakalnis (1997).

#### 7.1.1. Resultados Estimación Resistencia de Pilares Según Stacey y Page (1986).

Stacey y Page (1986) proponen que la resistencia del pilar depende de la resistencia del macizo rocoso que lo constituye, la presencia de discontinuidades y de su geometría (donde la forma y el tamaño se reflejan en la altura y ancho del pilar).

En el presente estudio, el cálculo de la resistencia del pilar por medio de esta metodología consideró el índice de calidad geotécnica  $RMR_L$  o  $IRMR$  de Laubscher y Jakubec (2001), valor que fue obtenido a partir de los planos denominados “Índices de Calidad del Macizo Rocosos”; cota 2102 para mina Pilar Norte y cota 2190 para mina Esmeralda, ambos suministrados por la Superintendencia de Geología, División El Teniente, además, de la zonación geotécnica basada en el parámetro  $P_{10}$ , parámetro fundamentado en la presencia de vetillas blandas<sup>3</sup> mayores a 1mm por metro ( $ff/m$ ), factor de entrada para determinar la resistencia del bloque de roca que conforma el

---

<sup>3</sup> Vetillas blandas: corresponden aquellas que en su relleno tienen una proporción de minerales blandos mayor a 2/3. Se consideran minerales blandos aquellos cuya dureza en la escala de Mohs es menor a 4.

macizo rocoso. De la misma manera se consideran las áreas y perímetros calculados para cada pilar (en su geometría efectiva y de diseño), además se asume un único valor para la resistencia a la compresión simple asociado a la litología más dominante presente en las perforaciones de auscultación.

En la tabla 7.2 se presentan las resistencias estimadas para la geometría de diseño y geometría efectiva para cada uno de los pilares en estudio según la metodología de Stacey y Page (1986), como resultado se obtiene que las resistencias calculadas para la geometría efectiva representan una disminución entre el 12% y el 29% de las resistencias calculadas para la geometría de diseño.

**Tabla 7.1.** Resistencia para la geometría de diseño y geometría efectiva para cada pilar obtenida a partir de la metodología de Stacey y Page (1986).

Pilar		Resistencia geometría Diseño (MPa)	Resistencia geometría Efectiva (MPa)	Variación (MPa)	% Disminución Resistencia
1	Calle 25 - 27 / Zanja 28 - 29	67,7	55,9	11,8	17
2	Calle 29 - 31 / Zanja 29 - 28	65,5	57,7	7,8	12
3	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 -24	112	90	22	20
4	Calle 25 - 27 / XC Zanja 22	85	60,3	24,7	29
5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	94,1	81	13,1	14
6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	67,1	58,9	8,2	12
7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 - 2	67,9	53,1	14,8	22

### 7.1.2. Resultados Estimación Resistencia de Pilares Según Lunder y Pakalnis (1997).

La metodología de Lunder y Pakalnis (1997) se caracteriza en dar una mayor relevancia a la geometría del pilar, específicamente a la relación ancho/alto ( $W/H$ ), asumiendo que todos los pilares que cuenten con el mismo valor de esta relación presentarán la misma resistencia, sin importar el volumen o tamaño del pilar, siempre y cuando se emplacen en una misma litología.

Para realizar el cálculo de la resistencia de pilares a través de ésta metodología, se consideran las áreas y perímetros obtenidos para cada pilar (en su geometría efectiva y de diseño),

el ancho efectivo ( $W_{eff}$ ) y de un único valor de resistencia a la compresión simple asociado a la litología más dominante presente en las perforaciones de auscultación.

En la tabla 7.1 se presentan las resistencias para la geometría de diseño y geometría efectiva para los pilares en estudio según la presente metodología, se observa que las resistencias calculadas para las geometrías efectivas representan una disminución entre el 3% y el 15% de la resistencia calculada para el pilar de diseño, también es posible advertir que el criterio predice mayores resistencias en comparación con las obtenidas por el criterio de Stacey y Page (1986).

**Tabla 7.2.** Resistencia para la geometría de diseño y geometría efectiva para cada pilar obtenida a partir de la metodología de Lunder y Pakalnis (1997).

	Pilar	Resistencia geometría Diseño (MPa)	Resistencia geometría Efectiva (MPa)	Variación (MPa)	% Disminución Resistencia
1	Calle 25 - 27 / Zanja 28 - 29	96,3	86,2	10,1	11
2	Calle 29 - 31 / Zanja 29 - 28	96,2	89,9	6,3	7
3	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 -24	117,8	114,3	3,5	3
4	Calle 25 - 27 / XC Zanja 22	101,2	95,2	6	6
5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	115	106,6	8,4	7
6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	94,8	85,1	9,7	10
7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 - 2	94,8	80,6	14,2	15

## 7.2. Evaluación del Esfuerzo Inducido Sobre los Pilares ( $\sigma_p$ ).

Para calcular la magnitud de los esfuerzos que afectan a un pilar, la sistemática más utilizada según la literatura corresponde al método del Área Tributaria. Ésta metodología asume que un pilar soportará la carga originada por el esfuerzo vertical asociado al área extraída a la excavación de las galerías, por lo tanto, la carga que actúa en el pilar quedará en función de su tamaño y el tamaño de las excavaciones adyacentes, de manera que entre más pequeño sea el tamaño del pilar en comparación con las excavaciones que lo rodean, más alto es el esfuerzo

transmitido o inducido hacia el pilar, esfuerzo que a su vez se asume que actúa con una distribución uniforme en toda la sección transversal del pilar.

La Teoría del Área Tributaria es aplicable a situaciones en las que se desarrollan pilares de tamaño similar, de cualquier forma basal, en una malla regular y amplia pero no es particularmente aplicable a depósitos irregulares y profundos, patrones de minería inconsistentes o irregulares y la presencia de campos de esfuerzo triaxial complejos (Lunder, 1994).

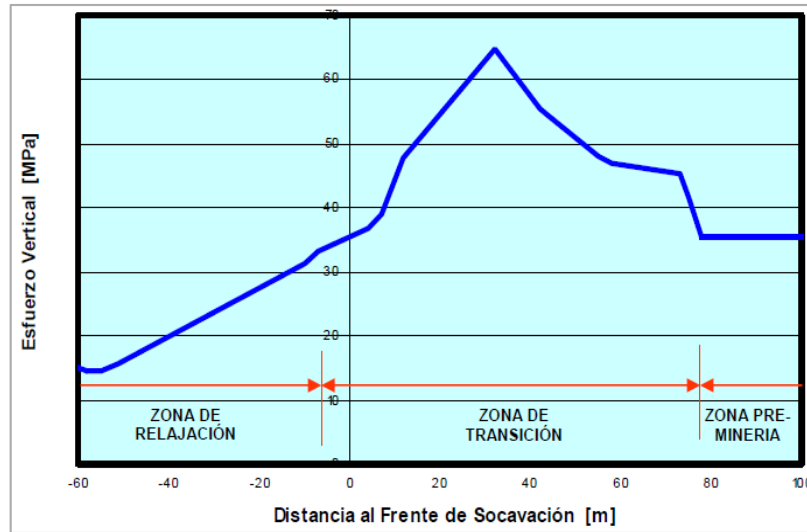
La magnitud de la componente vertical de esfuerzo ( $\sigma_v$ ) en este estudio, en condiciones de pre-minería, proviene de la campaña de mediciones de esfuerzos en la galería de exploración Pilar Sub-6 Esmeralda, considerando el tensor de esfuerzos representativo dado por las magnitudes y orientaciones definidas en la tabla 7.3. las cuales permiten determinar una magnitud de 27,2 MPa.

**Tabla 7.3.** Mediciones de esfuerzos realizadas en galería exploración Pilar Sub-6 (Seguel, 2005).

	Magnitud (MPa)	Azimut (°)	Inclinación (°)	Esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) Pre-minería (MPa)
Esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ )	41,1	44,8	-21,7	27,2
Esfuerzo principal intermedio ( $\sigma_2$ )	31,4	159,1	-46	
Esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ )	11,4	298	-30,8	

Al considerar la influencia de la minería en la zona de transición, se puede convenir que el esfuerzo vertical alcanza aproximadamente el doble de la magnitud que presenta en la zona de pre-minería, tal como se muestra en el gráfico de la figura 7.2 el cual representa la variación del esfuerzo vertical in situ ( $\sigma_v$ ) versus la distancia al frente de socavación en Mina Esmeralda (Pardo y Cavieres, 2001), teniendo en cuenta esto, es posible asumir que el esfuerzo vertical máximo que se encuentra actuando en la zona de transición puede llegar a presentar una magnitud de 54,4 MPa.

