



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



**SÍNTESIS Y METODOLOGÍA DEL MAPEO GEOLÓGICO  
GEOTÉCNICO APLICADO AL SOSTENIMIENTO DE  
TÚNELES, EN OBRAS SUBTERRANEAS, CODELCO - ANDINA**

**Memoria para optar al Título de Geólogo**

**GABRIEL ARMANDO AGUILA AGUILERA**

Profesor Guía: Msc. Abraham Elías González Martínez

Comisión: Dr. Luis Arturo Quinzio Sinn  
Sr. Ramiro Ulises Bonilla Parra

CONCEPCIÓN 2019





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



**SÍNTESIS Y METODOLOGÍA DEL MAPEO GEOLÓGICO  
GEOTÉCNICO APLICADO AL SOSTENIMIENTO DE  
TÚNELES, EN OBRAS SUBTERRANEAS, CODELCO - ANDINA**

**Memoria para optar al Título de Geólogo**

**GABRIEL ARMANDO AGUILA AGUILERA**

Profesor Guía: Msc. Abraham Elías González Martínez

Comisión: Dr. Luis Arturo Quinzio Sinn  
Sr. Ramiro Ulises Bonilla Parra

CONCEPCIÓN 2019

# ÍNDICE

Pág.

## RESUMEN

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1	ANTECEDENTES GENERALES .....	1
1.2	OBJETIVOS .....	2
1.2.1	Objetivo General .....	2
1.2.2	Objetivos Específicos .....	2
1.3	UBICACIÓN Y VÍAS DE ACCESO .....	2
1.4	METODOLOGÍA .....	4
1.4.1	Revisión de Antecedentes .....	4
1.4.2	Trabajo de Terreno .....	4
1.4.3	Trabajo de Gabinete .....	5
1.4.4	Análisis de Resultados .....	5
1.5	DEFINICIONES .....	8
1.6	AGRADECIMIENTOS .....	10
<b>2</b>	<b>GEOLOGÍA DISTRITAL .....</b>	<b>11</b>
2.1	LITOLOGÍA Y ESTRUCTURAS .....	11
2.2	ROCAS ESTRATIFICADAS .....	11
2.2.1	Formación Abanico .....	11
2.2.2	Formación Farellones .....	12
2.3	ROCAS INTRUSIVAS .....	14
2.3.1	Diorita de Anfíbola .....	16
2.3.2	Granodiorita de Anfíbola y Biotita .....	16
2.3.3	Sienogranito de Biotita .....	17
2.3.4	Pórfido Granodiorítico de Anfíbola y Biotita .....	17
2.3.5	Monzonita de Anfíbola y Biotita .....	17
2.3.6	Monzonita Cuarcifera de Anfíbola y Biotita .....	18
2.3.7	Granodiorita Río Blanco (GDRB) .....	18
2.3.8	Monzogranito de Anfíbola y Biotita .....	19
2.3.9	Dioritas, dioritas cuarcíferas y pórfidos dioríticos de anfíbola, biotita y piroxeno .....	19
2.3.10	Monzodiorita Cuarcifera de Anfíbola y Biotita .....	20
2.3.11	Tonalita de Anfíbola y Biotita .....	20
2.3.12	Granodiorita Cascada (GDCC) .....	20
2.3.13	Pórfidos Dacíticos de Biotita y Anfíbola (PDL y PQM) .....	20

2.3.14	Pórfido Andesítico de Anfíbola y/o Piroxeno .....	21
2.3.15	Chimenea Riolítica La Copa (CHRIOL) .....	21
2.3.16	Brechas de Turmalina (BXT) .....	23
2.3.17	Brechas de polvo de roca (BXPR) .....	24
2.4	ESTRUCTURAS .....	24
2.4.1	Falla Laguna Barroso .....	25
2.4.2	Zona de falla Río Blanco-Los Bronces-Sierra Bella .....	26
2.4.3	Fallas WNW-ESE.....	27
2.4.4	Falla E-W .....	27
2.4.5	Discordancia intraformacional .....	27
2.4.6	Discordancia Abanico – Farellones .....	28
<b>3</b>	<b>ELEMENTOS DE FORTIFICACIÓN Y SOSTENIMIENTO .....</b>	<b>29</b>
3.1	HORMIGÓN PROYECTADO (SHOTCRETE) .....	29
3.1.1	Descripción General .....	29
3.1.2	Requerimientos Como Elemento de Fortificación .....	29
3.1.3	Aspectos Básicos para la Colocación de Hormigón proyectado .....	31
3.2	HORMIGÓN PROYECTADO CON FIBRA .....	31
3.2.1	Descripción General .....	31
3.2.2	Requerimiento del Elemento de Fortificación .....	32
3.3	PERNOS DE ACERO .....	33
3.3.1	Descripción y Alcance .....	33
3.3.2	Requerimiento del Elemento de Fortificación .....	34
3.4	MARCHIAVANTI .....	34
4.4.1	Descripción General y Alcance .....	34
3.5	CABLES DE ANCLAJE .....	35
3.5.1	Descripción General .....	35
3.5.2	Requerimiento del Elemento de Fortificación .....	35
3.6	MARCOS RETICULADOS .....	36
3.6.1	Descripción General .....	36
3.6.2	Requerimiento del Elemento de Fortificación .....	37
3.7	MARCOS DE ACERO .....	37
3.8	MARCOS NORUEGOS .....	39
3.8.1	Descripción general y alcance .....	39
3.8.2	Materiales y Componentes .....	39
3.8.3	Generalidades Constructivas .....	39
3.9	MALLAS DE REFUERZO .....	40
3.9.1	Malla Cuadrada Bizcocho .....	40
3.9.2	Malla de Acero Electro – Soldada .....	41
3.10	GROUTING .....	41

4.10.1	Descripción General .....	41
<b>4</b>	<b>DEFINICIONES DEL SOPORTE SEGÚN DISEÑOS DE INGENIERÍA .....</b>	<b>42</b>
4.1	TIPOS DE SOSTENIMIENTO .....	42
4.3.1	Según su Categoría Portante .....	42
4.3.2	Según la Temporalidad .....	42
4.3.3	Según la Función de Sostenimiento .....	43
5.2	SOSTENIMIENTO DEL PROYECTO .....	43
<b>5</b>	<b>CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO .....</b>	<b>48</b>
5.1	MÉTODO DE CLASIFICACIÓN SISTEMA Q DE BARTON .....	48
5.2	ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA “GSI” .....	56
5.3	ROCK MASS RATING (RMR) .....	61
<b>6</b>	<b>TOMA DE DATOS GEOLOGICO GEOTECNICOS .....</b>	<b>63</b>
<b>7</b>	<b>BASE DE DATOS GEOLÓGICO GEOTÉCNICO .....</b>	<b>67</b>
8.1	ESTRUCTURA DE LA BASE DE DATOS .....	67
<b>8</b>	<b>ANÁLISIS DE CUÑAS .....</b>	<b>71</b>
<b>9</b>	<b>MONITOREO Y CONTROL DE LAS ESCAVACIONES .....</b>	<b>80</b>
9.1	PLACAS DE VIDRIO .....	80
9.2	CONVERGENCIAS .....	80
9.3	MEDICIÓN DE VIBRACIONES .....	83
9.3.1	Modelamiento de Vibraciones en Campo Cercano .....	84
9.3.2	Monitoreo de Campo Lejano .....	91
9.3.3	Criterios de Daño Para Edificaciones y Construcciones .....	91
9.4	SONDAJES .....	96
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>98</b>
<b>11</b>	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>100</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura</b>		<b>Pág.</b>
1	Plano general de ubicación .....	3
2	Disposición general de obras en el Nivel 11 .....	6
3	Disposición general de obras en Sector Cordillera .....	7
4	Mapa Geológico Distrital .....	15
5	Leyenda del Mapa Geológico.....	16
6	Nomenclatura estándar de una sección de excavación .....	44
7	Sostenimiento Tipo 1 .....	45
8	Sostenimiento Tipo 2 .....	46
9	Sostenimiento Tipo 3 .....	46
10	Sostenimiento Tipo 4 .....	47
11	Sostenimiento Tipo 2 .....	47
12	Relación RQD/Jn y refuerzo .....	54
13	Gráfico de Sostenimiento Permanente y Q .....	55
14	Evaluación del GSI en Macizos Rocosos Fracturados .....	57
15	Rangos típicos de GSI para areniscas .....	58
16	Rangos típicos de GSI para granito .....	59
17	Adaptación del GSI para definir sistemas de refuerzo y/o soporte .....	60
18	Tercer bloque de información de base de datos .....	68
19	Perfiles de Rugosidad .....	69
20	Esquema para determinación del JRC .....	70
21	Diagrama de densidad de polos y Roseta (Cordillera) .....	71
22	Diagrama de densidad de polos y Roseta (Nivel 11) .....	71
23	Representación de los sistemas estructurales predominantes (Cordillera) .....	72
24	Representación gráfica en diferentes vistas de las cuñas perimetrales .....	73
25	Vista en perspectiva de la cuña número .....	73
26	Instalación de pernos helicoidales .....	74
27	Representación de los sistemas estructurales predominantes (Nivel 11) .....	75
28	Representación Gráfica de las Cuñas .....	77
29	Esquema general ubicación de los puntos de convergencia .....	81
30	Análisis Modelo de Campo Cercano .....	87
31	Abaco de Diseño según criterio de Daño .....	88
32	Estimación de la vibración según carga Explosiva .....	89
33	Ingreso de datos .....	90
34	Resultado gráfico de la simulación .....	90
35	Gráfico de Velocidad vs Frecuencia .....	92
36	Gráfico de Velocidad vs Frecuencia .....	93
37	Gráficos que indican el peak de onda máximo del ensayo .....	95

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla</b>		<b>Pág.</b>
1	Descripción de los tipos de Soporte Según Proyecto de Ingeniería .....	45
2	Valores Parámetro “Q” Según Tipo de Roca.....	49
3	Razón entre los parámetros para establecer la Calidad del Macizo Rocoso .....	49
4	Valores de la calidad del Testigo RQD .....	50
5	Valores del Índice de Diaclasado $J_n$ .....	50
6	Valores del Factor de Reducción por la Presencia de Agua $J_w$ .....	51
7	Valores del índice de Rugosidad de las discontinuidades $J_r$ .....	51
8	Valores del Índice de Alteración de las Discontinuidades $J_a$ .....	52
9	Valores de las Condiciones Tensionales de la Roca (Stress Reduction Factor, SRF) .....	53
10	Valores de Parámetros Tensionales y su Correspondencia con el Valor de SRF ..	54
11	Valores del Parámetro ESR según tipo de excavación .....	55
12	Parámetros o Rating para la estimación del Índice RMR .....	61
13	Clasificación Geomecánica RMR .....	61
14	Parámetros del Rock Mass Rating (Bieniawski, 1979) .....	62
15	Factor de ajuste, que es función de la orientación de las discontinuidades .....	62
16	Tipos de Discontinuidades en los Macizos Rocosos .....	64
17	Formato Básico de Cartilla para toma de datos .....	66
18	Primer bloque de información en Base de datos .....	67
19	Tercer bloque de información en Base de datos .....	68
20	Combinación de estructuras en el “Nivel 11” .....	76
21	Características más importantes de cada Cuña en las combinaciones de interés ..	78
22	Efecto de la instalación de soporte en el factor de seguridad .....	79
23	Cuadro de Características Geotécnicas y Geomecánicas de la CHRIOL .....	84
24	Calculo de $V_p$ por Tiempo de Arribo .....	86
25	Comparación de la Velocidad de propagación de Onda Teórica y Real .....	86
26	Criterio de Daño según velocidad de partícula crítica .....	87
27	Criterios de Daño según Norma DIN 4150-3 (1986) .....	92
28	Criterios de Daño según Norma USBM R18507 .....	94

## RESUMEN

La presente Memoria consiste en un mapeo geológico geotécnico dirigido al sostenimiento de túneles y galerías en el marco del Proyecto Facilidades de Infraestructura Para Obras Subterráneas – Proyecto Traspaso Mina Planta ejecutado en dos sectores dentro de las instalaciones de División Andina de CODELCO.

Este trabajo muestra el marco de desarrollo que el geólogo debe considerar al enfrentarse a la tarea de clasificar el macizo rocoso durante el proceso de excavación de obras subterráneas. Se presentan en detalle los elementos de fortificación y soporte más empleados en la actualidad.

En la mayoría de los proyectos actuales, la utilización del Índice Q de Barton *et al.* (1974) es el pilar fundamental para la definición del soporte, el estándar es que, además, se apoye en la estimación de los índices RMR de Bieniawsky (1989) y GSI de Hoek (1994). La estricta utilización de estas clasificaciones hace posible normalizar el trabajo en cinco tipos de sostenimiento definidos en la fase de ingeniería de diseño. La compilación de la información obtenida en los mapeos permite que todo el trabajo sea auditable estando siempre en constante revisión posibilitando la ejecución de reparos de forma oportuna.

Los procesos de monitoreo y control se desarrollan desde antes del inicio de las excavaciones, comenzando con los distintos ensayos de aptitud de los diferentes materiales y elementos de soporte. Desde el punto de vista del geólogo será su responsabilidad indicar cuando y donde ejecutar el monitoreo de vibraciones o donde prospectar con un sondaje, instalar una estación de convergencias o un prisma de vidrio. Paralelamente se debe llevar actualizada la base de datos y realizar el análisis de cuñas.

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 ANTECEDENTES GENERALES

Entre los planes estratégicos de División Andina de CODELCO está el Proyecto de Nuevo Sistema de traspaso Mina - Planta, que permitirá mantener la actual capacidad productiva de la División, que se encuentra en torno a las 92 mil toneladas de mineral por día, lo que genera cerca de 240 mil toneladas de cobre fino por año y una producción de 3,9 toneladas de molibdeno en igual periodo.

Según el plan minero de la División, para el año 2018 los piques de alimentación al Chancador Don Luis se verían afectados por el crecimiento de rajo, en consecuencia, se debió disponer de una nueva infraestructura que permitiera garantizar la capacidad de procesamiento de mineral. Entonces, se procedió con la construcción una nueva línea de chancado en el sector Nodo 3500, para ello se construyó una gran plataforma para el emplazamiento y una serie de obras civiles que permitieron dar continuidad a la operación de la División.

El proyecto consideró la implementación de un silo con capacidad de almacenamiento de 70.000 toneladas, además de 10,5 kilómetros de túneles destinados a accesos y otras obras civiles, finalmente se debieron construir 4,2 kilómetros de túneles para la instalación de una correa de transporte de mineral hacia Planta Cordillera.

Es en este marco donde Züblin International GmbH. Chile Ltda. ha tenido la responsabilidad, desde el año 2014, de participar en la construcción de distintas etapas del proyecto. Primero en el contrato de Facilidades de Infraestructura Para Obras Subterráneas – Proyecto Traspaso Mina Planta, fundamento práctico y teórico de esta Memoria. El trabajo consiste en la construcción de distintas obras civiles que servirán de base a la ejecución de las obras principales del Proyecto Nuevo Sistema de Chancado Primario.

En lo específico se construyó, un total de 400 metros lineales de excavación subterránea, subdividida en dos sectores principales denominados Nivel 11 y Sector Cordillera, respectivamente.

La presente Memoria consiste en un mapeo geológico geotécnico dirigido al sostenimiento de túneles y galerías, en consecuencia, se orienta a la obtención de datos que representan las

características geológicas y geotécnicas que condicionan al macizo rocoso, aplicando clasificaciones geotécnicas que determinan la fortificación requerida para su estabilidad. El estado ideal es lograr la fortificación selectiva de labores.