La tabla 7.4 muestra la magnitud calculada del esfuerzo inducido ( $\sigma_p$ ) para cada uno los siete pilares en estudio considerando el área de su geometría de diseño y de su geometría efectiva, teniendo como premisa que en su condición actual se encuentran sometidos a un estado de máximo *Abutment Stress*. Como Área Tributaria para ambos casos se consideró el área del polígono formado a partir de la mitad del ancho de las galerías definidas para el nivel de producción (4 metros) y para el nivel de hundimiento (3.6 metros).



**Figura 7.1.** Esfuerzo vertical medido vs distancia al frente de socavación en la mina Esmeralda del yacimiento El Teniente (Tomado de Pardo y Cavieres, 2001).

**Tabla 7.4.** Resumen del esfuerzo inducido estimado para los pilares ( $\sigma_p$ ) para su geometría de diseño y efectiva.

	Pilar	Área Tributaria ( $m^2$ )	Geometría	Esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) MPa	Esfuerzo inducido ( $\sigma_p$ ) MPa
1	Calle 25 - 27 / Zanja 28 - 29	519,6	Diseño	54,4	78,8
			Efectiva	54,4	140,1
2	Calle 29 - 31 / Zanja 29 - 28	519,6	Diseño	54,4	77,5
			Efectiva	54,4	112,4
3	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 -24	586,9	Diseño	54,4	79,3
			Efectiva	54,4	104,0
4	Calle 25 - 27 / XC Zanja 22	759,1	Diseño	54,4	77,4
			Efectiva	54,4	133,0
5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	602,7	Diseño	54,4	86,7
			Efectiva	54,4	138,0
6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	602,7	Diseño	54,4	95,7
			Efectiva	54,4	215,0
7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 - 2	602,7	Diseño	54,4	96,1
			Efectiva	54,4	167,0

### 7.3. Análisis de la Condición de Estabilidad de los Pilares.

Finalmente es posible calcular el Factor de Seguridad “F.S”, factor que actúa como índice en la condición de estabilidad de los pilares y que queda definido como la razón entre la

resistencia del pilar ( $s_p$ ) (capacidad del sistema) y el esfuerzo axial inducido ( $\sigma_p$ ) (valor del requerimiento). El Factor de Seguridad empleado generalmente en materia de estabilidad de pilares, considera como criterio de aceptabilidad un  $F.S > 1,4$ . Luego, se considera que no se cumple el criterio y existe inestabilidad cuando  $1,4 > F.S > 1$ . Finalmente se considera  $FS < 1$  cuando hay una potencial falla. En la tabla 7.5 se muestran los factores de seguridad obtenidos para cada pilar, en su geometría de diseño y efectiva, utilizando como valores de entrada las resistencias obtenidas a partir de las metodologías anteriormente descritas y como requerimiento el esfuerzo inducido obtenido mediante la metodología del Área Tributaria

Al considerar los pilares (ya sea en su geometría de diseño y geometría efectiva) en condición de máximo *Abutment Stress*, los factores de seguridad obtenidos son bajos e indican que se encuentran casi en su totalidad en una condición de inestabilidad y de presentar una potencial falla, destacando que sólo la geometría de diseño del pilar ubicado entre las Calles 31 - 33 / XC Zanja 23 - 24 cumple con el criterio de aceptabilidad

**Tabla 7.5.** Resistencia, esfuerzo inducido y factores de seguridad (F.S) para los pilares en estudio.




Pilar	Geometría	Esfuerzo inducido (MPa)	Resistencia (MPa)		Factor de Seguridad		
			Lunder y Pakalnis (1997)	Stacey y Page (1986)	Lunder y Pakalnis (1997)	Stacey y Page (1986)	
1	Calle 25 - 27 / Zanja 28 - 29	Diseño	78,8	96,3	67,7	1,22	0,86
	Efectiva	140,1	86,2	55,9	0,62	0,40	
2	Calle 29 - 31 / Zanja 29 - 28	Diseño	77,5	96,2	65,5	1,24	0,85
	Efectiva	112,4	89,9	57,7	0,80	0,51	
3	Calle 31 - 33 / XC Zanja 23 -24	Diseño	79,3	117,8	112	1,49	1,41
	Efectiva	104,0	114,3	90	1,10	0,87	
4	Calle 25 - 27 / XC Zanja 22	Diseño	77,4	101,2	85	1,31	1,10
	Efectiva	133,0	95,2	60,3	0,72	0,45	
5	Calle 1 - 2 / Zanja 4 - 5	Diseño	86,7	115,0	94,1	1,33	1,09
	Efectiva	138,0	106,6	81,0	0,77	0,59	
6	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	Diseño	95,7	94,8	67,1	0,99	0,70
	Efectiva	215,0	85,1	58,9	0,40	0,27	
7	Calle 5 - 4 / Zanja 1 - 2	Diseño	96,1	94,8	67,9	0,99	0,71
	Efectiva	167,0	80,6	53,1	0,48	0,32	

$FS \geq 1,4$ Estable		$1,4 > FS \geq 1$ inestable		$FS < 1$ P. Falla	
--------------------------	--	--------------------------------	--	----------------------	--

Si bien se asume que los pilares estudiados están en una condición de máximo *Abutment Stress*, varios de ellos podrían estar cercanos o afectados por esta condición, debido a esto, los resultados anteriores llaman fuertemente la atención ya que estos no coinciden con el estado de los pilares percibido en terreno y en las auscultaciones realizadas por medio de la *Borehole Camera*, en donde los pilares estudiados solo presentan daño en los bordes o “descostramientos”, mientras que hacia la zona interior del pilar no se observan estructuras abiertas ni mucho menos fracturas que atraviesan el núcleo del pilar, condición asociada a un pilar fallado, según lo expuesto por Lunder y Pakalnis (1997) en la tabla 7.6.

**Tabla 7.6.** Clasificación de estabilidad de pilares, modificado de Lunder y Pakalnis (1997).

Clasificación Estabilidad del Pilar	Condición Observada en el Pilar
 <p>Pilar Estable – Clase 1</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>No hay signos de fracturas inducidas por esfuerzos.</li> </ul>
 <p>Pilar Inestable – Clase 2</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Esquinas superiores quebradas.</li> </ul>
 <p>Pilar Inestable – Clase 3</p>	Fracturamiento en paredes y hacia zona interna.
	Largo de fracturas menor a la mitad del alto del pilar.
 <p>Pilar Inestable – Clase 4</p>	Apertura de fracturas menor a 5 mm.
	Largo de fracturas mayor a la mitad del alto del pilar.
 <p>Pilar Fallado – Clase 5</p>	Desintegración del pilar.
	Bloques se desprenden y caen hacia afuera.
	Apertura de las fracturas mayor que 10 mm.
	Fracturas que atraviesan el centro del pilar.

Los tiros de auscultación analizados anteriormente han demostrado a través de los distintos tipos de daño asociados a la curva esfuerzo-deformación y la consecuente ubicación de los *breakouts*, que la distribución de esfuerzos dentro de un pilar no es uniforme, esto coincide con lo propuesto por Brady y Brown (2004), quienes indican como una de las limitaciones implícitas al usar el método del Área Tributaria es utilizar el esfuerzo axial como una cantidad conveniente para representar el estado de carga del pilar asumiendo un isotropismo no considerando posibles contactos litológicos, condiciones estructurales y geométricas que presenta el pilar, las cuales podrían variar localmente la distribución de los esfuerzos dentro del mismo pilar, por lo que se puede concluir que utilizar el método del Área Tributaria para estimar la carga que actúa sobre el pilar no sería conveniente.

Considerando lo anterior es posible proponer un Factor de Seguridad en términos de fuerza y no de esfuerzo, con el objetivo de obtener un Factor de Seguridad más representativo a la condición de los pilares, el cual queda expresado de la siguiente forma:

$$\text{Factor de Seguridad} = \frac{\text{Fuerza resistente del pilar } (F_p)}{\text{Fuerza redistribuida en el pilar } (F_r)}$$

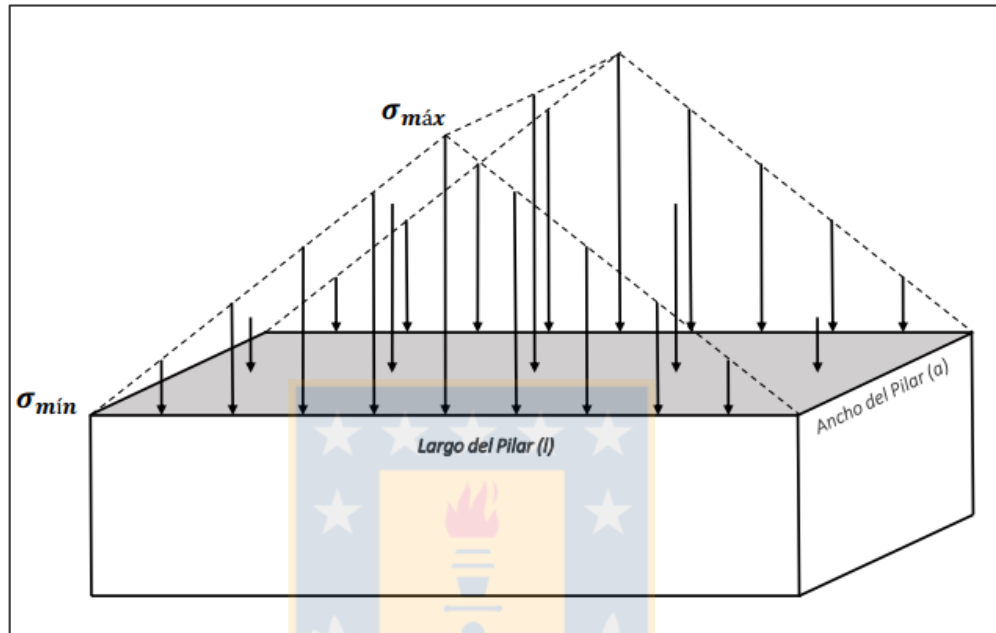
Donde:

- La fuerza resistente del pilar ( $F_p$ ) se obtiene a partir del área basal del pilar ( $A_p$ ) por su resistencia ( $S_p$ ) en MPa.
- La fuerza redistribuida en el pilar ( $F_r$ ), obtenida a partir del área bajo la curva de la función o las funciones que se ajustan de mejor manera a la distribución del esfuerzo a lo largo de un pilar  $f\sigma(l)$  por su ancho ( $a$ ).

De acuerdo a lo observado en las auscultaciones y de forma teórica, se puede asumir que la carga que actúa sobre un pilar se distribuye de forma heterogénea dentro de éste, de manera que en respuesta a esta carga se producen esfuerzos inducidos mínimos e igual a cero en los bordes, los cuales aumentan a un valor máximo en la zona central del pilar (figura 7.3). Dada la orientación



sub vertical identificada para el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) los valores obtenidos a partir de los *breakouts*, constituyen una buena aproximación del esfuerzo máximo inducido que podría actuar sobre los pilares de roca.



**Figura 7.2.** Distribución triangular de las cargas a lo largo del eje longitudinal del pilar.

De esta manera la fuerza redistribuida en el pilar queda representada por la siguiente ecuación:

$$F_r = a \times 2 \times \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\sigma_{máx}}{\frac{l}{2}} X dx$$

$$F_r = a \times l \times \frac{\sigma_{máx}}{2}$$

Finalmente, reemplazando en la nueva expresión para el Factor de Seguridad propuesta se obtiene que:

$$\text{Factor de Seguridad} = \frac{2 \times S_p}{\sigma_{máx}}$$

El procedimiento anterior se podría aplicar a distintas distribuciones de esfuerzos que se podrían presentar en el pilar con el fin de obtener Factores de Seguridad más representativos y más ajustados a un requerimiento real, sin embargo, también se propone comparar posteriormente estos resultados con las condiciones en las que se presentan los pilares en terreno para obtener el valor óptimo del Factor de Seguridad que cumpla con el criterio de aceptabilidad.



## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- Al realizar el análisis de pilares a partir de perforaciones de auscultación por medio de *Borehole Camera* se puede establecer que existe una correlación entre el parámetro geomecánico IDP y el parámetro RQD. Altos valores de RQD se asocian a valores IDP tipo I, II y III lo que indica que en estos sectores ubicados principalmente hacia la zona interna y hacia el núcleo del pilar, son los que aún se encuentran aceptando carga. Esta carga a su vez es diferenciada, es decir, no es pareja a lo largo del pilar. Caso contrario se observa hacia los bordes del pilar donde valores bajos de RQD se relacionan con un IDP tipo IV, lo cual demuestra un deterioro y una baja capacidad de tomar carga según la curva esfuerzo-deformación.
- La principal condición de inestabilidad presente en los pilares se asocia al daño tipo IV observado en los tramos iniciales de los tiros de auscultación, algunos autores llaman a esto “descostramiento”, lo que se traduce en una pérdida de sección y de confinamiento del núcleo pilar.
- Se pudo definir una geometría efectiva del pilar la cual asume mayoritariamente la carga que se le aplica, ésta se logró determinar por proyecciones del daño en el pilar. Debido a que la forma de los pilares puede variar (presentar puntos de vaciados u otras singularidades) se puede integrar esta aproximación con la técnica de tomografía sísmica, debido a que ésta nos entrega una radiografía más acabada de la condición interna del macizo rocoso.
- Una de las observaciones más importantes en las auscultaciones de los pilares corresponden a la presencia del IDP tipo III, también conocido como daño “oreja de perro” o daño tipo *breakout*, condición que se produce en respuesta a la anisotropía de esfuerzos generada por la perforación. Considerando esto, los *breakouts* nos pueden entregar información valiosa sobre la condición del estado tensional que rodea a la perforación, en este caso cuantificar la magnitud del estado

tensional que afecta al pilar, además de la dirección en la cual se orientan los esfuerzos principales.

- Considerando la profundidad de daño ( $Rf$ ) observada en *breakouts* presentes en perforaciones de auscultación de pilares, es posible afirmar lo siguiente:
  - a) Varía dentro de una misma perforación de auscultación, demostrando nuevamente que la distribución de los esfuerzos no es homogénea.
  - b) Aumenta a medida que se encuentra más cerca al frente de socavación, dejando en evidencia el incremento en la magnitud de los esfuerzos a escala pilar, producto de la condición de *Abutment Stress* que se produce por delante del frente.
  - c) Se relaciona con el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) por medio de la relación  $\sigma_1 = \sigma_{\theta_{m\acute{a}x}}/3 - C_{pav}$ , con la cual se estimaron magnitudes presentes en pilares ubicados en zona de pre-minería con valores máximos dentro de un rango entre los 65 y 75 MPa, mientras que en zona de transición entre 90 y 135 MPa.
- Considerando la disposición del eje del *breakout* (orientación del esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ )) se concluye que:
  - a) Existe una tendencia a que adopte una posición cada vez más horizontal a medida que el *breakout* se encuentre más próximo a la ubicación del frente de hundimiento, mientras que el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) se orienta de manera cada vez más de manera vertical. Condición contraria se espera a que ocurra en sectores alejados de la minería.
  - b) Dada la orientación sub vertical identificada para ( $\sigma_1$ ) los valores obtenidos anteriormente, constituyen una buena aproximación del esfuerzo máximo que podría actuar en los pilares a una distancia determinada por delante del frente de socavación.
- Como se menciona y queda demostrado, el campo de esfuerzo en el pilar depende en gran medida de su ubicación respecto al frente de hundimiento, por lo que se recomienda realizar más auscultaciones que abarquen toda la zona de transición con el objetivo de delimitar con

más detalle y de mejor manera la variación de la su magnitud y la orientación de los esfuerzos.