Los trabajos se realizan considerando estrictamente la profundidad de la excavación respecto a la topografía de superficie, para diferenciar los distintos tipos esfuerzos y tensiones involucrados, incorpora además aspectos topográficos, hidrológicos, geotécnicos, características de uso y tránsito, aspectos medio ambientales entre otros.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

Asegurar la calidad de la excavación en roca subterránea, de manera de cumplir con la necesidad extender la vida útil del proyecto hasta el año 2050, a través de la determinación de las características geológicas y los parámetros geotécnicos que influyen en la estabilidad del macizo rocoso, recomendado e instruyendo el soporte de avance y definitivo que permita el desarrollo de labores con calidad y seguridad, ajustándose tanto a plazos como a los costos involucrados.

### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Estimar la calidad geotécnica del macizo rocoso y definir el sostenimiento.

Clasificar geotécnicamente cada avance.

Estimar mediante modelación el efecto de la intersección de estructuras y su orientación sobre la estabilidad de la excavación, usando software específico, tales como DIPS y UNWEDGE de Rockscience.

## **1.3 UBICACIÓN Y VÍAS DE ACCESO**

La División Andina de CODELCO Chile desarrolla sus operaciones mineras en la parte alta y central de la Cordillera de Los Andes, V Región de Valparaíso, a 50 km al noreste de Santiago, (ver Figura 1), explotando el yacimiento minero de Río Blanco. Las operaciones mineras son de tipo combinado, al extraer mediante rajo abierto desde la Mina Sur-Sur y Don Luis, y de forma subterránea desde la Mina Río Blanco.

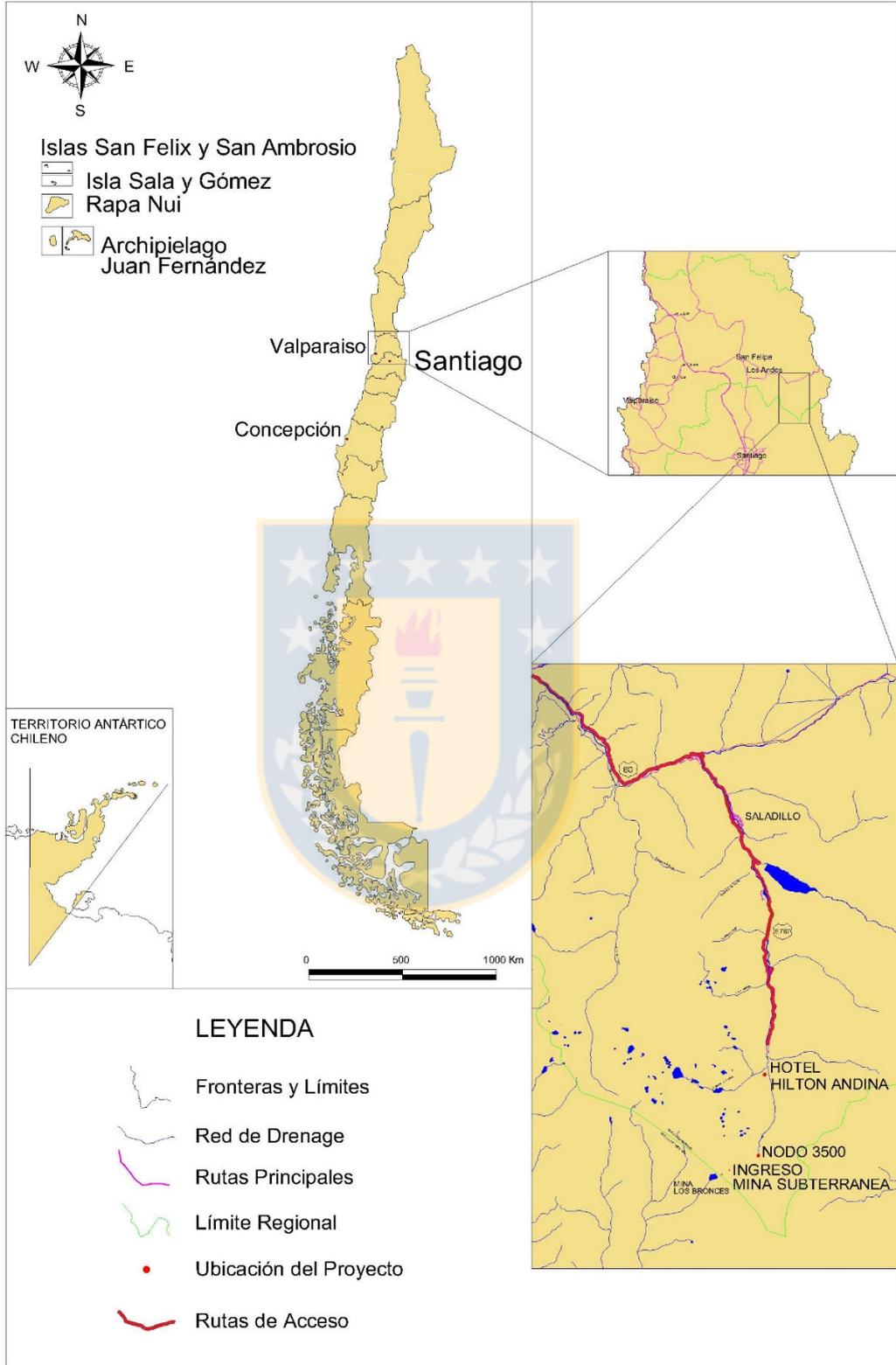


Figura 1: Plano general de ubicación.

El acceso al área, desde la ciudad de Los Andes, se hace a través del Camino Internacional Ruta 60, hasta el sector de Río Blanco, para tomar la Ruta E 767, que llega hasta Saladillo, lugar destinado a oficinas administrativas y dormitorios del personal del proyecto, en diferentes instalaciones cedidas por Codelco, ver Figura 1.

Para acceder a las labores propias del proyecto de debe transitar por el Camino Industrial de propiedad de División Andina de Codelco Chile.

Las instalaciones del Proyecto “Nuevo Sistema de Traspaso Mina - Planta” se ubicarán en el Sector Nodo 3.500 Mina Rajo Don Luis, el cual se encuentra próximo a la mina Sur-Sur y aproximadamente a 63 km de la ciudad de Los Andes. La Planta Concentradora Cordillera, se encuentra próximo a las instalaciones del Hilton entre el sector mina Sur-Sur y Saladillo, pudiendo acceder a ella por el acceso principal a la Mina Subterránea ubicada en este sitio.

## **1.4 METODOLOGÍA**

El estudio se realizó mediante el desarrollo de las siguientes etapas:

### **1.4.1 REVISIÓN DE ANTECEDENTES**

Compilación y análisis crítico de la información disponible con relacionada al desarrollo del proyecto.

Análisis de la geología base de la mina disponible a la fecha.

### **1.4.2 TRABAJO DE TERRENO**

Mapeo sistemático de cada frente post tronadura de avance de trabajo, aproximadamente 400 m de túneles y galerías a escala 1:500 en los sectores de Nivel 11 y Cordillera.

Obtención de parámetros para la determinación del Índice Q de Barton *et al.* (1974), y definición del sostenimiento de Avance y Definitivo según los valores obtenidos. Estos Parámetros son: RQD, Jn, Jr, Ja, Jw y SRF, los que serán definidos en el Capítulo 6, Sección 6.1.

Estimación visual del índice GSI de Hoek *et al.* (2002) para los sectores en estudio, de acuerdo al método sugerido por estos autores.

Estimación de parámetros para la determinación del RMR de Beniaowsky (1989).

Mapeo estructural en algunas excavaciones antiguas de los sectores próximos al desarrollo de las excavaciones, mediante líneas de detalle en escalas 1:500.

### **1.4.3 TRABAJO DE GABINETE**

Consistió en la creación de bases de datos geológicos, estructurales y la compilación de todos los índices que determinan las distintas clasificaciones geotécnicas empleadas en el proyecto.

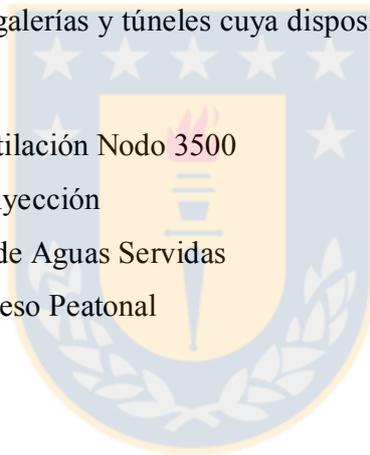
### **1.4.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS**

El análisis estructural es efectuado en cada avance resolviendo condiciones locales y de conjunto o compiladas con la información dispuesta en bases de datos, ocupando las estructuras mayores, intermedias y menores de acuerdo a los siguientes dominios:

#### **1.4.4.1 NIVEL 11**

Desarrollo de un conjunto de galerías y túneles cuya disposición se presenta en la Figura 2 y que corresponde a:

- Rampa de Acceso Ventilación Nodo 3500
- Conexión a Pique de Inyección
- Planta de Tratamiento de Aguas Servidas
- Estacionamiento y Acceso Peatonal
- Conexión Casino
- Nave de Mantenición 1
- Nave de Mantenición 2
- Depósito de Lubricantes
- Sala Eléctrica
- Taller Electromecánico
- Bodega y Pañol



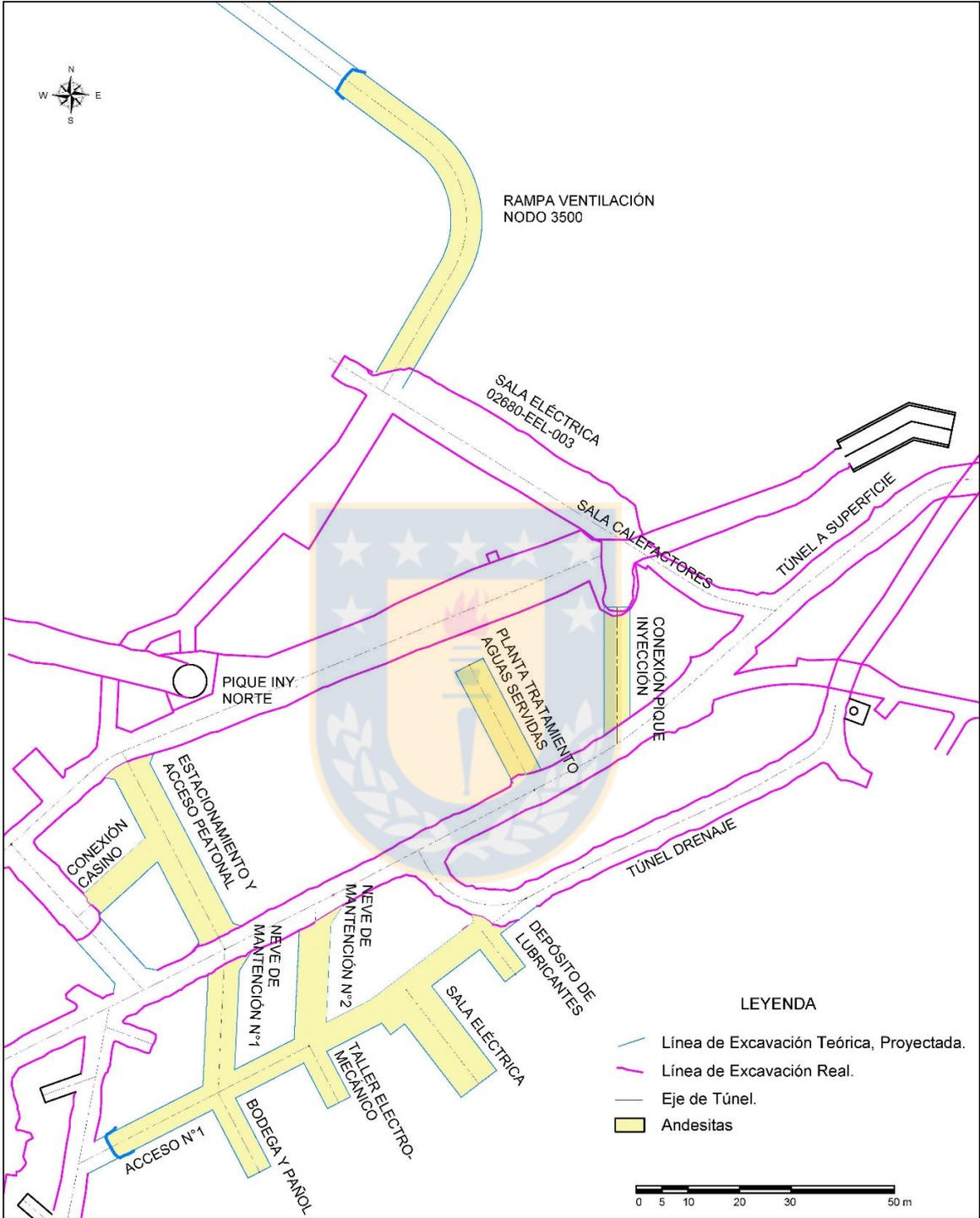


Figura 2: Esquema de disposición general de obras en el Nivel 11.

#### 1.4.4.2 SECTOR CORDILLERA:

De igual forma las obras construidas en este sector se presentan en la Figura 3, presentada a continuación.

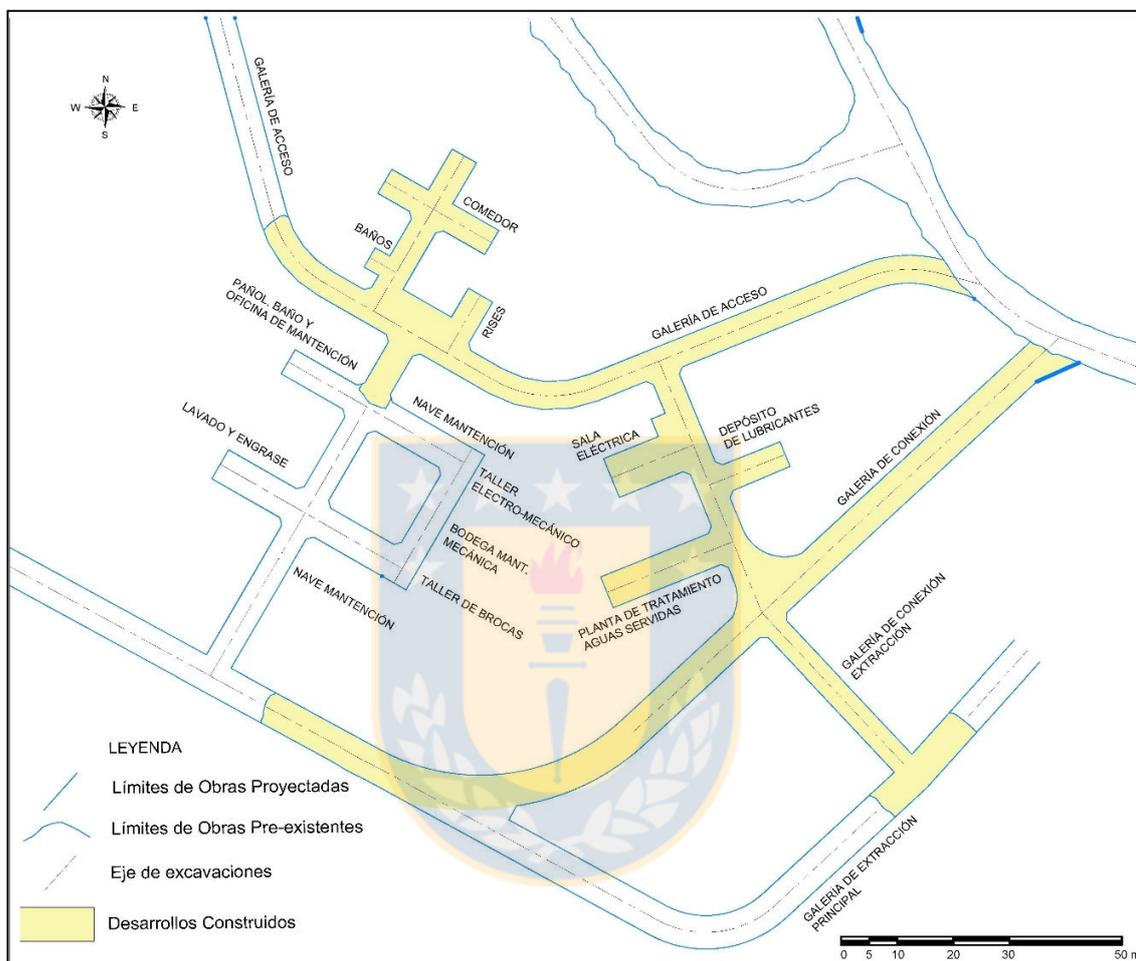


Figura 3: Esquema de disposición general de obras en Sector Cordillera.