- Las fórmulas empíricas de resistencia de pilares se basan principalmente en el parámetro ( $W/H$ ) lo que se traduce en un cierto nivel de confinamiento en el núcleo pilar. Si se considera despreciable la resistencia residual proporcionada por los bordes de los pilares, la resistencia media de los pilares en estudio se ve disminuida entre un 3% y un 15% para la metodología de Lunder & Pakalnis (1997), mientras que para la metodología de Stacey y Page (1986) disminuye entre un 12% y un 29%.
- Al evaluar la carga que actúa sobre un pilar a través de la metodología del Área Tributaria se asumen varias limitaciones, una de ellas es que restringe toda su atención al esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) que afecta al pilar y no considera la orientación del campo de esfuerzos completo, también asume que el esfuerzo que actúa se distribuye de manera uniforme, condición que se contradice con lo observado en los tiros de auscultación.
- Los factores de seguridad obtenidos al utilizar la metodología del Área Tributaria para estimar el esfuerzo inducido sobre el pilar ( $\sigma_p$ ) asumiendo una situación de máximo *Abutment Stress* y un esfuerzo vertical aproximado de 55 MPa, para la mayoría de los casos, son menores a 1, lo que indica que los pilares ubicados en la zona de transición pueden estar presentes en una condición de potencial falla. Sin embargo, de acuerdo al comportamiento observado mediante *BHC* y en terreno, éstos solo presentan daño en sus bordes por lo que se puede concluir que utilizar esta metodología para estimar la carga solicitante subestima el Factor de Seguridad.
- Finalmente se propone un Factor de Seguridad en términos de fuerza, donde la carga aplicada sobre el pilar se obtiene a partir de la función que define de mejor manera como se distribuye el esfuerzo principal ( $\sigma_1$ ) a lo largo del pilar.

## 9. REFERENCIAS.

Amadei, B. y Stephansson, O. 1997. Rock stress and its measurement. Chapman & Hall: 499 pp. Londres.

Arévalo, A. y Floody, R. 1995. Modelo global de alteración y mineralización. Estudio geometalúrgico del mineral a explotar a mediano y largo plazo. Informe inédito. CODELCO-Chile, División El Teniente, Superintendencia Geología: 158 pp. Rancagua.

Babcock, E.A. 1978. Measurements of subsurface fractures from dipmeter logs. Am. Assoc. Petrol. Geologist Bull N°62: 1111-1.

Brady, B. y Brown, E. 1992. Rock Mechanics for Underground Mining, second ed., Chapman and Hall: 628 pp. London.

Brady, B. y Brown, E. 2004. Rock mechanics for underground mining. 3rd Edition. Kluwer Academic Publishers.

Brzovic, A. 1996. Geología y Geotecnia sector Quebrada Teniente. Informe de Avance N° 5: 11 pp. Rancagua.

Brzovic, A.; Quezada, O. y Villegas, F. 1998. Geotecnia de pilares Teniente Sub-6 Nivel de Producción. Superintendencia de Geología, CODELCO, División El Teniente. Informe interno GL-298/98.

Camus, E. 1975. Geology of the El Teniente ore body with emphasis on wall-rock. CODELCO-Chile, División El Teniente, Superintendencia Geología: 141 pp. Rancagua.

Casamiquela, R. y Fasola, A. 1968. Sobre pisadas de dinosaurios del Cretácico Inferior de Colchagua(Chile). Departamento de Geología de la Universidad de Chile 30: 1-24 pp.

Charrier, R. 1973. Geología de las Provincias O'Higgins y Colchagua. Instituto de Investigación de Recursos Naturales (IREN), Publicación 7: 69 pp. Santiago.

Charrier, R. 1981. Mesozoic and Cenozoic Stratigraphy of the central Argentinean-Chilenean Andes (32°-35° S) and Cronology of their Tectonic Evolution. Zentralblatt für Mineralogie, Geologie und Paleontologie: 344-355. Stuttgart.

Charrier, R. 1982. La Formación Leñas-Espinoza: Redefinición, petrografía y ambiente de sedimentación. Revista Geológica de Chile, N°17: 71-82 pp.

Charrier, R. 1983. Carta Geológica de Chile. Escala 1:250.000. Hoja El Teniente. Departamento de Geología, Universidad de Chile (Inédito), N° 929: 176 pp. Santiago.

Charrier, R. y Munizaga, F. 1979. Edades K-Ar de volcánicas cenozoicas del sector cordillerano del Río Cachapoal (34°15'L.S.). Revista Geológica de Chile, Vol. 7: 41-51. Santiago.

Charrier, R.; Wyss, A.; Flynn, J.; Swisher III, C.; Spichiger, S. y Zapatta, F. 1994. Nuevos antecedentes estratigráficos y estructurales para las formaciones Coya- Machalí y Abanico, entre los 33°50' y 35° S, Cordillera Principal Chilena. Actas VII Congreso Geológico Chileno: 1.316-1.319. Concepción.

Charrier, R.; Wyss, A.; Flynn, J.; Swisher III, C.; Mark, N.; Zapatta, F.; Mckenna, M., Novacek, N. 1996. New evidence for Late Mesozoic-Early Cenozoic evolution of the Chilean Andes in the Upper Tinguiririca Valley (35° S, Central Chile). *Journal of South American Earth Sciences*, Vol. 9, N° 5, Universidad de Chile, Departamento de Geología: 393-422. Santiago.

Charrier, R.; Baeza, O.; Elgueta, S.; Flynn, J.; Gans, P.; Kay, S.; MUÑOZ, N.; Wyss, A. y Zuritabell, E. 2002. Evidence for Cenozoic Extensional Basin Development and Tectonic Inversión South of the Flat Slab Segment, Southern Central Andes, Chile (33°-36° L.S.). *South American Earth Sciences*: 23 pp.

Coates, D. 1981. Rock dynamics. *Rock Mechanics Principles*. Department of Energy, Mines and Resources: 874 pp.

Covacevich, V. 1976. Fauna Valanginiana de Península Byers, Isla Livingston, Antártica. *Revista Geológica de Chile*, N°3: 25-56 pp.

Cuadra, P. 1986. Geocronología K-Ar del yacimiento El Teniente y áreas adyacentes. *Revista Geológica de Chile*, N° 27: 3-26. Santiago.

Davidson, J. 1971. Tectónica y Paleogeografía de la Cordillera Principal en el área de la Nacientes del Teno Curicó, Chile: Memoria para optar al Título de Geólogo (Inédito), Departamento de Geología, Universidad de Chile: 160 pp. Santiago.

Davidson, J. y Mpodozis, C. 1991. Regional geologic setting of epithermal gold deposits, Chile. *Economic Geology*, Vol. 86, N°6: 1174 – 1186.

Davidson, J. y Vicente, J. 1973. Características paleogeográficas y estructurales del área fronteriza de las Nacientes del Teno (Chile) y Santa Elena (Argentina) (Cordillera Principal, 35° a 35°15' latitud S). Actas V Congreso Geológico Argentino, Vol. 5: 11-55. Buenos Aires.

De los Santos, C. 2011. Efectos de la mineralogía, alteración y geometría en la resistencia mecánica de las ventillas, mina El Teniente, región del Libertador Bernardo O'Higgins. Memoria para optar al Título de Geólogo. Universidad de Concepción, Facultad de Ciencias Químicas, Departamento Ciencias de la Tierra. Concepción, Chile.

Deere, D.U. y Deere, D.W. 1988. "The rock quality designation (RQD) index in practice. In *Rock classification systems for engineering purposes*", (ed. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984: 91-101. Philadelphia.

Drake, R.; Charrier, R.; Thiele, R.; Munizaga, F.; Padilla, H.; Vergara, M. 1982. Distribución y edades K/Ar de volcanitas post-neocomianas en la Cordillera Principal entre 32° y 36°L.S.: implicancias estratigráficas y tectónicas para el meso-cenozoico de Chile Central. In Congreso Geológico Chileno, No. 3, Actas, p. D43-D73. Concepción.

Falcón, M. y Rivera, O. 1998. Estudio geológico distrital de la División El Teniente de CODELCO-Chile, escala 1:25.000. Informe inédito. Vicepresidencia de Exploraciones y Asociaciones Mineras, CODELCO-Chile: 108 pp. Santiago.

Floody, R. y Huete, C. 1998. Potencial Distrito Teniente. Gerencia de Exploraciones, CODELCO-Chile (Inédito): 49 pp. Rancagua.

Gana, P. y Wall, R. 1997. Evidencias geocronológicas  $^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$  y K-Ar de un hiatus cretácico superior-eoceno en Chile central (33-33°30'S). Revista Geológica de Chile, Vol. 24, 145-163pp.

Garrido, I. 1992. Resumen nuevo modelo Geológico-Estructural y Geotécnico Yacimiento El Teniente: CODELCO-Chile, División El Teniente, Superintendencia. Rancagua.

Garrido, I. 1995. Geología estructural del distrito, la Mina El Teniente y situación geodinámica regional. Proyecto Geodinámico Mina El Teniente, Proyecto API-1-1689. Superintendencia de Geología, CODELCO-Chile, División El Teniente. Reporte interno, Vol.1: 61 pp. Rancagua.

Garrido, I.; Riveros, M.; Cladouhos, T.; Espiñeira, D. y Allmendinger, R. 1994. Modelo Geológico-Estructural, yacimiento El Teniente. Actas VII Congreso Geológico Chileno, Vol. 2: 1.553-1.558. Concepción.

Godoy, E. 1993. Geología del Área entre los ríos Claro del Maipo y Cachapoal. Informe Final Proyecto CODELCO y SERNAGEOMIN, Vol. 1: 67 pp. Santiago.

Godoy, E.; Castelli, J.C.; López, MC. y Rivera, O. 1988. ... Y Klhon tenía razón: La Formación Colimapu recupera sus miembros basales. In Congreso Geológico Chileno, N°5, Actas, Vol.3, p. H101-120. Santiago.

Godoy, E.; Lara, L. y Burmester, R.1994. El "Lahar" Cuaternario Colón-Coya: Una avalancha de Detritos Pliocena. VII Congreso Geológico Chileno, Actas Vol. I: 305-309. Concepción.

Gómez, R. 2001. Geología de las Unidades Volcanogénicas Cenozoicas del Área Industrial de la Mina El Teniente, entre Colón y Coya, Cordillera Principal de Rancagua, VI Región. Memoria de Título (Inédito), Universidad de Chile, Departamento de Geología, 143 pp. Santiago.

González, O. y Vergara, M. 1962. Reconocimiento geológico de la Cordillera de Los Andes entre los paralelos 35° y 38° latitud sur. Instituto de Geología, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

González, R.; Muñoz, R.; Vallejos, J. y Delonca, A. 2016. Characterization and monitoring of the stress state of production pillars at El Teniente, Codelco, Chile. Seventh International Conference & Exhibition on Mass Mining – MassMin 2016. Paper Number: 124. Sydney.



Hajiabdolmajid, V.; Kaiser, P.K. y Martin, C D. 2002. Modelling brittle failure of rock. *Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr.* 39(6):731-741.

Hoek, E. y Brown E.T. 1980. *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy: 527 pp.

Hoek, E.; Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. 1995. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. AA Balkema: 235pp. Rotterdam.

Howell, F. y Molloy, J. 1960. Geology of the Braden Orebody, Chile. *Economic Geology*, Vol. 55: 863-905.

Kaiser, P.K.; Kim, B.; Bewick, R.P. y Valley, B. 2010. Rock mass strength at depth and implications for pillar design. *Mining Technology*, 120:3, 170-179 pp.

Karzulovic, A. 2001a. Propiedades geomecánicas de las estructuras en roca primaria, Mina El Teniente. Superintendencia Planificación Minco. CODELCO, El Teniente. Inédito. Estudio DT-CG-01-003.

Karzulovic, A. 2001b. Altura de Roca primaria en minería por *Panel Caving*. CODELCO, El Teniente. Inédito.

Karzulovic, A. 2006a. Criterios de homologación para una minería en roca primaria. Estudio DT-CG-2006-02. CODELCO-Chile, División El Teniente. 159pp. Santiago.

Karzulovic, A. 2006b. Modelo conceptual del campo de esfuerzos en mina El Teniente. Estudio DT-CG-2006-02. CODELCO-Chile, División El Teniente. 98pp. Santiago.

Karzulovic, A.; Díaz, J.; Riveros, M.; Villarroel, C. y Karzulovic, I. 1998. Evaluación geotécnica métodos de socavación previa y avanzada, Mina El Teniente. Informe técnico de AKL para División El Teniente de CODELCO.

Kay, S. y Mpodozis, C. 2002. Magmatism as a probe to the Neogene shallowing of the Nazca plate beneath the modern Chilean flat-slab. *Journal of South American Earth Sciences* 15: 39-57.

Kay, S.; Mpodozis, C.; Ramos, V. y Munizaga, F. 1991. Magma Source Variations for Mid-Late Tertiary Magmatic Rocks Associated With a Shallowing Subduction Zone and a Thickening Crust in the Central Andes (28-33°S), Andean Magmatism and its Tectonic Setting: *Geological Society of America Special Paper* 265: 113-137.

Kirsch, G. 1898. *Die Theorie der elastizität Und die bedürfnisse der festigkeitslehre* (Springer).

Klohn, C. 1957. Estudio actual del estudio geológico de la Formación Porfírica. *Rev. Minerales* No 50. 1 – 12pp. Santiago.

Klohn, C. 1960. Geología de la Cordillera de los Andes de Chile Central, Prov. de Santiago, Colchagua y Curicó. Instituto de Investigaciones Geológicas, *Boletín* N° 8: 95 pp. Santiago.

Kurtz, A., Kay, S., Charrier, R. y Farrar, E. 1997. Geochronology of Miocene plutons and exhumation history of the El Teniente region, Central Chile (34°-35°). *Revista Geológica de Chile*, Vol. 16: 145-162. Santiago.

Lannacchione, A.T. 1999. Analysis of pillar design practices and techniques for U.S. limestone mines, *Trans. Instn. Min. Metall.* (sect. A: Min. Industry), 108, September-December pp. A152-A1 60.

Laubscher, D. H. y Jakubec, J. 2001. The IRMR/MRMR rock mass classification system for jointed rock masses. *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*, (Eds: W A Hustrulid and R L Bullock), 475-481. Society for Mining, Metallurgy and Exploration: Littleton, Colorado.

Lunder, P.J. 1994. Hard rock pillar strength estimation: An applied empirical approach. M.A.S.c thesis, The University of British Columbia.

Lunder, P.J. y Pakalnis, R. 1997. Determination of the strength of hard-rock mine pillars. *Bull. Can. Inst. Min. Metall.* 90; p. 51-55.

Madrid, A. 2005. Identificación de los diferentes estados del macizo rocoso a través de nuevas tecnologías de instrumentación geomecánica. División El Teniente, Codelco. Chile. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil en Minas. Universidad de Santiago de Chile. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería en Minas.

Maksaev, V. 2001. Reseña metalogénica de Chile y de los procesos que determinan la metalogénesis andina. Apuntes curso Metalogénesis Semestre Primavera 2004 (Unpublished), Universidad de Chile, Departamento de Geología: 63 pp. Santiago.

Maksaev, V.; Munizaga, F. y Tassinari, C. 2014. Timing of the magmatism of the paleo-Pacific border of Gondwana: U-Pb geochronology of Late Paleozoic to Early Mesozoic igneous rocks of the north Chilean Andes between 20° and 31°S. *Andean Geology* 41 (3): 447-506.

Maksaev, V.; Munizaga, F.; McWilliams, M.; Fanning, M.; Mathur, R.; Ruiz, J. y Zentilli, M. 2004. New Chronology for El Teniente, Chilean Andes, from UPb, 40Ar/39Ar, Re-Os, and Fission-Track Dating: Implications for the Evolution of a Supergiant Porphyry Cu-Mo Deposit. *Society of Economic Geologists, Special Publication 11*: 15-54.

Martin, C.D.; Kaiser, P.K. y McCreath, D.R. 1999. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels, *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1):136-151.

Millán, J. 2014. Revisión de propiedades físico - mecánicas de Roca Intacta y Fallas de El Teniente. Informe interno GRMD-SGL-INF-81-2014. Superintendencia Geología, División El Teniente, Codelco - Chile.

Munizaga, F.; Makshev, V.; Mathuer, R.; Ruiz, J.; McWilliams, M. y Thiele, K. 2002. Understanding molybdenite Re-Os ages from the El Teniente porphyry copper deposit, Chile. 2002 Denver Annual Meeting (October 27-30, 2002), Paper N° 1: 5-152.

Muñoz, R.; González, R.; Jorquiera, P.; Olgún, S. y Cubillos, J. 2015. Monitoreo integrado mediante tomografías y tiros de auscultación, pilares del nivel de producción, mina Pilar Norte. Gerencia Recursos Mineros y Desarrollo, División El Teniente, CODELCO-CHILE. GRMD-SGM-I-12-2015: 63 pp. Rancagua.

Muñoz, R.; Jorquiera, P. y Balboa, S. 2018. Integrated monitoring with tomographies and borehole inspection in pillars of production level in pilar norte – El Teniente mine. SASORE, tercer simposio sudamericano de excavaciones en roca. Santiago.