Las obras desarrolladas corresponden a:

- Comedor
- Baños
- Depósito de Rises
- Galería de Acceso
- Nave de Mantenición (Inicio)
- Sala Eléctrica Planta Cordillera
- Depósito de Lubricantes

- Planta de Tratamiento de Aguas Servidas
- Galería de Conexión Portal Prechancado
- Galería de Extracción Principal (Sectores)

Ocupando los resultados del mapeo geológico geotécnico tomados sobre líneas de detalle ubicadas preferentemente en un plano horizontal imaginario dispuesto a 1 m del piso de la excavación, se realiza el análisis de cuñas y se resuelven materias propias del soporte a instalar en cada avance.

Finalmente se integra toda la información en un Mapa Geológico Geotécnico compilado.

## 1.5 DEFINICIONES

En el desarrollo constructivo de una obra civil como los túneles existe una serie de términos solo aplicables a este tipo de obras. El presente capítulo es un resumen de conceptos, que el geólogo debe conocer dado que gran parte de su aplicación pasan por decisiones de índole geológico.

**Sostenimiento primario:** todo elemento de fortificación que se instala inmediatamente después de la tronadura. Tiene por objetivo garantizar condiciones de trabajo seguras, evitando el desprendimiento de material desde la frente, techo o paredes del túnel; permitiendo continuar con el desarrollo de la excavación y el desfase de la instalación del sostenimiento definitivo.

**Sostenimiento definitivo:** todo elemento de fortificación que se planifica e instala, con el propósito de dar estabilidad durante la vida útil de la excavación.

**Hormigón Proyectado o Shotcrete:** es una mezcla de cemento, grava (partículas mayores a 5mm) y agua impulsada neumáticamente a través de una tubería hasta una boquilla de salida, la cual, al proyectarse a presión, produce localmente una masa homogénea que se adhiere a la superficie.

**Mortero:** se refiere a la mezcla compuesta de cemento, arena (partículas entre 5mm -0,080 mm) y agua.

**Lechada:** consiste en la mezcla de agua, cemento y aditivos.

**Hormigón proyectado reforzado con fibra:** está hecho principalmente de cemento, agua, grava y trozos de fibra. Las fibras están hechas a partir de acero o polímeros.

**Mezcla Húmeda:** es una técnica en la cual el cemento, agregados pétreos y agua se procesa por lotes, que se mezclan juntos en un depósito, antes de ser proyectados con aire comprimido, a través de una manguera o tubería, hasta una boquilla o pitón. Normalmente incorpora aditivos, fibra de acero o fibra de polipropileno.

**Ensayo de aceptación:** Ensayo que determina que el elemento de fortificación cumple con los criterios de aceptación establecidos.

**Ensayo de aptitud:** Ensayo que tiene por objetivo validar capacidades resistentes para los elementos de fortificación, en condiciones de terreno, comparándolos con los parámetros de diseño o resultados obtenidos en condiciones de laboratorio.

**Tronadura Amortiguada:** En este tipo de tronadura las perforaciones de contorno se ubican relativamente próximas una de otra y llevan carga explosiva liviana. La ignición de las cargas de contorno se hace con posterioridad a la ignición de las cargas principales.

**Tronadura de Precorte:** El principio de precorte difiere del de tronadura amortiguada, principalmente, por su menor carga y su esquema de ignición. Los tiros de contorno se disparan independientemente de la tronadura principal, con antelación a dicha tronadura o en el primer intervalo de la tronadura principal, produciendo, de esa manera, una separación de la masa rocosa, a lo largo del plano de contorno.

En general, se privilegia la tronadura de contorno amortiguada en todo tipo de excavaciones, a fin de asegurar superficies finales lisas, piso parejo, minimizar sobre excavación y fracturamiento de la roca de contorno, para mejorar la estabilidad de las galerías.

Eventualmente, algunas de las tronaduras son monitoreadas con mediciones de velocidad de partículas, niveles de vibración entre otros parámetros que se estimen necesarios. Ello permite introducir modificaciones o mejoras en el método de tronadura, cuando este, produce excesiva sobre-excavación, no logra superficies finales estables y regulares, o existe el peligro de producir daños en estructuras adyacentes.

## 1.6 AGRADECIMIENTOS

De forma muy especial quiero comenzar agradeciendo a quien estuvo desde el principio, pilar fundamental de lo que soy, mis valores y convicciones se los debo a ella, Mi Madre, por su confianza, paciencia, cuidado y amor sin límites, por enseñarme que la base del éxito está en el trabajo y la constancia.

A quienes apoyaron con su voto de confianza la concreción de esta Memoria, al Profesor A. E. Gonzales M., profesor guía, obviamente también al Profesor L. A. Quinzio S., que en cada dialogo empuja con fuerza para llegar a buen puerto.

También corresponde agradecer a Züblin International GmbH. Chile Ltda., empresa que permite el uso de los datos con los que se materializa este trabajo, a su Gerente General Sr. Dirk Pförner, quien después de mucho andar persiguiendo los permisos correspondientes accede sin condición alguna apoyando de forma inmediata.



## 2 GEOLOGÍA DISTRITAL

### 2.1 LITOLOGÍA Y ESTRUCTURAS

En el área del presente trabajo las unidades litológicas se pueden separar en cuatro grandes grupos (Piquer, 2010):

- a) Volcanitas terciarias,
- b) Complejos plutónicos equigranulares del Mioceno,
- c) Pórfidos y complejos subvolcánicos del Mioceno Superior-Plioceno Inferior y
- d) Complejos de brechas hidrotermales del mismo rango de edad que los pórfidos.

### 2.2 ROCAS ESTRATIFICADAS

Las rocas estratificadas que afloran en el área, corresponden, en su mayor parte, a la Formación Farellones (Mioceno Inferior a Superior), las cuales se pueden dividir a su vez en tres miembros informales (Piquer, 2006, 2007): piroclástico inferior, lávico intermedio y piroclástico superior. En el entorno de División Andina predomina el miembro lávico intermedio. El miembro piroclástico superior, aflora sólo en el extremo sur del área, en la parte alta del cordón que separa las hoyas de los ríos Blanco y Olivares, a cotas superiores a 4.600 msnm. Subyaciendo a la Formación Farellones, en la parte baja del valle del Río Blanco, afloran lavas andesíticas intercaladas con tobas de igual composición asignadas a la Formación Abanico.

#### 2.2.1 FORMACIÓN ABANICO

La Formación Abanico fue definida por Aguirre (1960), como “una secuencia de volcanitas y sedimentitas clásticas terrígenas de colores predominantes gris pardo y púrpura rojo-grisáceo”, manteniendo el nombre de Abanico utilizado por Muñoz Cristi (in Hoffstetter *et al.*, 1957). Esta formación presenta una amplia distribución al Este de la ciudad de Santiago.

La secuencia está formada por tobas y brechas volcánicas andesíticas, de colores violáceos, púrpura y gris, con intercalaciones de lavas andesíticas y numerosos filones tipo manto de composición andesítica y basáltica (Moreno *et al.*, 1991), junto con escasas areniscas, lutitas y limos finamente estratificados, a los que se les atribuye un origen lacustre. Su espesor alcanza aproximadamente los 3000 m.

Daticiones radiométricas sumadas a estudios de fauna fósil le asignan una edad Eoceno Superior-Mioceno Inferior a esta formación (Vergara y Drake, 1979; Wyss *et al.*, 1994; Charrier *et al.*, 1996, 2002; Gana y Wall, 1997; Vergara *et al.*, 1999; Sellés, 1999; Fuentes *et al.*, 2000; Sellés *et al.*, 2000; Fuentes *et al.*, 2002; Muñoz, 2005).

En el área particular consiste en flujos de lava andesíticos y ocasionalmente daciandesíticos, porfíricos de grano fino, con fenocristales de plagioclasa y en ocasiones de anfíbola y/o piroxeno, intercalados con brechas volcánicas monomícticas de matriz andesítica y tobas andesíticas cristalinas de caída.

Aflora en el extremo nororiental del área de estudio, limitada al oeste por el contacto intrusivo con la Granodiorita Río Blanco, mientras que al este, subyace en discordancia progresiva a la Formación Farellones. Presenta rumbos variables entre NNE-SSW y NNW-SSE, y los manteos son del orden de 20°-50°, por lo general inclinados al este.

El espesor mínimo expuesto en la zona de estudio es de unos 200 m, correspondientes a la parte alta de la formación. (Piquer, 2006).

Al norte de la zona de estudio, Rivano *et al.* (1995) obtuvieron edades de 27 y de 30 Ma en andesitas (Oligoceno, K-Ar en roca total).

Se observan relaciones de contacto de la Formación Abanico en la parte baja de la ladera occidental del Cerro Negro, sobreyaciendo en discordancia progresiva la Formación Farellones. Además, es intruída por diversas facies del Batolito Río Blanco-San Francisco.

## 2.2.2 FORMACIÓN FARELLONES

Muñoz Cristi (*in* Hoffstetter *et al.*, 1957) propone informalmente el término “Farellones”, a las capas volcánicas discordantes sobre la Formación Abanico, “pero la primera definición formal, si bien sin columna ni mapa, pertenece a Klohn (1960). Este autor la describió, usando información inédita de los autores antes mencionados y extrapolando sus propias observaciones, correspondientes a la cordillera al sur de Santiago. Distinguió, así, una secuencia de estratos volcánicos continentales, de edad terciaria inferior que, en la localidad de Farellones, se apoyaría, discordantemente, sobre la Formación Abanico, de supuesta edad cretácica superior. El criterio principal utilizado para distinguir la Formación Farellones sería, tal como expresó Klohn, su contacto basal discordante” (Rivano *et al.*, 1990).

Corresponde a una sucesión de lavas, tobas e ignimbritas con intercalaciones de brechas. Donde las lavas manifiestan un claro predominio sobre las tobas y brechas, se puede observar, además, que la alternancia de rocas volcanoclásticas más finas, en capas de 4 a 5 metros, producen una marcada estratificación en la serie (Thiele, 1980).

Esta formación sobreyace a la Formación Abanico. Aunque las relaciones de contacto entre ambas formaciones han sido motivo de discusión entre la comunidad geológica. Según estudios más recientes se puede describir como un contacto transicional con amplias variaciones reportándose en diversos sectores como discordante o pseudo-concordante, lo que depende de la reactivación de fallas asociadas a la inversión tectónica de la cuenca de la Formación Abanico (Godoy *et al.*, 1999; Charrier *et al.*, 2002). El techo de esta formación corresponde a la actual superficie de erosión (Thiele, 1980; Rivano *et al.*, 1990).

De acuerdo a dataciones radiométricas disponibles se le asigna una edad Miocena. El espesor reportado para la Formación Farellones es de 2.500 m, aumentado por los numerosos mantos intrusivos y lacolitos del Mioceno Superior – Plioceno que la intruyen. (Thiele, 1980; Rivano *et al.*, 1990).

Se correlaciona cronológicamente con las formaciones Palaoco, Contreras, Conglomerados de Tunuyán y Agua de la Piedra en Argentina (Sruoga *et al.*, 2000; Giambiagi *et al.*, 2001).

Rivano *et al.*, 1990, definen dos subunidades de la formación: un miembro inferior compuesto por ignimbritas bastante meteorizada y toba, y un miembro superior compuesto por lavas de composición basáltica y andesítica. Las rocas volcánicas de la Formación Farellones tienen en su mayoría un carácter calcoalcalino.

#### 2.2.2.1 MIEMBRO LÁVICO INTERMEDIO

Constituido mayoritariamente por flujos de lava andesíticos, con sectores brechosos, por lo general de textura porfírica de grano fino, con fénocristales de plagioclasa de 1-3 mm, además de anfíbola y/o piroxeno, y masa fundamental afanítica. Afloran, además, intercalaciones de tobas de ceniza cristalinas, también de composición andesítica, con cristales fracturados de plagioclasa y fragmentos líticos en general escasos. También se observan algunas delgadas intercalaciones de conglomerados y areniscas epiclásticas de origen fluvial, las cuales aparecen especialmente en el

entorno de la Laguna Barroso, con clastos de andesita y toba subredondeados y ocasionalmente subangulares, de tamaño <5 cm. En general los niveles sedimentarios son de color rojizo, por la presencia de hematita en la matriz.

Su disposición subhorizontal o con manteo suave (8° -12°) hacia el SW. Puntualmente presenta manteos algo más fuertes, en las cercanías de fallas inversas.

Muestra estratificación gruesa, en bancos de potencia mayor a 10 m. El espesor máximo de este miembro es de 800 m (Piquer y Alcota, 2010). Dataciones radiométricas asignan edades entre Mioceno Inferior Alto a Mioceno Medio. Sobreyace en discordancia progresiva a la Formación Abanico. Subyace concordantemente al miembro piroclástico superior.

#### 2.2.2.2 MIEMBRO PIROCLÁSTICO SUPERIOR

Está compuesto por tobas andesíticas cristalinas, tobas de lapilli líticas e intercalaciones de flujos de lava dacíticos y andesíticos.

Aflora con disposición subhorizontal en el extremo sur del área de estudio, en las cumbres más altas que separan las cuencas de Olivares y Río Blanco, por sobre los 4.600 msnm.

El espesor expuesto en el área de estudio es de 300 m (Piquer y Alcota, 2010). Pero, según Castelli y Lara, 1999 en zonas inmediatamente al sur, la potencia de este miembro alcanzaría hasta los 800 m.

Dataciones radiométricas reportan una edad en el rango Mioceno Medio a Superior, Castelli y Lara (1999).

### 2.3 ROCAS INTRUSIVAS

Corresponden a complejos intrusivos polifásicos, con facies equigranulares, inequigranulares seriadas e inequigranulares porfíricas, de edad Mioceno Inferior a Plioceno Inferior. Todas se pueden considerar como producto de la evolución del Batolito Río Blanco-San Francisco, distribuidas en un área de 200 km<sup>2</sup> en las vecindades del yacimiento Río Blanco. A continuación, se describen los tipos litológicos reconocidos, según su orden de intrusión. Se han reconocido catorce facies intrusivas, además de dos tipos principales de brechas hidrotermales, y un complejo subvolcánico (Piquer y Alcota, 2010). La distribución de estas se muestra en la Figura 4.