Ojeda, J.; Hernández, E.; Ossandón, G.; Enrione, A. y Mestre, A. 1980. El Pórfido Cuprífero El Teniente. Informe Inédito. CODELCO-Chile, División El Teniente: 76 pp. Rancagua.

Pardo, C. y Cavieres, J. 2001. Evaluación geomecánica de la sala de chancado, ingeniería geomecánica básica proyecto Diablo Regimiento. Informe Interno PL-I-107/2001, Superintendencia Planificación, División El Teniente, CODELCO-Chile.

Rivera, O. y Cembrano, J. 2000. Modelo de formación de cuencas volcanotectónicas en zonas de transferencia oblicuas a la cadena andina: El caso de las cuencas Oligo-Miocenas de Chile Central y su relación con estructuras NNW-NW (33° 00' -34° 30' S). Actas IX Congreso Geológico Chileno. Vol. I: 31-636. Puerto Varas.

Rivera, O. y Falcón, F. 2000. Secuencias de relleno de cuencas volcano-tectónicas transversales Oligoceno-Miocenas en los alrededores del Yacimiento El Teniente (33° 45' -34° 30' S). Actas IX Congreso Geológico Chileno: Vol. I: 819-823. Puerto Varas.

Rojas, A. 2002. Petrografía & geoquímica del Pórfido Teniente, Ubicado en el Sector Norte del Yacimiento El Teniente, Provincia de Cachapoal, VI Región, Chile. Memoria para optar al Título de Geólogo (Inédito), Universidad de Concepción, Departamento Ciencias de la Tierra: 133 pp. Concepción.

Rubio, J. y Seguel, J. 2005. Auscultación de pilares en zona de transición nivel de hundimiento mina Esmeralda. Superintendencia de Geología. Codelco, División El Teniente. SGM-I-2005. 39pp. Rancagua.

Santander, E. y Rivero, M. 2002. Estimación de la condición de estabilidad de excavaciones mineras mediante la utilización del Índice de daño del macizo rocoso (ID). DI-CT-SP- 012/2002. Derk Ingeniería y Geología. CODELCO Chile División El Teniente.

Shamir, G y Zoback, M.D. 1992. Stress orientation profile to 3.5 km depth near the San Andreas Fault at Cajon Pass, California. J GephysRes N°97:5059–80.

Sillitoe, R. 1988. Epochs of intrusion-related copper mineralization in the Andes: Journal of South American Earth Sciences, v. 1: 89–108.

Sillitoe, R; McKee, E.H. y Vila, T. 1991. Reconnaissance KAr geochronology of the Maricunga gold-silver belt, Northern Chile. *Economic Geology*, Vol. 86, No. 6: 1261-1270.

Skewes, M.A. y Stern, C.R. 1994. Tectonic trigger for the formation of Late Miocene Cu-rich megabreccias in the Andes of central Chile. *Geology*, V. 22: 551-554.

Skewes, M. y Stern, Ch. 1995. Genesis of the Giant Late Miocene to Pliocene copper deposits of Central Chile in the context of Andean magmatic and tectonic evolution. *International Geology review*, Vol. 37: 893-909.

Skewes, M. 2000. Rocas Ígneas del Depósito de Cobre El Teniente, Chile Informe Inédito. Departamento de Geología, Superintendencia de Geología, División El Teniente, CODELCO-Chile: 94 pp. Rancagua.

Skewes, M.; Arévalo, A.; Floody, R.; Zúñiga, P. y Stern, Ch. 2002. The Giant El Teniente breccia deposit: Hypogene Copper distribution and emplacement. *Society of Economic Geologists. Special Publication 9*: 299-332. Colorado.

Skewes, M.; A. Arévalo.; R. Floody.; P. Zúñiga y Stern, C.R. 2006. The El Teniente megabreccia deposit, The worlds largest copper deposit. In "Super Porphyry Copper & Gold Deposits - A Global Perspective".(T.M. Porter, ed). PGC Publishing, Adelaide, Australia

Skewes M. y Stern C. 2007. Geology, mineralization, alteration and structural evolution of the El Teniente Porphyry Cu–Mo deposit. A discussion, *Economic Geology*, 2007, vol. 102:1165-1171.

Stacey, T. y Page, C. 1986. *Practical handbook for underground rock mechanics*. Series on Rock and Soil Mechanics Vol. 12. Trans Tech Publications.

Stern, C. 1989. Pliocene to present migration of the volcanic front, Andean Southern Volcanic Zone. *Revista Geológica de Chile* N°16: 145-162.

Superintendencia de Geología. 2003. *Estándares y Metodologías de Trabajo para Geología de Minas*. Actualización año 2003 (SGL-I-123/03). Informe interno. División El Teniente de CODELCO-Chile.

Thiele, R. 1980. Hoja Santiago, Región Metropolitana: Santiago. Instituto de Investigaciones Geológicas, *Carta Geológica de Chile* 39: 51 pp.

Vallejos, J. 2011. Apunte de curso Mecánica de Rocas - MI4060. Universidad de Chile.

Vallejos, L.; Ferrer, M.; Ortuño, L. y Oteo, C. 2002. *Ingeniería Geológica*. Editorial PRENTICE HALL, (1ra. Ed): 715pp.

Vega, E. y Makshev, V. 2004. La Chimenea Braden, nuevos antecedentes geológicos y geocronológicos. En congreso geológico chileno N°10, Concepción, Chile.

Villalobos, J. 1975. Alteración Hidrotermal de las Andesitas del yacimiento El Teniente, Chile. Tesis para optar al Título de Doctor en Geología (Inédito), Departamento de Geología, Universidad de Chile: 125 pp. Santiago.

Wagner, H. 1980. Pillar design in coal mines. J. of South African Institute of Min. Metall. Jan.: 37-45 pp.

Yañez, G.; Ranero C.R.; Von Huene R. y Díaz J. 2001. Magnetic anomaly interpretation across the southern Central Andes (32°- 34°S): The role of Juan Fernàndez Ridge in the late Tertiary evolution of the margin. Journal of Geophysical Research B: Solid Earth, 06(B4), 6325-6345.

Zúñiga, P. 1982. Alteración y Mineralización Hipógenas en el Sector Oeste del Yacimiento El Teniente. Memoria para optar al Título de Geólogo (Inédito), Departamento de Geología, Universidad de Chile:104 pp. Santiago.



## ANEXOS

### ANEXO A. Determinación BS (Resistencia del bloque de roca):

(1) El puntaje o rating asociado a la resistencia en compresión uniaxial de los bloques de roca que conforman el macizo rocoso,  $BS$ , depende de la resistencia en compresión uniaxial de la roca “intacta”,  $IRS$ , y de la presencia de vetillas. Este puntaje se calcula de la siguiente forma:

(i) Se determina un valor representativo de  $IRS$ :

a) Si el macizo rocoso es homogéneo entonces se considera que  $IRS$  es igual al valor característico resultante de los ensayos de laboratorio sobre probetas de roca (o sea  $IRS = UCS$ ).

b) Si el macizo rocoso es heterogéneo y presenta zonas de roca más débil; entonces el valor representativo se calcula en función de las resistencias de ambos tipos de roca y los porcentajes de las mismas que conforman el macizo rocoso, utilizando el ábaco de Figura C.2.

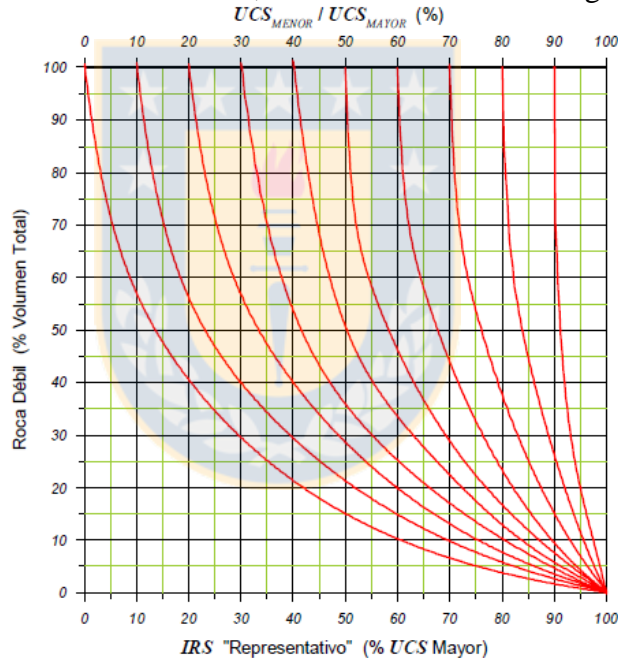


Figura C.2: Nomograma para la determinación de un valor representativo de  $IRS$  en el caso de macizos rocosos heterogéneos (Laubscher & Jakubec, 2001).