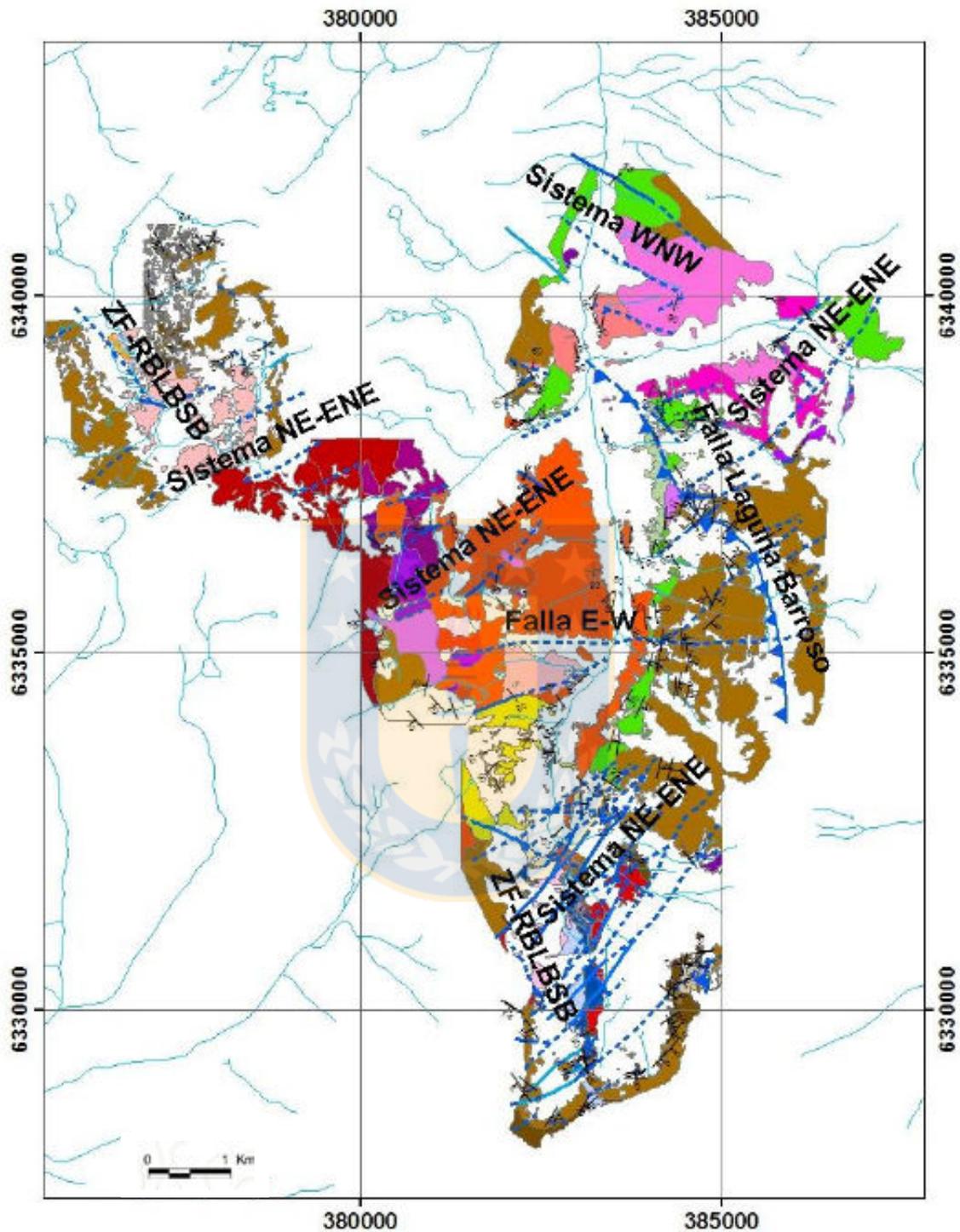


Figura 4: Mapa geológico indicando las fallas y sistemas estructurales principales. Donde ZF-RBLBSB significa, Zona de Falla Río Blanco-Los Bronces-Sierra Bella. Tomado de Piquer y Alcota, 2010.

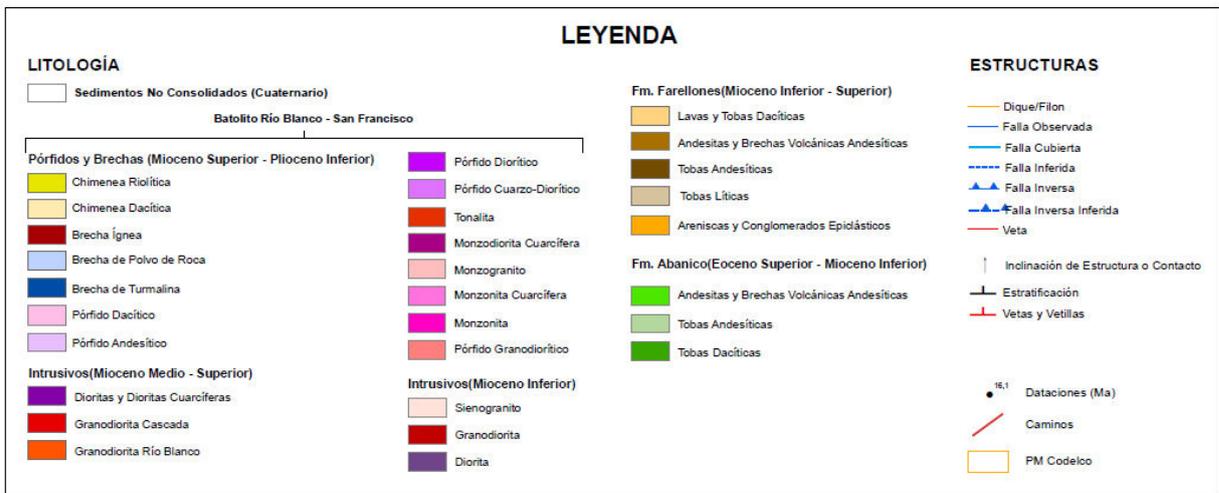


Figura 5: Leyenda del Mapa Geológico de la anterior.

### 2.3.1 DIORITA DE ANFÍBOLA

Aflora al sur del área de estudio en forma de stocks de pequeño tamaño y corresponde a una roca de textura variable, desde fanerítica inequigranular de grano medio a grueso, hasta porfirica de grano fino. El máfico predominante es anfíbola, con cantidades variables de piroxeno y biotita (Piquer y Alcota, 2010).

Las relaciones de contacto que se observan son, cortando a las formaciones Abanico y Farellones. Es cortada por la Granodiorita de Anfíbola y Biotita, por el Pórfido Granodiorítico, por el Sienogranito de Biotita, por la Granodiorita Río Blanco, por la cuarzo-monzonita y por pórfidos andesíticos. Se estima una edad Mioceno Inferior dado que la diorita es cortada por el Sienogranito de Biotita, datado en 16,39 Ma (Piquer y Alcota, 2010).

### 2.3.2 GRANODIORITA DE ANFÍBOLA Y BIOTITA

Corresponde a una granodiorita de anfíbola>biotita, de textura variable entre equigranular e inequigranular seriada, y grano medio a grueso. Las relaciones de contacto observables son, cortando a la Formación Farellones y a la Diorita de Anfíbola. Siendo cortada por el sienogranito de Biotita, por diques de pórfido andesítico y por brechas hidrotermales.

Sus afloramientos se concentran hacia la parte central y norte del área de estudio, ver Figura 4.

Su edad no se encuentra datada, pero, al ser intruida por el sienogranito de Biotita, datado en 16,39 Ma, y cortar a la Formación Farellones, su edad se acota al Mioceno Inferior. Se puede correlacionar con las granodioritas que afloran en los valles de San Francisco y Riecillos, en los márgenes N y S del Batolito Río Blanco-San Francisco, las cuales han sido datadas entre 15,9 y 20,1 Ma (Warnaars et al., 1985).

### **2.3.3 SIENOGRANITO DE BIOTITA**

Se describe predominantemente como un sienogranito de biotita (Rivera y Navarro, 1996), existiendo además facies de monzogranito y cuarzo-monzonita de biotita (Piquer, 2006). Las texturas son diversas, desde equigranular de grano medio en el centro del cuerpo a porfirica de grano fino en los bordes.

Sus afloramientos se distribuyen en la zona central y norte del área intruyendo a las unidades Diorita, Granodiorita de Anfíbola y Biotita y al miembro andesítico de la Formación Farellones (ver Figura 4). Es cortado por diques de pórfido andesítico.

Se ha estimado por medios radiométricos una edad correspondiente a Mioceno Inferior alto (Piquer y Alcota, 2010).

### **2.3.4 PÓRFIDO GRANODIORÍTICO DE ANFÍBOLA Y BIOTITA**

Corresponde a un pórfido granodiorítico de anfíbola y biotita, con textura levemente porfirica en el margen oriental del río Blanco, y textura porfirica gruesa en el margen occidental.

Se presenta cortando a la Diorita de Anfíbolas y a lavas de las formaciones Abanico y Farellones. Es cortada por la Monzonita Cuarcífera.

Dataciones radiométricas de K-Ar en Biotita fijan la edad de este cuerpo intrusivo en  $14,6 \pm 0,5$  Ma (Rivera y Navarro, 1996).

### **2.3.5 MONZONITA DE ANFÍBOLA Y BIOTITA**

Corresponde a una monzonita a monzodiorita de anfíbola, biotita y ocasional piroxeno, de textura generalmente equigranular de grano medio, aunque presenta también variaciones inequigranulares. Hacia el techo del cuerpo intrusivo, cerca del contacto con las volcánicas de la

Formación Farellones, disminuye notablemente el tamaño de grano. Contiene enclaves de composición diorítica.

Aflora intruyendo a las formaciones Abanico y Farellones. El contacto en el techo del cuerpo intrusivo es subhorizontal, indicando un emplazamiento filoniano a partir de los conductos alimentadores del magmatismo. La unidad es cortada por pórfidos andesíticos y dacíticos.

Rivera y Navarro (1996) documentaron una edad K-Ar en Biotita para este pulso de intrusión en  $14,2 \pm 0,5$  Ma.

### **2.3.6 MONZONITA CUARCÍFERA DE ANFÍBOLA Y BIOTITA**

Litológica y texturalmente es similar a la Monzonita, salvo por el aumento en el contenido de cuarzo. También contiene enclaves dioríticos.

Las relaciones de contacto observadas intruyen al pórfido granodiorítico, siguiendo un contacto de alto ángulo, difuso, de orientación NNW-SSE. El contacto con la unidad Monzonita es gradual, y sigue una tendencia WNW-ESE en la parte sur y NW-SE en la parte norte. Es cortada por pórfidos dacíticos elongados en la dirección NNW, en cuyos contactos se desarrollan brechas ígneas con clastos de monzonita cuarcífera y matriz de pórfido.

Por su contacto gradacional y similitudes texturales, se infiere una edad similar a la monzonita, en torno a 14 Ma (Piquer y Alcota, 2010).

### **2.3.7 GRANODIORITA RÍO BLANCO (GDRB)**

Corresponde a una granodiorita de anfíbola y biotita, de textura por lo general equigranular de grano medio, con facies inequigranulares en algunos sectores. Presenta regularmente nódulos de composición diorítica, de tamaño variable que van desde pocos centímetros hasta más de 5 metros.

Sus afloramientos cortan a rocas volcánicas de las formaciones Abanico y Farellones. El contacto es, por lo general, de alto ángulo, inclinado al este. Localmente se reconocen contactos de bajo ángulo, posiblemente asociados a la intrusión de apófisis entre la estratificación de la Formación Abanico. Hacia el oeste aparecen algunos contactos de bajo ángulo con otras facies intrusivas, como las tonalitas en la parte alta del Cerro Ceatoleí. Es cortada por dioritas, cuarzo-dioritas y

monzodioritas cuarcíferas, por diques de pórfido dacítico y andesítico, por la Chimenea Riolítica, y por cuerpos de brecha hidrotermal.

Rivera y Navarro (1996) reportaron numerosas edades K-Ar para esta unidad en la zona de estudio, las cuales consistentemente arrojan valores en torno a 12,5 Ma.

### **2.3.8 MONZOGRANITO DE ANFÍBOLA Y BIOTITA**

Se clasifica como un monzogranito de anfíbola y biotita, de textura inequigranular porfírica, con enclaves de composición diorítica, de grano fino a medio.

Se dispone intruyendo a la Granodiorita Río Blanco, con la cual presenta contactos gradacionales. Es cortado tajantemente por la Chimenea Riolítica.

No existen dataciones radiométricas de esta unidad. Por su contacto gradacional con la Granodiorita Río Blanco, se puede inferir una edad cercana, en torno a 12 Ma (Piquer y Alcota, 2010).

### **2.3.9 DIORITAS, DIORITAS CUARCÍFERAS Y PÓRFIDOS DIORÍTICOS DE ANFÍBOLA, BIOTITA Y PIROXENO**

Forma una franja de orientación general N-S a NNW-SSE. Se emplaza en el contacto entre la Granodiorita de Anfíbola y Biotita del Mioceno Inferior, y la Granodiorita Río Blanco.

Corresponde a una diorita a diorita cuarcífera de anfíbola, biotita y piroxeno. Su textura es equigranular de grano fino a medio, con habituales variedades porfíricas.

Se observa cortando a la Formación Farellones y a la unidad Monzonita. Se observó un cuerpo de pórfido diorítico intruyendo a la Granodiorita Río Blanco, de lo cual se desprende que al menos algunas facies de diorita son más jóvenes que esta última. Es cortada por cuerpos de pórfido dacítico, andesítico, y por brechas hidrotermales.

Esta unidad fue datada en  $11,9 \pm 0,5$  Ma (Rivera y Navarro, 1996). En el yacimiento, se dispone de una edad U-Pb de un cuerpo diorítico, que entregó 8,16 Ma (Deckart *et al.*, 2005).

### **2.3.10 MONZODIORITA CUARCÍFERA DE ANFÍBOLA Y BIOTITA**

De textura equigranular de grano medio. Se presenta intruyendo a la GDRB, con contactos de alto ángulo. Además, se puede observar un contacto gradual con la diorita-cuarzo diorita.

No se dispone de dataciones radiométricas para esta unidad, pero por su contacto gradacional se infiere una edad similar a la diorita (11,9 Ma).

### **2.3.11 TONALITA DE ANFÍBOLA Y BIOTITA**

Corresponde a una tonalita de anfíbola y biotita, de textura equigranular de grano fino a medio. Se presenta en contacto intrusivo subhorizontal con la Granodiorita Río Blanco. En algunos afloramientos se observa cortando a volcanitas de la Formación Farellones.

No se dispone de dataciones radiométricas. Por su textura presenta algunas similitudes con la unidad Diorita de la División Andina, la cual tiene una edad de 8,16 Ma (Deckart et al., 2005).

### **2.3.12 GRANODIORITA CASCADA (GDCC)**

Corresponde a una granodiorita de anfíbola y biotita, de textura equigranular de grano fino a medio. Intruye a volcanitas de la Formación Farellones y es cortada por un cuerpo de brecha de polvo de roca.

Dataciones U-Pb efectuadas a esta unidad en el sector de La Americana, entregan consistentemente edades en torno a 8,4 Ma. (Piquer y Alcota, 2010)

### **2.3.13 PÓRFIDOS DACÍTICOS DE BIOTITA Y ANFÍBOLA (PDL Y PQM)**

Son pórfidos dacíticos o granodioríticos de biotita y anfíbola. En ellos se pueden observar característicos ojos de cuarzo, además de fenocristales de plagioclasa, biotita y menor anfíbola. Su textura es porfírica con masa fundamental microcristalina, de color blanco a gris claro.

Aflora intruyendo a las formaciones Abanico y Farellones, y a las distintas unidades plutónicas descritas anteriormente. Se observaron facies pre y post-brecha: algunos cuerpos de brecha hidrotermal contienen clastos de pórfido dacítico, mientras que otros diques de pórfido de similar composición cortan a brechas hidrotermales y a la Chimenea Riolítica. Se distingue un habitual desarrollo de brechas ígneas con clastos de su roca de caja en las zonas de contacto.

En el sector SE de la zona de estudio, al sur de la laguna Barroso, diques de esta composición cortan a la Formación Abanico han sido datados (Ávila, 1999) en  $5,0 \pm 0,5$  Ma. En el yacimiento Río Blanco, este conjunto de pórfidos dacíticos ha sido datado, coincidentemente, en el rango 6,32-5,23 Ma (Mioceno Superior a Plioceno Inferior, Deckart *et al.*, 2005).