(ii) Se define el valor de  $BS$ :

a) Si los bloques de roca que conforman el macizo rocoso NO contienen estructuras menores, entonces  $BS$  se calcula ajustando  $IRS$  solo por efectos de volumen:

$$BS = 0.8 \times IRS \text{ (C.2)}$$

b) Si los bloques de roca que conforman el macizo rocoso contienen estructuras menores, entonces  $BS$  se calcula ajustando  $IRS$  por efectos de volumen y por la presencia de estas estructuras menores:

$$BS = 0.8 \times ABS \times IRS \quad (C.3)$$

donde  $ABS$  es un ajuste que considera la frecuencia de estructuras menores y el tipo de relleno de las mismas (se consideran únicamente rellenos más débiles que la roca de caja). Se calcula en base al producto de la frecuencia de fracturas,  $FF$ , por el inverso de la dureza,  $D$  (referida a la escala de Mohs) de sus rellenos, utilizando la curva de Figura C.3. En Tabla C.1 se detalla la escala de dureza y sus inversos.

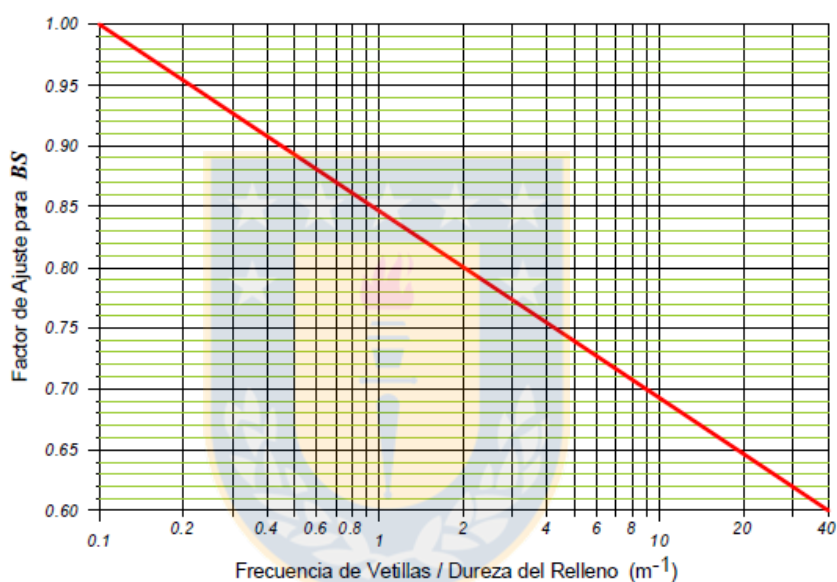


Figura C.3: Factor de ajuste para  $BS$  en función de la frecuencia de vetillas y la dureza de sus rellenos.

Tabla C.1  
INVERSO DE LA DUREZA DE MATERIALES DE RELLENO DE ESTRUCTURAS MENORES

Materiales de Relleno	Dureza	Inverso
Talco, Molibdenita	1	1.00
Yeso, Clorita	2	0.50
Calcita, Anhidrita	3	0.33
Fluorita, Calcopirita	4	0.25
Apatita	5	0.20

La escala de dureza se emplea solo hasta el valor 5, porque valores mayores difícilmente resultarán significativos en la práctica (Laubscher & Jakubec, 2001).

(iii) Conocido  $BS$  se le asigna el puntaje o rating que le corresponde, utilizando la curva de Figura C.4.

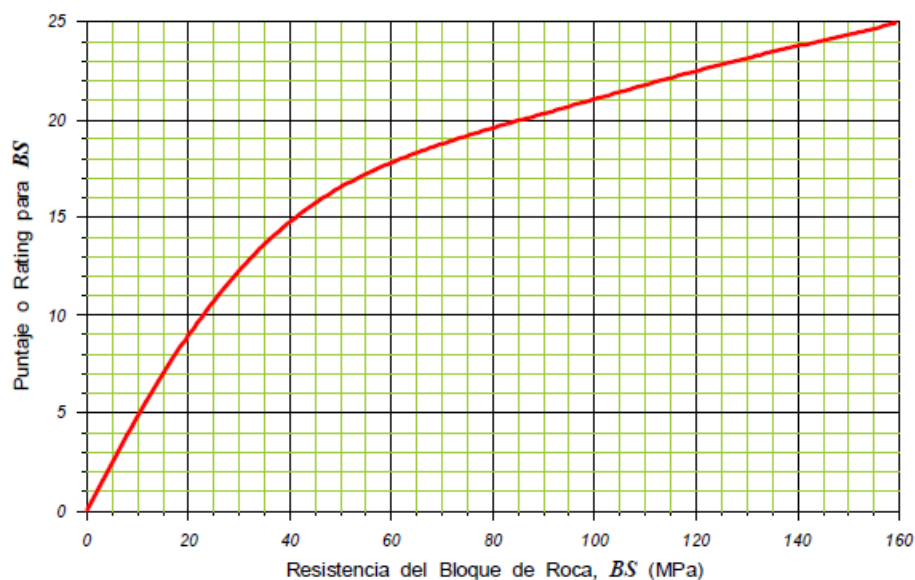


Figura C.4: Puntaje o rating asociado a BS (Laubscher & Jakubec, 2001).

## ANEXO B. Tablas resumen pilares.

Nivel	Esmeralda Producción
Pilar	1. Calle 25 - 27 / Zanja 28 - 29
Área Pilar Diseño (m <sup>2</sup> )	364,95
Perímetro Pilar Diseño (m)	88,31
Área Pilar efectivo (m <sup>2</sup> )	205,4
Perímetro Pilar Efectivo (m)	72,86
Área Tributaria	519,6
Litología	CMET

Nivel	Esmeralda Producción
Pilar	2. Calle 29 - 31 / Zanja 29 - 28
Área Pilar Diseño (m <sup>2</sup> )	371,19
Perímetro Pilar Diseño (m)	90
Área Pilar efectivo (m <sup>2</sup> )	256,1
Perímetro Pilar Efectivo (m)	80,03
Área Tributaria	519,6
Litología	CMET

Nivel	Esmeralda UCL
Pilar	3. Calle 25 - 27 / X Zanja 22
Área Pilar Diseño (m <sup>2</sup> )	543,21



Perímetro Pilar Diseño (m)	112,2
Área Pilar efectivo (m2)	316,4
Perímetro Pilar Efectivo (m)	89,2
Área Tributaria	759,12
Litología	CMET

Nivel	Esmeralda UCL
Pilar	4.Calle 31 - 33 / X Zanja 23 -24
Área Pilar Diseño (m2)	410
Perímetro Pilar Diseño (m)	92,14
Área Pilar efectivo (m2)	311,76
Perímetro Pilar Efectivo (m)	81,64
Área Tributaria	586,85
Litología	PDI

Nivel	Pilar Norte Producción
Pilar	5. Calle 1 -2 / Zanja 4 -5
Área Pilar Diseño (m2)	385,1
Perímetro Pilar Diseño (m)	88,06
Área Pilar efectivo (m2)	227,12
Perímetro Pilar Efectivo (m)	70,09
Área Tributaria	602,73
Litología	PDI

Nivel	Pilar Norte Producción
Pilar	6. Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2
Área Pilar Diseño (m2)	348,88
Perímetro Pilar Diseño (m)	90,2
Área Pilar efectivo (m2)	153,7791
Perímetro Pilar Efectivo (m)	56,57
Área Tributaria	602,73
Litología	Brecha de CMET /PDI/CMET/ Brecha de Anh

Nivel	Pilar Norte Producción
Pilar	7. Calle 5 - 4 / Zanja 1 -2
Área Pilar Diseño (m2)	347,63
Perímetro Pilar Diseño (m)	90,01
Área Pilar efectivo (m2)	159,92
Perímetro Pilar Efectivo (m)	67,51
Área Tributaria	602,73
Litología	PDA/Brecha de Anhidrita/ CMET

**ANEXO C. Tabla 1.** Estadística descriptiva de los valores de  $Rf/a$  presentes en los intervalos entre los 0 – 20, 40 – 80 y 100 – 120 metros por delante del frente de hundimiento.