#### **2.3.14 PÓRFIDO ANDESÍTICO DE ANFÍBOLA Y/O PIROXENO**

Son cuerpos de pequeñas dimensiones, de orientación preferencial ENE-WSW, que afloran en toda la zona de estudio, controlados por estructuras o bien emplazados en zonas de contacto de cuerpos intrusivos mayores.

Corresponden a pórfidos andesíticos de anfíbola y/o piroxeno, con fenocristales de plagioclasa de tamaño variable, y masa fundamental fina gris oscura, compuesta por microlitos de plagioclasa y máficos.

Están cortando a todas las unidades presentes en el área de estudio. En el entorno de la laguna Diamante se observa que los diques de pórfido andesítico cortan también a vetillas de turmalina-cuarzo.

Diques andesíticos situados inmediatamente al norte de la zona de estudio, emplazados en la Formación Farellones, fueron datados por Rivera (1996) en  $11,0 \pm 0,6$  Ma y  $10,7 \pm 0,6$  Ma (Mioceno Superior, K-Ar en roca total). Sin embargo, en el distrito existen múltiples eventos de intrusivos en forma de diques andesíticos y microdioríticos, por lo cual estas edades no son necesariamente válidas para todos los diques de esta composición, en particular para aquellos que cortan a las vetillas de turmalina-cuarzo. En el yacimiento Río Blanco, la unidad Pórfido Feldespático, de composición andesítica, ha sido datada en 5,84 Ma (U-Pb, cercano al límite Mioceno Superior-Plioceno Inferior, Deckart *et al.*, 2005).

#### **2.3.15 CHIMENEA RIOLÍTICA LA COPA (CHRIOL)**

Aflora en el sector central-sur de la zona de estudio, cubriendo la ladera oeste del valle del río Blanco.

Corresponde a un complejo subvolcánico dominado por brechas, donde se reconocen facies de brecha ígnea, brecha hidrotermal y brecha de colapso. Se observan puntualmente depósitos

piroclásticos de ambiente volcánico, depositados sobre paleosuelos, indicando que el evento explosivo alcanzó hasta la paleosuperficie. Los clastos son de composición andesítica y granodiorítica. Los fragmentos de granodiorita predominan hacia las zonas de contacto, donde la matriz es predominantemente ígnea y los clastos son más redondeados. En la matriz contiene abundantes ojos de cuarzo y cristales de biotita primaria. Las facies hidrotermales presentan matriz de polvo de roca. Aflora cortando a las volcanitas, a la Granodiorita Río Blanco, a brechas de turmalina, y a pórfidos dacíticos. Es cortada por diques de pórfido dacítico tardío.

En el yacimiento Río Blanco, esta unidad ha sido datada en 4,8-4,9 Ma (Plioceno Inferior; K-Ar en biotita, Warnaars *et al.*, 1985).

Adicionalmente, se distinguen numerosos cuerpos de brecha hidrotermal, concentrados en dos franjas: el ámbito de la zona de falla Río Blanco-Los Bronces-Sierra Bella (sección 2.4 Estructuras) y el margen oriental de la Granodiorita Río Blanco. Los cuerpos de brecha se han agrupado en dos grandes unidades: brechas de turmalina y brechas de polvo de roca, ambas de edad Mioceno Superior – Plioceno Inferior. En ambos tipos de brechas existe una variación vertical de la mineralogía hidrotermal en la matriz: mientras que, en los niveles más profundos (reconocidos solamente en sondajes y operaciones subterráneas) predomina la biotita, en los niveles intermedios, se produce una transición a predominio de turmalina, la cual, en cotas altas pasa a turmalina-especularita. Las brechas de polvo de roca, además, en algunos sectores altos presentan la matriz alterada solamente a clorita-sericita. En términos generales, se observa que en ambos tipos de brecha aumentan de tamaño en profundidad. En el caso de las brechas de turmalina, existen evidencias de que el evento de fracturamiento y brechización alcanzó una cota determinada y no siguió progresando hacia la superficie, continuando sólo como sistemas de vetillas de turmalina-especularita-cuarzo. Las brechas de polvo de roca también se hacen más extensas en profundidad, en algunos sectores, llegan a la superficie como delgadas digitaciones controladas por estructuras, sin embargo, en profundidad forman cuerpos bastante masivos. Las brechas de polvo de roca en profundidad son notablemente más extensas que en superficie, y digieren casi la totalidad de las brechas de turmalina, las cuales se encuentran en forma de clastos y bloques contenidos en la matriz de polvo de roca.

### 2.3.16 BRECHAS DE TURMALINA (BXT)

Aflora en diversos sectores del área de estudio. La mayor parte se asocian a la zona de Falla Río Blanco-Los Bronces-Sierra Bella, de orientación NW-SE a NNW-SSE. En el extremo noroccidental del área, se han reconocido 23 cuerpos de este tipo de brechas, asociados a estructuras NW-SE y NE-SW. Se trata de cuerpos de pequeñas dimensiones, de orden métrico. Avanzando hacia el sureste, se encuentra el cuerpo mayor documentado hasta la fecha al norte del yacimiento Río Blanco-Los Bronces, con 250 metros de largo y 50 de ancho, elongado en sentido NNE-SSW. Siguiendo por la misma franja hacia el SSE, afloran cuatro cuerpos de brecha de cuarzo-turmalina en el entorno de las lagunas Los Milos, y finalmente un cuerpo elongado ENE-WSW en el contacto entre la CHRIOL y la GDRB. Más hacia el SE, se distinguen cuerpos de brecha asociados al yacimiento, y luego, al sur del mismo, afloran en el sector de La Americana, formando cuerpos de contactos orientados N30-50°W, con algunas digitaciones menores orientadas ENE-WSW. Más al sur, en el glaciar Olivares Alfa, se observaron clastos de brecha de turmalina contenidos en una brecha de polvo de roca, y en las morrenas laterales del glaciar. Fuera de esta franja, también es posible encontrar cuerpos muy pequeños, donde la matriz además contiene especularita.

Corresponden a crackle-brechas de turmalina, cuarzo, magnetita, especularita, hematita, piritita y trazas de biotita, albita y polvo de roca, con 5-20% de matriz. Los clastos son monométicos, angulosos y mal seleccionados, de litología idéntica a su roca de caja, evidenciando escaso o nulo desplazamiento y rotación.

Esta unidad corta a todas las rocas volcánicas y plutónicas del área de estudio. Contienen clastos de pórfidos dacíticos tempranos, y son cortadas por diques de pórfidos dacíticos tardíos.

Fragmentos de Brecha de Turmalina se encuentran como clastos en la CHRIOL y en las brechas de polvo de roca descritas a continuación.

Por sus relaciones de contacto se infiere una edad contemporánea con los eventos de pórfido dacítico, es decir, en torno a 6-5 Ma (Piquer y Alcota, 2010).

### **2.3.17 BRECHAS DE POLVO DE ROCA (BXPR)**

Al igual que las BXT, afloran a lo largo de la franja NW-SE a NNW-SSE de la zona de falla Río Blanco-Los Bronces-Sierra Bella y en el margen oriental de la GDRB. Asociado a la primera franja, se observó un cuerpo de dimensiones moderadas que aflora un kilómetro al oeste de la laguna Turquesa, en el extremo NW del área de estudio. Tiene unos 230 metros de largo en dirección N-S y 150 metros de ancho máximo en sentido E-W.

Corresponde a una brecha de matriz de polvo de roca y cantidades variables de cuarzo y pirita. En algunos casos, como en la parte central y norte de La Americana, la matriz se encuentra turmalinizada. Cuando la matriz no contiene turmalina, es de color gris claro. Los clastos son polimícticos y subangulosos a subredondeados, encontrándose fragmentos de diversos tipos de rocas volcánicas, de GDRB, GDCC, Pórfido Dacítico y de BXT.

Afloran, cortando a volcanitas de las formaciones Abanico y Farellones, a la GDRB, a la GDCC, a los Pórfidos Dacíticos y a la BXT. Es posible encontrar clastos BXPR contenidos en la CHRIOL.

Por sus relaciones de contacto se infiere una edad cercana a 5 Ma (Piquer y Alcota, 2010).

## **2.4 ESTRUCTURAS:**

La dirección preferencial de fallas y sistemas de vetillas en la zona de estudio es NE-SW a ENE-WSW (N45°-80°E). Sin embargo, las fallas de mayor importancia, en cuanto al control sobre el ascenso y emplazamiento de cuerpos intrusivos, pórfidos y brechas hidrotermales, presentan rumbo NNW-SSE (N25°-40°W).

Se pueden distinguir dos fallas principales con esta última orientación: la zona de Falla Río Blanco-Los Bronces-Sierra Bella y la Falla Laguna Barroso. Además, en el sector noreste del área, se reconoce un importante sistema de fallas y vetillas de orientación WNW-ESE (N50°-80°W), con control sobre el emplazamiento de intrusivos y brechas hidrotermales. Finalmente, existe una falla mayor de orientación E-W, que controla el emplazamiento de un extenso dique de pórfido dacítico. En la Figura 4, se muestran las principales fallas del área de estudio.

Se reconocen además dos discordancias angulares: una de ellas separa a las formaciones Abanico y Farellones, y la otra es intraformacional, ya que limita paquetes con distintos grados de deformación dentro de la Formación Farellones.

Fallas NE-SW a ENE-WSW: son las fallas más numerosas presentes en la zona de estudio. Se observan rumbos variables entre  $N45^{\circ}$ - $80^{\circ}$ E, y manteos subverticales. Cortan indistintamente a rocas intrusivas y volcánicas. Controlan el emplazamiento de pórfidos andesíticos y dacíticos, de digitaciones de brechas de polvo de roca y de turmalina, de numerosos sistemas de vetillas, y además constituyen los márgenes NW y SE de la Chimenea Riolítica. En general son estructuras discontinuas, con corridas individuales menores a tres kilómetros. Se infiere que varias de estas estructuras menores están relacionadas entre sí, formando parte de un sistema estructural mayor. Este ha sido ampliamente reconocido en trabajos 1:25.000 desarrollados en el Distrito Andina (Venegas, 2003; Piquer, 2006, 2007), y también en las operaciones mineras de la División. A él se asocia un sistema de fallas de importancia regional, denominada como falla El Salto-Escondida-Lo Aguirre. Se observa un desplazamiento en el rumbo de tipo dextral, que afecta al corredor principal de brechas en el sector de La Americana (Piquer y Alcota, 2009). Este sentido de movimiento es coherente con lo documentado para este tipo de estructuras en otras zonas del Distrito Andina (Venegas, 2003; Piquer, 2006, 2007), y en el interior del yacimiento (Skarmeta et al., 2004). En algunos casos se ha documentado además un componente inverso subordinado (Castelli, 2004; Piquer, 2006). Tanto en el yacimiento como en el blanco La Americana, se ha observado que estas fallas presentan un movimiento tardío de tipo normal, post-mineral, con saltos del orden de cientos de metros.

Se infiere que estas estructuras actuaron como fallas normales que, junto a fallas N-S y NNW-SSE, limitaron los depocentros donde se acumuló la Formación Abanico (Piquer, 2007). Posteriormente, durante la compresión E-W predominante durante el Mio-Plioceno, habrían sido reactivadas como fallas de rumbo dextrales o compuestas dextrales-inversas, dependiendo de la orientación del plano de falla.

Fallas NNW-SSE: forman parte de un trend de importancia regional, que controla fuertemente la ubicación y emplazamiento de plutones y pórfidos del Mio-Plioceno, reconocido en el yacimiento Río Blanco-Los Bronces (Silva y Toro, 2009), así como en la región hacia el norte del mismo, al menos hasta la latitud del batolito del río Colorado, al norte del valle del Aconcagua (Piquer,

2007). En general las fallas pertenecientes a este sistema resultan difíciles de reconocer al interior del batolito Río Blanco-San Francisco, ya que se encuentran “selladas” por los eventos intrusivos e hidrotermales. Sin embargo, fuera del batolito, estas fallas se reconocen nítidamente en terreno, cortando y plegando a las rocas volcánicas, produciendo zonas de salbanda y cataclasis. Se pueden distinguir dos estructuras mayores con esta orientación:

#### **2.4.1 FALLA LAGUNA BARROSO**

Corresponde a una estructura mayor de orientación N5-10°W en la parte sureste del área de estudio, variando a N30°W en la parte norte. La inflexión en el rumbo se produce en el sector de Laguna Barroso. Su corrida es de al menos 8 kilómetros, con un manteo de 60-70°W. En el bloque occidental presenta rocas de la Formación Abanico sobreyacidas por niveles suavemente plegados de la Formación Farellones, mientras que en el bloque oriental afloran exclusivamente lavas subhorizontales de la Formación Farellones. Por correlación estratigráfica, se interpreta un movimiento de tipo inverso, con alzamiento del bloque occidental. Este sentido de movimiento es coherente con la morfología de un pliegue de arrastre observado en la Formación Farellones en el sector SE del área de estudio, el cual también es indicador de vergencia oriental.

Su salto mínimo se estima en 200 metros. La prolongación hacia el NNW de esta estructura, controla el emplazamiento del pórfido granodiorítico de Cerro de Pasco y del margen oriental de la GDRB en la quebrada Ángela.

#### **2.4.2 ZONA DE FALLA RÍO BLANCO-LOS BRONCES-SIERRA BELLA:**

Es una estructura de importancia regional, que limita depocentros donde se acumularon rocas volcano-sedimentarias de la Formación Abanico, ocasiona su posterior deformación, y controla la ubicación y el emplazamiento de cuerpos intrusivos, pórfidos, brechas, sistemas de vetas y vetillas, y de parte importante de la mineralización del yacimiento Río Blanco-Los Bronces (Piquer, 2006, 2007; Piquer y Alcota, 2008, 2009<sup>a</sup>, b; Castelli y Lara, 1999b; Silva y Toro, 2009). En los trabajos citados se ha interpretado a esta estructura como una falla normal reactivada en modo inverso. En la parte sur del área de estudio (sector de La Americana), esta estructura controla el emplazamiento de los cuerpos de BXT, BXPR y Pórfido Dacítico. Hacia el norte del yacimiento, focaliza el emplazamiento de brechas hidrotermales y sistemas de vetas y vetillas en los sectores de Riolita Norte, Los Milos, Ventana, Turquesa y Diamante. Al igual que la falla

Laguna Barroso, esta zona de falla se inflecta desde una orientación N25-40°W al norte, hasta una dirección N10-20°W hacia el sur, en el cajón de Los Sulfatos (Alfaro, 1995, comunicación verbal en Castelli y Lara, 1999b).

### **2.4.3 FALLAS WNW-ESE**

Se reconocen varias estructuras menores (corridas del orden de 1 km) con esta orientación, concentradas en el extremo noreste del área de estudio. Controlan el emplazamiento de intrusivos monzoníticos, cuarzomonzoníticos y granodioríticos, inmediatamente al norte del valle de Barriga. La estructura más relevante de este sistema, se orienta N70°W, y limita por el norte a los intrusivos mencionados. Ha sido reconocida en trabajos anteriores 1:25.000 (Rivera y Navarro, 1996; Castelli, 2004). Inmediatamente al oeste de la laguna Turquesa, se observó la traza de una falla N60°W, con alrededor de un metro de salbanda, y control sobre el emplazamiento de vetillas con mineralización de Cu. El sentido de movimiento de las fallas WNW no ha sido determinado, aunque Castelli (2004) infiere para la falla principal un movimiento inverso con vergencia al SSW.

### **2.4.4 FALLA E-W**

En la parte central del área de estudio, al este del contacto entre la GDRB y la Formación Abanico, se observa un potente dique de pórfido dacítico, el cual presenta un marcado control estructural E-W, asociado a una falla subvertical con estrías subhorizontales, reconocida tanto en superficie como en sondajes perforados por la División Andina. La prolongación de este trend hacia el W, marca el límite entre la GDRB y el monzogranito, y luego controla el emplazamiento de pórfidos cuarzo-dioríticos y la orientación de brechas ígneas.