<b>Estadístico</b>	<b>Tramo en relación al frente de socavación (m)</b>		
	<b>0 – 20</b>	<b>40 – 80</b>	<b>100 - 120</b>
<b>N° de observaciones</b>	62	75	63
<b>Mínimo</b>	1,05	1,05	1,09
<b>Máximo</b>	1,64	1,45	1,32
<b>1° cuartil</b>	1,18	1,14	1,19
<b>Mediana</b>	1,29	1,21	1,23
<b>3° Cuartil</b>	1,40	1,27	1,25
<b>Media</b>	1,31	1,22	1,22
<b>Varianza</b>	0,024	0,009	0,003
<b>Desviación estándar</b>	0,154	0,097	0,053

ANEXO D. Tabla resumen datos  $R_f/a$  en pilares.

$R_f/a$	Distancia frente	Litología	Teta	UCS	$\sigma$ máx	$C_{pav}$	Sigma 1	% normalizado
1,61	12	CMET	11	122	283,7	0,399	109,1	47
1,61	12	CMET	14	122	282,3	0,399	108,5	42
1,55	12	CMET	17	122	264,1	0,399	101,5	48
1,50	12	CMET	8	122	249,0	0,399	95,7	43
1,49	12	CMET	7	122	247,3	0,399	95,1	38
1,45	12	CMET	8	122	235,6	0,399	90,6	38
1,44	12	CMET	12	122	232,1	0,399	89,2	43
1,41	12	CMET	3	122	222,1	0,399	85,4	45
1,45	40,374	CMET	14	122	235,1	0,303	87,2	60
1,41	41,062	CMET	13	122	223,0	0,303	82,7	57
1,40	40,202	CMET	19	122	219,5	0,303	81,4	61
1,39	40,288	CMET	38	122	215,3	0,303	79,8	61
1,36	40,03	CMET	10	122	208,2	0,303	77,2	62
1,35	51,58	CMET	15	122	205,7	0,343	77,4	74
1,34	51,18	CMET	2	122	202,8	0,343	76,3	73
1,33	51,28	CMET	39	122	198,0	0,343	74,5	73
1,32	50,98	CMET	11	122	195,2	0,343	73,5	72
1,32	40,546	CMET	10	122	194,6	0,303	74,1	60
1,31	51,78	CMET	0	122	191,3	0,343	72,0	75
1,30	51,48	CMET	16	122	217,2	0,343	81,7	74
1,30	39,772	CMET	1	122	188,2	0,303	69,8	63
1,28	40,116	CMET	16	122	183,1	0,303	67,9	62
1,28	50,78	CMET	8	122	181,7	0,343	68,4	71
1,32	104,63	CMET	22	122	196,1	0,367	74,5	49
1,32	107,63	CMET	7	122	196,1	0,367	74,5	62
1,30	106,73	CMET	44	122	188,4	0,367	71,5	58
1,30	107,43	CMET	24	122	188,4	0,367	71,5	61
1,29	105,63	CMET	3	122	187,4	0,367	71,2	53
1,29	105,93	CMET	27	122	187,4	0,367	71,2	55
1,29	104,73	CMET	28	122	186,5	0,367	70,8	49
1,29	105,73	CMET	23	122	186,5	0,367	70,8	54
1,27	104,83	CMET	30	122	178,8	0,367	67,9	50
1,27	105,33	CMET	31	122	178,8	0,367	67,9	52
1,27	107,73	CMET	26	122	178,8	0,367	67,9	63
1,26	105,13	CMET	37	122	177,8	0,367	67,5	51
1,26	103,83	CMET	28	122	176,9	0,367	67,2	45
1,25	105,03	CMET	27	122	173,0	0,367	65,7	50
1,25	106,03	CMET	26	122	173,0	0,367	65,7	55
1,25	107,53	CMET	26	122	173,0	0,367	65,7	62
1,40	46,308	Pórfido Andesítico	23	131	234,6	0,303	87,0	32
1,32	46,48	Pórfido Andesítico	22	131	208,5	0,303	77,3	31
1,30	47,168	Pórfido Andesítico	4	131	204,3	0,303	75,7	28
1,63	17,0363	Pórfido diorítico	11	144	352,6	0,373	134,2	44
1,63	17,0038	Pórfido diorítico	1	144	341,5	0,373	130,0	44
1,59	16,9713	Pórfido diorítico	23	144	327,8	0,373	124,8	44
1,53	17,1663	Pórfido diorítico	8	144	305,5	0,373	116,3	46
1,53	17,2638	Pórfido diorítico	23	144	304,9	0,373	116,1	46
1,49	17,1013	Pórfido diorítico	13	144	290,5	0,373	110,6	45
1,45	16,9063	Pórfido diorítico	0	144	277,9	0,373	105,8	43
1,41	17,0688	Pórfido diorítico	8	144	261,4	0,373	99,5	45
1,40	17,2313	Pórfido diorítico	2	144	258,9	0,373	98,6	46

**ANEXO E.** Tabla cálculo resistencia pilares metodología Stacey & Page (1986).

Mina	Labor	Pilar	Área Pilar (m²)	Área Tributaria (m²)	Litología	UCS (Mpa)	IRS	FF/m	Dureza	V (inv.Dureza)	FF/m *V	% Ajuste IRS	Ajuste	RBS (Mpa)	RBS (rating)	IRMR	RMS	Weff (m)	H (m)	Weff/H	Rp (Mpa)
Esmeralda Producción	Calle 25 -27 / Zanja 28 -29	Diseño	364,95	519,6	CMET	122	122	1,52	3,5	0,29	0,43	0,9	0,8	87,8	21	56	43,92	16,53	4,00	4,1	67,7
		Efectivo	205,4	519,6		122	122	1,49	3,5	0,29	0,42	0,9	0,8	87,8	21	56	43,92	11,27	4,00	2,8	55,9
	Calle 29 -31 / Zanja 29 -28	Diseño	371,19	519,6	CMET	122	122	3	3,5	0,29	0,86	0,86	0,8	83,9	20,5	56	42,57	16,50	4,00	4,1	65,5
		Efectivo	256,1	519,6		122	122	3	3,5	0,29	0,86	0,86	0,8	83,9	20,5	56	42,57	12,80	4,00	3,2	57,7
Esmeralda UCL	Calle 25 - 27 / X Zanja 22	Diseño	543,21	759,12	CMET	122	122	4,0	3,5	0,29	1,14	0,84	0,8	82,0	19,5	53	39,24	19,37	3,60	5,4	85,0
		Efectivo	316,4	759,12		122	122	4,0	3,5	0,29	1,14	0,84	0,8	82,0	19,5	53	39,24	14,19	3,60	3,9	60,3
	Calle 31 - 33 / X Zanja 23 -24	Diseño	410	586,85	PDI	144	144	1,2	3,5	0,29	0,34	0,915	0,8	105,4	21,5	59	56,47	17,80	3,60	4,9	97,2
		Efectivo	311,76	586,85		144	144	1,2	3,5	0,29	0,34	0,915	0,8	105,4	21,5	59	56,47	15,27	3,60	4,2	90,0
		Diseño	385,1	602,73		144	144	1,2	3,5	0,29	0,34	0,975	0,8	112,3	22	59	59,37	17,49	4,00	4,4	94,1
		Efectivo	227,1	602,73		144	144	1,2	3,5	0,29	0,34	0,975	0,8	112,3	22	59	59,37	12,96	4,00	3,2	81,0
Pilar Norte Producción	Calle 1 -2 / Zanja 4 -5	Diseño	348,9	602,73	CMET	122	122	3,3	3,5	0,29	0,94	0,85	0,8	83,0	20	58	45,04	15,47	4,00	3,9	67,1
		Efectivo	153,8	602,73		122	122	1,7	3,5	0,29	0,49	0,89	0,8	86,9	20	58	47,15	10,87	4,00	2,7	58,9
	Calle 4 - 3 / Zanja 3 - 2	Diseño	347,6	602,73	CMET	122	122	2,7	3,5	0,29	0,78	0,86	0,8	83,9	20	58	45,57	15,45	4,00	3,9	67,9
		Efectivo	159,9	602,73		122	122	2,6	3,5	0,29	0,75	0,86	0,8	83,9	20	58	45,57	9,48	4,00	2,4	53,1