### **2.4.5 DISCORDANCIA INTRAFORMACIONAL**

En la parte alta del Cerro Negro, hacia el SW de Laguna Barroso, en el bloque alzado de la falla del mismo nombre, se observa nítidamente una discordancia angular, que separa dos secuencias volcánicas pertenecientes ambas a la Formación Farellones, según se pudo establecer en base a dataciones U-Pb. Bajo la discordancia se observa una serie de pliegues suaves de ejes de orientación NNW-SSE y NE-SW, con manteos de hasta 22°, mientras que las rocas suprayacentes aparecen subhorizontales, con manteos menores a 10°. Las rocas plegadas bajo la discordancia han sido datadas en 16,879±0,045 Ma.

#### **2.4.6 DISCORDANCIA ABANICO – FARELLONES:**

Esta discordancia se reconoce muy bien al norte de la zona de estudio (Piquer, 2006, 2007), donde el miembro piroclástico inferior de la Formación Farellones se apoya en discordancia angular sobre andesitas de la Formación Abanico. Como se mencionó anteriormente, la unidad basal de la Formación Farellones ha sido datada (U-Pb) en 22,7 Ma. Esta unidad piroclástica se acuña hacia el sur y desaparece unos 2,5 kilómetros al norte del área de estudio. Por lo tanto, el miembro andesítico intermedio de la Formación Farellones se apoya directamente sobre lavas de igual composición de la Formación Abanico, dificultando el reconocimiento del contacto entre ambas. Sin embargo, por los contrastes en la intensidad de plegamiento de las volcanitas, se puede ubicar la posición de la discordancia angular que separa ambas unidades. Las rocas de la Formación Abanico se presentan intensamente plegadas y por lo general los manteos se sitúan en el rango 30-50°, mientras que la Formación Farellones se presenta subhorizontal o suavemente plegada, con manteos que no sobrepasan los 22°.



### **3 ELEMENTOS DE FORTIFICACIÓN Y SOSTENIMIENTO**

En este capítulo se presenta una descripción de los elementos de sostenimiento de túneles comúnmente usados para las funciones de fortificación temporal o definitiva. Los elementos constitutivos del sistema de fortificación que se abordarán, son los siguientes:

- Hormigón Proyectado.
- Hormigón Proyectado con fibra.
- Pernos de acero.
- Marchiavanti.
- Cables de anclaje.
- Marcos reticulados.
- Marcos de acero.

#### **3.1 HORMIGÓN PROYECTADO (SHOTCRETE)**

##### **3.1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL**

El hormigón proyectado es, actualmente, un elemento indispensable en los procedimientos de sostenimiento y revestimiento estructural de túneles, cavernas y taludes.

En la actualidad, en la industria se usan tres procesos distintos, que son: mezcla seca, mezcla húmeda y mezcla semi-húmeda.

##### **3.1.2 REQUERIMIENTOS COMO ELEMENTO DE FORTIFICACIÓN**

El hormigón proyectado, debe cumplir con una función de sostenimiento permanente de túneles y cavernas, para esto deberá tener una resistencia final de al menos 30 MPa, a la compresión.

Se define regularmente una resistencia temprana de 2 MPa, la que permite el ingreso seguro al personal bajo el hormigón proyectado, este valor fue verificado mediante ensayos de resistencia temprana, o de aptitud. Estos ensayos se orientaron a determinar las características de fragüe y de reducción en la condición final de resistencia, comparándolo frente a un hormigón sin aditivos acelerantes, en las condiciones en que el mismo sería producido en la obra. Mediante los mismos, se verificó y/o adaptó la dosificación del acelerante de fragüe, determinada mediante los ensayos de laboratorio.

El hormigón proyectado debe ser de grado equivalente a H-30 o superior, en lo que respecta a sus características de resistencia cúbica a la compresión a los 28 días, según Norma Chilena NCH 170 Of. 2013. Además de este requerimiento, la evolución y valores absolutos de resistencia a la compresión temprana, vale decir, entre las primeras 24 horas de fraguado.

Por lo general en minería, el hormigón proyectado debe ser resistente a sulfatos, a fin de prevenir el efecto causado por presencia de agua la que puede ser agresiva para el hormigón y/o el acero. Esto rige como norma, a menos que se determine fehacientemente la ausencia de agua de esta calidad; y sobre la base de una suficiente cantidad de ensayos de aguas de infiltración o de datos experimentales justificativos.

Los requisitos generales, en relación con la composición de las mezclas y a la instalación del hormigón proyectado, son los siguientes:

- Superficie acuñada y limpia, apta para la correcta adherencia del hormigón.
- Homogeneidad (mezcla de partida y dosificación uniforme).
- Generación de polvo reducida.
- Buena adherencia sobre superficies (en techo y paredes).
- Posibilidad de aplicación en espesores gruesos en una sola capa, no superiores a 15 cm.
- Rebote reducido (menor a 10%)
- Desarrollo temprano de resistencia (a las 2 horas, resistencias de: 2 MPa a la compresión)
- Resistencia final mayor o igual de acuerdo a lo indicado en esta especificación.
- Evolución controlada de la resistencia, en las primeras horas después de la aplicación.
- Distancias de transporte adecuadas e instalación rápida tras su fabricación.
- Es normal o recurrente que en la instalación de hormigón proyectado además se incorpore una malla de refuerzo del tipo bizcocho galvanizada 10006 o ACMA C-196, o similar.

En muchos casos se emplean aditivos líquidos, acelerantes de fraguado, los que deben estar libres de álcalis, silicatos y aluminatos para no reducir la resistencia a la compresión.

El espesor máximo de una capa individual de hormigón proyectado no deberá exceder los 15 cm. Se establece esta restricción debido a que espesores mayores producen desprendimiento de la capa de shotcrete.

Para la determinación del espesor de cada capa de hormigón proyectado, en las excavaciones, se instalan, antes de cada aplicación, puntas de acero de longitud predefinida u otro elemento referencial de control de espesor equivalente.

### **3.1.3 ASPECTOS BÁSICOS PARA LA COLOCACIÓN DE HORMIGÓN PROYECTADO**

#### **3.1.3.1 PREPARACIÓN DE SUPERFICIES**

Previo a la colocación del hormigón proyectado, debe prepararse la superficie que va a ser recubierta. En esta instancia pueden presentarse las siguientes situaciones:

- Colocación sobre roca
- Colocación sobre capa anterior de hormigón proyectado
- Colocación sobre hormigón
- Colocación sobre malla metálica
- Filtraciones

## **3.2 HORMIGÓN PROYECTADO CON FIBRA**

### **3.2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL**

Este elemento de soporte incorpora al hormigón proyectado una mezcla de fibras de acero o sintéticas. La incorporación de las fibras a la mezcla de hormigón mejora la ductibilidad, la resistencia a la tracción, la absorción de energía y resistencia al impacto. La magnitud de los incrementos de estas propiedades está directamente ligada a la cantidad y tipo de fibra empleada en la mezcla.

Con este tipo de soporte instalado, una capa de shotcrete puede agrietarse y deformarse y aun así conservar la capacidad de carga; de manera que, en circunstancias normales, hay tiempo suficiente para poder observar las fisuras o deformaciones y así poder tomar las medidas pertinentes.

Los parámetros críticos de las fibras metálicas son:

- Geometría.
- Longitud.

- Relación largo/espesor (L/D).
- Calidad del acero.

En la práctica se busca una fibra delgada y larga con acero de alta calidad (igual o mayor que el refuerzo ordinario), existiendo fibras especiales para ambientes corrosivos.

### **3.2.2 REQUERIMIENTO DEL ELEMENTO DE FORTIFICACIÓN**

El hormigón proyectado con fibras, debe cumplir con la función de sostenimiento permanente de túneles y cavernas, para esto deberá tener una resistencia final de al menos 30 MPa, a la compresión. La que se encuentra dada por la calidad del hormigón, debiéndose utilizar uno de grado equivalente a H-30 o superior, en lo que respecta a sus características de resistencia cúbica a la compresión a los 28 días, según Norma Chilena NCH 170 Of. 2013. Más allá de este requerimiento, evolución y valores absolutos de resistencia a la compresión temprana, vale decir, entre las primeras 24 horas de fraguado.

Además, las mezclas de hormigón con fibras, deben estar diseñadas de modo de poseer una capacidad de absorción de energía, mínimo de 500 J, para el caso de roca estable y 700 J o mayor, para el caso del sostenimiento de roca de menor calidad.

La resistencia a la tracción del agregado de fibras deberá ser mayor a la matriz de hormigón, la que se estima en  $3,7 \times 10^{-3}$  MPa. El valor de la resistencia a la tracción de la mezcla de hormigón con fibras, deberá ser ensayado y medido de acuerdo a las dosificaciones utilizadas para la mezcla, puesto que dependerá de la cantidad, geometría y material de las fibras utilizadas.

Además, las fibras deberán ser agregadas a la mezcla, como cualquier otro componente. El proceso de mezcla debe asegurar que todos los paquetes de fibra sean separados, hasta que se tengan la totalidad de las fibras individualizadas y distribuidas homogéneamente en la mezcla.

El shotcrete reforzado con fibra requiere el uso de microsílíce y aditivos, para poder contrarrestar los efectos negativos, que tienen las fibras sobre el bombeo y la proyección. Además, es importante que la adherencia, entre el acero y la matriz de concreto, sea óptima; lo cual se logra con la adición de microsílíce, con un agregado de tamaño máximo de 8 mm.

Es necesario aumentar el asentamiento, a un mínimo de 10 – 14 cm. Esto significa que el shotcrete reforzado con fibra requiere una dosis mayor de súper-plastificantes.

Por razones de anclaje, el tamaño de las fibras debe ser, al menos, el doble del tamaño del agregado máximo (~16 mm).

Las fibras metálicas podrán añadirse antes, después o durante la dosificación de los materiales del concreto. En caso de producirse aglomeración de fibras (bolas), puede eliminarse modificando la secuencia de dosificación.

### **3.3 PERNOS DE ACERO**

#### **3.3.1 DESCRIPCIÓN Y ALCANCE**

Los pernos de acero son los elementos principales del sistema de fortificación de las excavaciones. Su propósito es contener la activación del macizo en la toma de esfuerzos o, en forma local, la de otorgar soporte a sectores de las excavaciones que, por su geometría o por los sistemas de fracturas, requieren de un soporte externo, para no desprenderse. Por su importancia y la necesidad de garantía de durabilidad, en particular en sectores con posibilidad de infiltración de aguas, podrá requerirse el uso parcial o total de pernos galvanizados.

Los tipos de pernos que pueden usarse más regularmente en la construcción de túneles, son los siguientes:

- Pernos helicoidales anclados con resina (solo anclaje activo). El anclaje se materializa mediante el empleo de cartuchos de resinas de poliéster y el sellado definitivo se materializará con lechada de cemento.
- Pernos helicoidales galvanizados, anclados con resina (solo anclaje activo). El anclaje se materializa mediante el empleo de cartuchos de resinas de poliéster y el sellado definitivo se materializará con lechada de cemento.
- Pernos helicoidales anclados con lechada de cemento (pasivo o activo). El anclaje y sellado se materializa mediante un mortero o lechada de cemento.
- Pernos helicoidales galvanizados, anclados con lechada de cemento (pasivo o activo). El anclaje y sellado se materializa mediante un mortero o lechada de cemento.

Los pernos deben cumplir con Norma ASTM A615 Grado 60.

### **3.3.2 REQUERIMIENTO DEL ELEMENTO DE FORTIFICACIÓN**

Lo pernos de acero son parte del sostenimiento permanente de los túneles y cavernas, en consecuencia, deben cumplir con ciertos estándares, por ejemplo, asegurar una resistencia a la tracción de 630 MPa y 420 MPa a la fluencia.

Los materiales a emplear, para la instalación de pernos de anclaje, deben cumplir con las exigencias que se indican en los planos de cada proyecto. Dichos anclajes deben ser montados de manera previa al hormigonado, cuando corresponda.

## **3.4 MARCHIAVANTI**

### **3.4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL Y ALCANCE**

Marchiavanti es un término general, mediante el que se designan elementos de sostenimiento que se instalan en el macizo, por sobre el frente de excavación de un nuevo módulo de avance de un túnel, a fin de evitar que, durante el desarrollo, se produzcan desprendimientos de roca desde la clave, vale decir, sobreexcavaciones o inestabilidades mayores causantes de posibles derrumbes. En general, se emplean para este propósito barras o tubos de acero, instalados en forma paralela al eje de la cavidad, rodeando perimetralmente el perfil de excavación. De acuerdo a las características del macizo, podrá ser conveniente inyectar las perforaciones en las que se instalan los marchiavanti con mortero o lechada de cemento. Su instalación a lo largo de la línea de excavación en la parte superior de la bóveda en general se efectúa en forma sub-paralela a la superficie de excavación, constituyendo así una especie de paraguas o parrilla de protección anticipada, variando el ángulo de instalación entre 10° y 15°.

Como marchiavanti se podrán emplear los siguientes elementos:

- Barras de acero no inyectados, instalados en una perforación o hincados directamente en el macizo.
- Barras instaladas en una perforación con relleno de mortero o lechada de cemento en toda su longitud.
- Tubos de acero instalados en una perforación o hincados directamente en el macizo.

- Tubos de acero instalados en una perforación con relleno de mortero o lechada de cemento en toda su longitud.
- Pernos autoperforantes inyectados con lechada de cemento.

### **3.5 CABLES DE ANCLAJE**

#### **3.5.1 DESCRIPCIÓN GENERAL**

Los cables son elementos de refuerzo, contruidos normalmente de alambres de acero trenzados, los cuales son fijados con lechada de cemento dentro del macizo rocoso. El cable más comúnmente usado se denomina de “trenzado simple”, el cual, está conformado por siete alambres, en conjunto tienen un diámetro de 5/8”, su capacidad de anclaje alcanza la 25 Ton. Pueden ser usados en cualquier longitud, en el rango de 5 a 30 m, ya sea en modalidad cable simple o doble. La industria ofrece una gran variedad de cables de refuerzo, se destacan aparte de lo ya indicado, los cables destrenzados y los bulbados, que mejoran la adherencia de la lechada de cemento.

Las diferencias más significativas entre los pernos cable y los pernos de roca inyectados con lechada son el modo de fabricación y la capacidad de carga. Para ambos rigen los mismos principios de funcionamiento y en el caso de los pernos cable se adiciona la acción de refuerzo y sujeción de bloques rocosos sueltos, sin embargo, ello no funciona para el caso de sostener bloques de pequeño volumen, siendo necesario complementar el sostenimiento con pernos de roca y/o malla y/o la proyección de shotcrete.

#### **3.5.2 REQUERIMIENTO DEL ELEMENTO DE FORTIFICACIÓN**

A continuación, se presentan los requerimientos mínimos, para cables de baja relajación, para ser utilizado como cable activo (tensado) y como cable pasivo uso como perno cable, en fortificación de excavaciones.

Todas las obras deben construirse de acuerdo a planos y especificaciones, en cuanto a dimensiones y calidad de materiales.

### 3.5.2.1 CABLE ACTIVO (TENSADO)

En este sistema de cables se debe garantizar que cuenta con una parte anclada a la roca (zona de anclaje), la cual es capaz de resistir las tensiones aplicadas a los cables. También debe dejar una zona libre en la cual los cables no están adheridos a la roca (y permiten retensar los cables en el futuro).

Generalmente el tensado post anclaje es del orden de 5 ton, a menos que se indique lo contrario.

El cable en la zona anclaje debe incorporar un bulbo (zona de cable destensado) para mejorar el anclaje, debido al aumento de la superficie en contacto.

Ya sea en la zona de anclaje, como en la zona libre los cables, deben contar con una doble protección contra la corrosión.

De ser necesario los cables ya instalados podrán ser cementados a columna completa; se debe implementar un sistema de inyección de grouting, de modo que garantice que los tendones quedarán cementados, en toda su longitud.

### 3.5.2.2 CABLE PASIVO (PERNO CABLE)

Corresponde a un cable liso de diámetro nominal 0,6", lechado a columna completa sin tensar, con una zona destensada en el fondo de la perforación.

El diámetro de perforación debe ser como mínimo de 45 mm.

Para fijar el sistema planchuela y el barril-cuña junto a la malla, se realiza un tensado mínimo de apriete al tramo del cable saliente.

## 3.6 MARCOS RETICULADOS

### 3.6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Los marcos reticulares son marcos tridimensionales fabricados con acero redondo estriado, constituidos por tres o más barras que forman los elementos principales, dispuestos formando una sección transversal triangular y una geometría adaptada a la forma teórica de la excavación. Las

diagonales de los marcos pueden ser de acero redondo liso o nervado. Las uniones entre segmentos de marco están realizadas con perfiles metálicos apernados.

Los marcos reticulares son fabricados a la medida de la geometría del túnel, de modo que puedan quedar embebidos en el espesor del revestimiento primario del túnel y no requieran sobreexcavaciones adicionales o que sobresalgan del galibo requerido.

En general, los marcos reticulados son empleados como parte del sostenimiento del túnel, actuando como un sistema de protección inmediato luego de la excavación y subsecuentemente como refuerzo del sostenimiento de hormigón proyectado. La función de los marcos reticulares podrá ser de carácter temporal o definitivo, pero lo más regular es que formen parte del sostenimiento definitivo, por ser parte de la armadura del hormigón proyectado.

### **3.6.2 REQUERIMIENTO DEL ELEMENTO DE FORTIFICACIÓN**

Los marcos reticulados deben ser fabricados de modo de cumplir con los requerimientos geométricos de cada tipo de túnel y espesor del sostenimiento. De preferencia los marcos son fabricados en maestranzas de reconocido prestigio.

No se permite la reutilización de marcos provenientes de una demolición.

### **3.7 MARCOS DE ACERO**

Este tipo de elementos generalmente es utilizado como soporte definitivo en labores de avance, en condiciones donde el macizo rocoso se presenta intensamente fracturado y/o muy débil, bajo condiciones geotécnicas de mala a muy mala y sometida a condiciones de esfuerzos muy altos. Para lograr un control efectivo de estabilidad en tales condiciones de terreno, los marcos se utilizan debido a su excelente resistencia mecánica y sus propiedades de deformación, lo cual contrarresta el cierre de la excavación evitando su ruptura prematura. La ventaja es que este sistema continúa proporcionando soporte después que hayan ocurrido deformaciones importantes.

Los marcos son construidos con perfiles de acero, según los requerimientos de forma y sección de la excavación, es decir, en forma de baul, herradura o incluso circulares. Existen dos tipos de marcos, los denominados “rígidos” y los “deslizantes”. Los primeros usan comúnmente perfiles

“H” o “T” y están conformados por dos o tres segmentos unidos por platinas, pernos y tuercas. Los segundos usan perfiles “V” y se componen por tres segmentos que se deslizan entre sí, sujetos y ajustados con uniones de tornillo.

Todos los marcos y sus elementos auxiliares, al momento de ser cubiertos con el hormigón proyectado, deberán estar libres de descascaramientos de óxido, aceite, pintura, retardadores de hormigón, escamas o costras, grasa o cualquier otra sustancia que pudiera atacar químicamente al acero, el hormigón o reducir la adherencia entre ambos.

Los marcos metálicos deberán ser instalados en un plano vertical y niveles indicados en los planos de cada proyecto.

Para poder ajustar los marcos metálicos y colocarlos en la alineación y niveles requeridos, se tendrán que emplear placas de apoyo y cuñas de madera, mortero de fraguado rápido o shotcrete.

Se debe proveer barras espaciadoras, para la conexión de un marco con el vecino, a fin de asegurarlo en su posición. Éstas deberán ser confeccionadas con barras de acero, dobladas convenientemente y conectadas a los marcos.

Los marcos metálicos deberán ser recubiertos completamente con hormigón proyectado, de modo de garantizar un sólido contacto entre el macizo y el sostenimiento. El recubrimiento tendrá que tener un espesor mínimo de 3 cm.

Las uniones de los marcos, tipo H, deben ser materializadas mediante grapas especiales.

Las juntas y uniones de los marcos metálicos, tipo H, deberán ser apernadas, tales que la rigidez transversal a la flexión y rigidez frente a esfuerzos axiales de la sección transversal sea, como mínimo, igual o mayor a la que proveería un marco continuo.

Se debe respetar las siguientes tolerancias en la instalación de los marcos:

- Tolerancia radial frente a la posición teórica de  $\pm 50$  mm;
- Tolerancia en su longitud total de  $\pm 50$  mm
- Tolerancia en su posicionamiento a lo largo del eje del túnel de  $\pm 50$  mm.

## **3.8 MARCOS NORUEGOS**

### **3.8.1 DESCRIPCIÓN GENERAL Y ALCANCE**

El marco noruego permite instalar una fortificación rápida, con resultado inmediato, en condiciones de roca, con estabilidad muy mala, con sobre excavación y auto soporte muy bajo.

Este tipo de marco, se debe instalar acompañado de la instalación de pernos helicoidales y de shotcrete con fibra, formando los tres elementos el soporte definitivo de la excavación.

### **3.8.2 MATERIALES Y COMPONENTES**

Se empleará un marco compuesto por 6 barras acero redondo liso de diámetro 12 mm, unidas cada un metro por una barra de acero redondo liso de diámetro 20 mm, mediante soldadura.

El acero se ceñirá a la Norma NCh 204 A630-420H y la soldadura se hará con Electrodo tipo AWS E7018, con bajo contenido de hidrógeno.

### **3.8.3 GENERALIDADES CONSTRUCTIVAS**

Las superficies rocosas deberán limpiarse, previamente a la colocación del marco noruego, con un chorro de aire a presión.

Cuando el marco noruego se utilice con fines de sostenimiento de avance, la aplicación del hormigón proyectado deberá realizarse inmediatamente después de la tronadura, luego de haberse eliminado sólo los trozos de roca realmente sueltos y sin necesidad de ejecutar la limpieza superficial. No obstante, si esta colocación se realiza después de la ejecución de otras labores en el frente de trabajo, deberá efectuarse la limpieza descrita anteriormente.

Después de la colocación de la primera capa de hormigón proyectado, se instalará el marco. Éste se instalará soportado por los pernos de anclaje, colocados previamente utilizando un fierro perpendicular a los pernos.

Los marcos se instalarán ajustándose lo más posible al contorno de la superficie a cubrir, de modo que la distancia entre ambas varíe, desde el contacto directo, hasta un máximo de 1 cm. La superficie a cubrir deberá encontrarse limpia, en el momento de colocación del marco.

### **3.9 MALLAS DE REFUERZO**

La malla metálica se utiliza principalmente con los siguientes objetivos:

- Para prevenir la caída de rocas ubicadas entre los pernos, actuando en este caso como sostenimiento de la superficie de la roca.
- Para contener bloques de roca desprendidos desde el contorno de la excavación ubicada entre los pernos, actuando en este caso como elemento de prevención.
- Como refuerzo de hormigón proyectado.

A continuación, se establecen las condiciones generales mínimas, que deben cumplir las mallas que se utilizan como refuerzo del hormigón proyectado y como protección contra el desprendimiento y/o caídas de rocas.

El tipo de malla generalmente utilizada durante la ejecución de una obra corresponde a los siguientes tipos: malla cuadrada bizcocho y malla de alambre electro-soldada. Ambas deben ser de una marca y fábrica reconocida y que cuente con certificación de sus productos.

#### **3.9.1 MALLA CUADRADA BIZCOCHO**

La malla de alambre galvanizada tejida del tipo bizcocho 10006 es la de más amplio uso, esta tiene rombos de 10 cm de lado y el alambre es de calibre 6 (tipo Inchalam 10006 o equivalente).

La malla se coloca, en general, sobre una capa de hormigón proyectado, aplicada previamente, y se afirmará mediante pernos; podrán emplearse, para ello, los pernos de anclaje colocados previamente, a condición de usar una placa y tuerca adicionales.

Cuando su instalación es en combinación con otros elementos de refuerzo, por ejemplo, recubrimiento de shotcrete sobre la malla, este no debe ser inferior a 20 mm, o lo que se indique según criterios geotécnicos, ello se hace extensivo a los elementos metálicos de fijación que se hubiesen colocado.

Los tramos de malla que se coloquen deben traslaparse entre sí en todas las uniones, siguiendo lo más aproximadamente posible el contorno de la superficie a cubrir, de modo que la distancia entre ambas varíe desde 30 cm hasta un máximo de 50 cm. La superficie tras la malla, ya sea que

tenga una capa de hormigón proyectado (shotcrete) previa o roca expuesta, deberá encontrarse limpia en el momento de su instalación.

En su instalación el traslape siempre debe coincidir con una corrida de pernos.

### **3.9.2 MALLA DE ACERO ELECTRO – SOLDADA**

En caso de utilizar malla electro-soldada, lo más regular es que sea del tipo ACMA C-196 (100 x 100 x 5,0 mm) o equivalente, calidad AT56-50H y que cumpla con la NCh 1173. La malla se afirmará mediante los pernos de fortificación, ya instalados, a condición de usar una plancha y tuerca adicionales. Las mallas se colocarán ajustándose al contorno de la superficie a cubrir y de modo que la distancia de traslape, entre paños de mallas adyacentes, varíe desde 30 cm hasta un máximo de 50 cm. Este traslape debe ser atado con ganchos de acero  $\phi$  10 mm (A440-280H). La superficie a cubrir, ya sea que tenga una capa de shotcrete previa o roca expuesta, deberá encontrarse limpia en el momento de la colocación de la malla.

Cuando sobre la malla se aplique shotcrete, el recubrimiento de la malla no deberá ser inferior a 20 mm, o lo que se indique según criterios geotécnicos, ello debe hacerse extensivo a los elementos metálicos de fijación que se hubieren instalado.

## **3.10 GROUTING**

### **3.10.1 DESCRIPCIÓN GENERAL**

Grouting son inyecciones de cemento o resinas que tienen un tiempo de fraguado, para que ingrese en las fisuras y después las consolide, la presión de inyección y el tiempo de fraguado se debe estudiar de acuerdo a las fisuras o grietas de la roca, el objetivo de este es: estabilizar, fortalecer o sellar filtraciones, en las rocas que rodean un túnel. En caso que las fracturas sean muy grandes y arrastren el material de grouting; se puede, en primera instancia, congelar el agua con amoniaco.

## **4 DEFINICIONES DEL SOPORTE SEGÚN DISEÑOS DE INGENIERÍA**

El sostenimiento de excavaciones subterráneas pretende dar estabilidad a sectores donde se ha extraído material producto de las tronaduras, logrando re-establecer una condición de equilibrio, dado que en el proceso de tronadura y retiro de marinas el macizo tiende a cerrarse desde techo, piso y cajas. Ello ocurre cuando se rompe el equilibrio estático natural que existe en un macizo rocoso, es decir, ocurre una alteración del campo tensional inicial, en consecuencia, las fuerzas verticales y horizontales exceden la resistencia natural del macizo o capacidad de autoaporte, produciendo el colapso de la labor.

Entonces, el soporte tiene como función reforzar el macizo rocoso, aumentando su capacidad de autoaporte, aminorando de esta forma el fracturamiento progresivo que sufre.

### **4.1 TIPOS DE SOSTENIMIENTO**

#### **4.1.1 SEGÚN SU CATEGORÍA PORTANTE**

Se pueden distinguir dos tipos de sostenimiento según la función portante que estos desempeñen el “Sostenimiento Principal” y el “Sostenimiento Secundario Complementario o Adicional”:

##### **4.1.1.1 SOSTENIMIENTO PRINCIPAL**

Es aquel que se instala con la intención de contrarrestar la presión del techo, impidiendo que se produzca colapso del mismo o hundimientos importantes, es el que controla la estabilidad completa de la obra, aun cuando no siempre pueda cubrir todo el espacio abierto y evitar inestabilidades locales.

##### **4.1.1.2 SOSTENIMIENTO SECUNDARIO COMPLEMENTARIO O ADICIONAL**

Es aquel que se combina con el Sostenimiento Principal para el control de puntos específicos donde exista riesgo de inestabilidad local.

#### **4.1.2 SEGÚN LA TEMPORALIDAD**

Es posible hacer una distinción por el tipo de fortificación y la vida útil del sistema de soporte:

#### **4.1.2.1 FORTIFICACIÓN SISTEMÁTICA, TEMPORAL O DE DESARROLLO:**

Es un sistema de sostenimiento de corto tiempo (menos de un año) y se caracteriza por que se instala inmediatamente después del disparo, brinda seguridad inmediata al personal y equipos, evitando el deterioro prematuro del macizo rocoso.

Ejemplo: Pernos con Anclaje, pernos roca, mallas, etc.

#### **4.1.2.2 FORTIFICACIÓN DEFINITIVA:**

Se instala para asegurar la estabilidad de las labores y sus singularidades, instalándose con posterioridad a los disparos de avance para toda la vida útil del proyecto.

Ejemplo: Cables de Acero, Pernos con resina o Lechados, Shotcrete, Marcos Metalicos, u otros.

#### **4.1.3 SEGÚN LA FUNCIÓN DE SOSTENIMIENTO**

En este caso se clasifican según las siguientes definiciones:

##### **4.1.3.1 FORTIFICACIÓN ACTIVA:**

Son aquellos elementos o sistemas de soporte que ejercen acción soportante, desde el mismo momento en el que son instalados, mediante aplicación de una carga externa sobre el macizo rocoso. También se definen como activos, aquellos sistemas que modifican el interior del macizo.

Ejemplo: Los pernos de Anclaje.

##### **4.1.3.2 FORTIFICACIÓN PASIVA:**

Son aquellos elementos de soporte o sistemas que no aplican ninguna carga externa al momento de la instalación y solo trabajan cuando el macizo rocoso experimenta alguna deformación o cuando son solicitados estáticamente. También se definen como pasivos los sistemas que modifican el exterior de la excavación.

Ejemplo: Mallas, Soportes con Madera, Marcos Metálicos, etc.

## **4.2 SOSTENIMIENTO DEL PROYECTO**

En la fase de ingeniería de diseño del proyecto se han definido los estándares de sostenimiento que serán aplicados en la fase constructiva. Para el caso particular de este proyecto se han combinado varios criterios distintos como las clasificaciones geotécnicas y convencionales más

ampliamente usadas en la construcción de obras subterráneas como el Índice Q de Barton (1994) y el RMR de Bieniawski además de criterios internos propios de División Andina de Codelco.

Estos conceptos son entregados por Codelco en planos válidos para construir, los cuales resumen las características esenciales de cada soporte. En términos generales se puede señalar lo siguiente:

- Se generan 5 clases de soporte según la calidad geotécnica del macizo rocoso
- La diferenciación de cada soporte se hace en función de Rangos del Índice Q de Barton
- Convencionalmente se enumeran los tipos de soporte de 1 a 5, siendo el tipo de soporte 1, el más liviano al estar asociado a una roca de muy buena calidad geotécnica. Y el soporte tipo 5 el más pesado, al estar asociado a condición de roca extremadamente mala.
- Existe, además una clase de sostenimiento especial, denominada Clase de Soporte Portal.

Desde el punto de vista geotécnico se puede decir que en condición de roca tipo 1, el tiempo autosoporte tiende a infinito y en consecuencia se requieren menos elementos de sostenimiento y refuerzo, por el contrario en condición de roca tipo 5, el tiempo de autosoporte puede tender a cero y en consecuencia se requieren más elementos de sostenimiento y su instalación tiene que ser inmediata, en algunos casos se debe cambiar la forma y tipo de excavación, eliminando el uso de explosivos, usando solo excavación mecanizada.

En la Figura 6 se presenta la nomenclatura básica de una sección tipo, esencial para una mejor descripción de la definición de cada soporte:

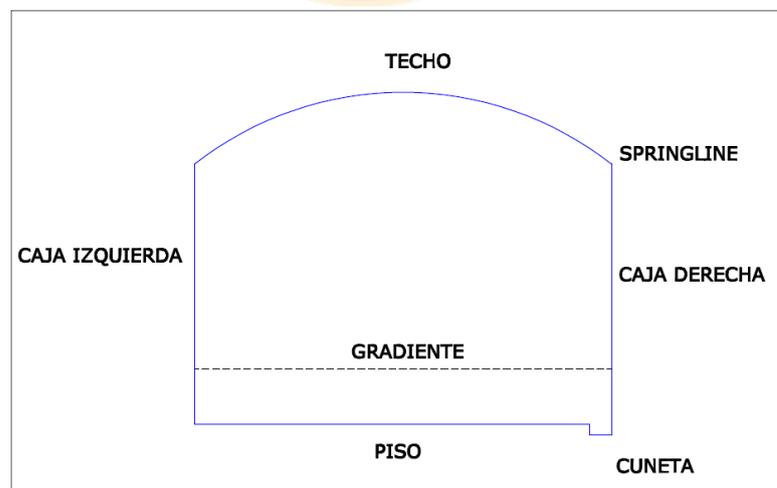


Figura 6: Nomenclatura estándar de una sección de excavación.

La siguiente tabla de datos presenta la descripción general de los distintos tipos de soporte:

Tabla 1: Descripción de los tipos de Soporte Según Proyecto de Ingeniería

Tipo de Sostenimiento	Rangos del Índice Q	Características
1	$Q > 10$	Sostenimiento con Pernos al tres bolillo y Malla Galvanizada tipo 10006 de Springline a Springline (ver Figura 7).
2	$5 \leq Q < 10$	Sostenimiento con Pernos al tres bolillo y Malla Galvanizada tipo 10006 de Gradiente a Gradiente (ver Figura 8).
3	$1 \leq Q < 5$	Sostenimiento con Pernos al tres bolillo mas Perno a piso, Malla Galvanizada tipo 10006 y Shotcrete e = 7.5 cm de Piso a Piso (ver Figura 9).
4	$0.1 \leq Q < 1$	Sostenimiento con Pernos al tres bolillo mas Perno a piso, Malla Galvanizada tipo 10006 y Shotcrete e = 10 cm de Piso a Piso (ver Figura 10).
5	$Q < 0.1$	Sostenimiento con Pernos al tres bolillo mas Perno a piso, Malla Acma, Shotcrete e = 10 cm de Piso a Piso y Marco Rígido separados a 1 m (ver Figura 11).

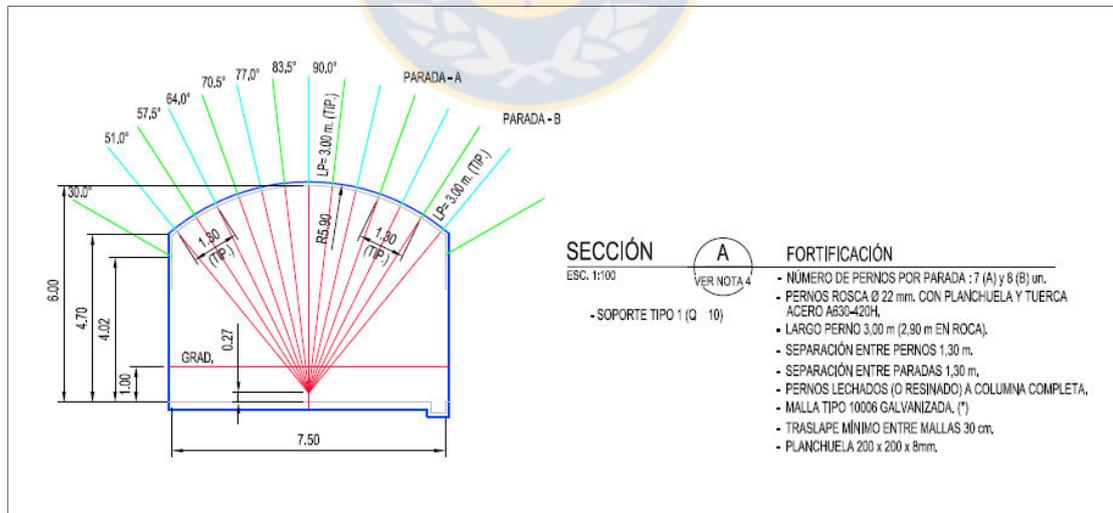


Figura 7: Esquema general de Sostenimiento Tipo 1, para una sección de 7.5 x 6.

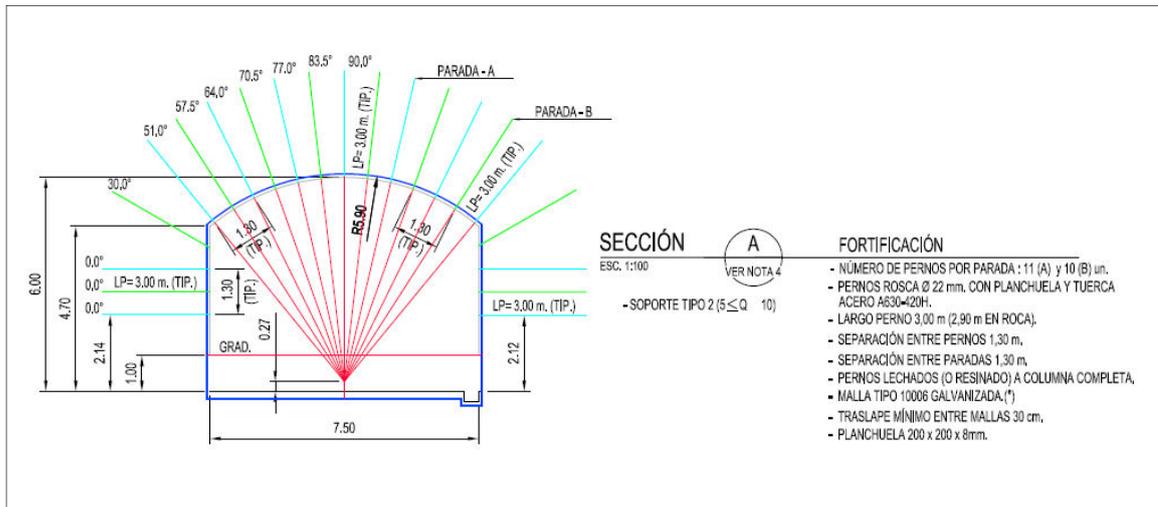


Figura 8: Esquema general de Sostenimiento Tipo 2, para una sección de 7.5 x 6.

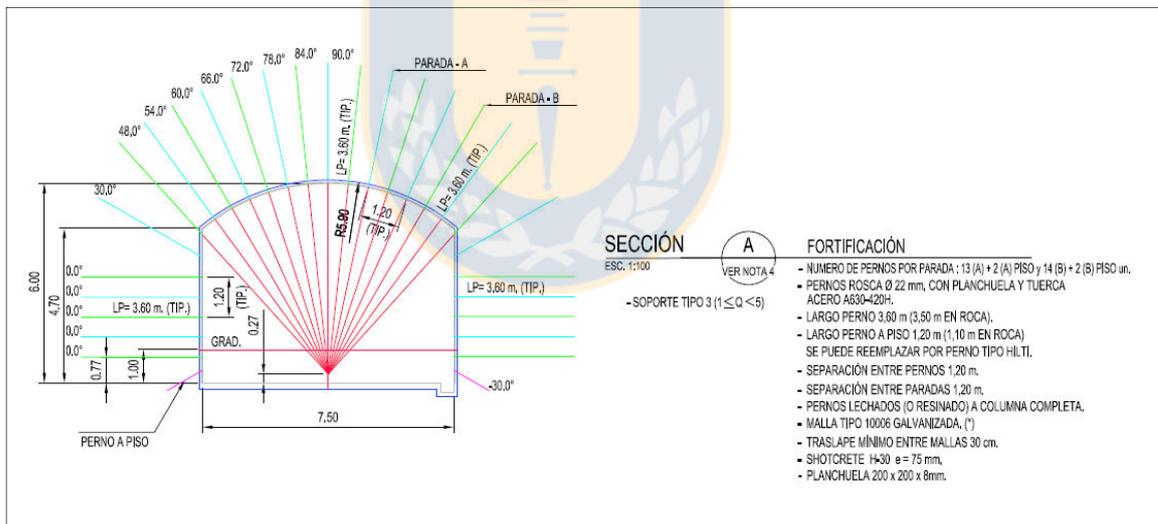


Figura 9: Esquema general de Sostenimiento Tipo 3, para una sección de 7.5 x 6.

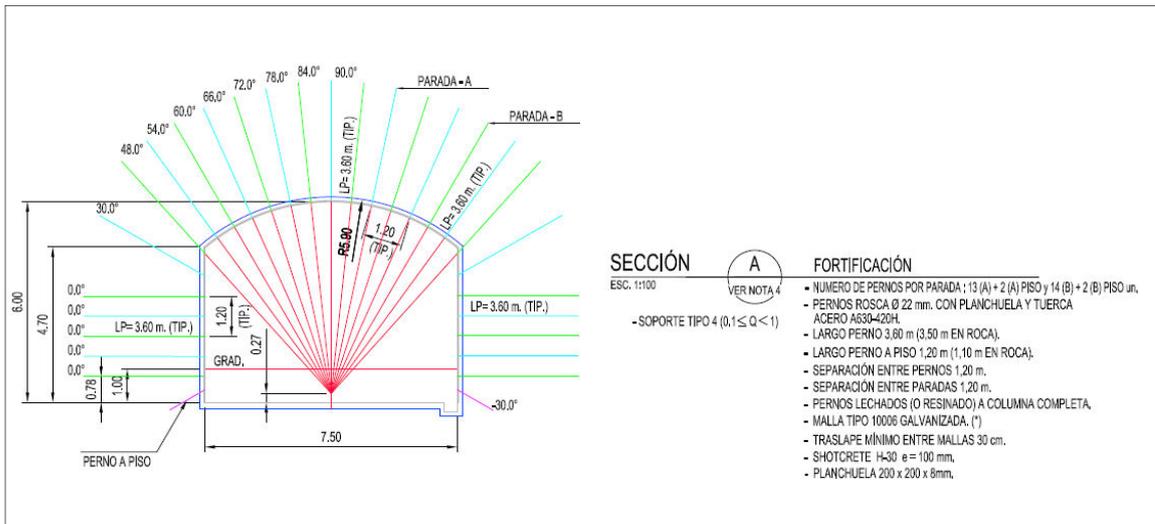


Figura 10: Esquema general de Sostenimiento Tipo 4, para una sección de 7.5 x 6.

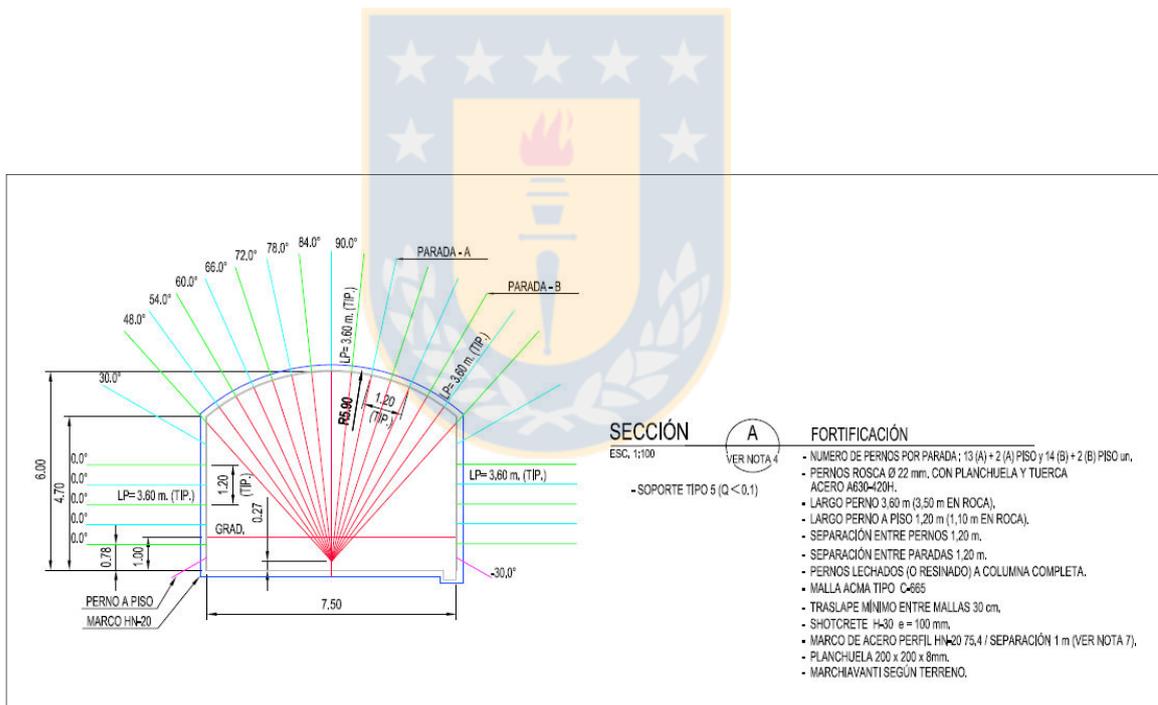


Figura 11: Esquema general de Sostenimiento Tipo 5, para una sección de 7.5 x 6.

## 5 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

Realizado el Mapeo geotécnico se procede a la estimación del Índice Q de Barton, método empleado para la definición tipo de Roca, con el cual se consigna la definición del Soporte. Además, se registran los parámetros para la estimación de Rock Mass Rating (RMR) de Beniaowsky y se estima visualmente el GSI de Hoek.

### 5.1 MÉTODO DE CLASIFICACIÓN SISTEMA Q DE BARTON

El método de clasificación de Barton et al. (1974) se desarrolló para estimar la fortificación de túneles en función del índice Q de calidad geotécnica, definido según el siguiente algoritmo que combina los seis parámetros y cuyo resultado es el Índice Q:

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) * \left( \frac{J_r}{J_a} \right) * \left( \frac{J_w}{SRF} \right)$$

Donde el primer cociente corresponde a una estimación del tamaño de los bloques que conforman el macizo rocoso, el segundo cociente corresponde a una estimación de la resistencia al corte entre bloques, y el tercer cociente representa lo que Barton et al. (1974) denominan esfuerzo “activo”. Los parámetros que definen estos cocientes son:

*RQD* Es la designación de la calidad de la roca definida por Deere et al. (1966), que puede variar de 0 (macizos rocosos de muy mala calidad) a 100 (macizos rocosos de excelente calidad). Este parámetro se define en terreno trazando una línea recta imaginaria de 50mm sobre el o los sectores representativos de la frente excavada y sumando todos aquellos tramos mayores a 100 mm, para luego estimar el porcentaje.

*J<sub>n</sub>* Es un coeficiente asociado al número de sets de estructuras presentes en el macizo rocoso (Joint Set Number), que puede variar de 0.5 (macizo masivo o con pocas estructuras) a 20 (roca totalmente disgregada o triturada).

*J<sub>r</sub>* Es un coeficiente asociado a la rugosidad de las estructuras presentes en el macizo rocoso (Joint Roughness Number), que puede variar de 0.5 (estructuras planas y pulidas) a 5 (estructuras poco persistentes espaciadas a más de 3 m).

$J_a$  Es un coeficiente asociado a la condición o grado de alteración de las estructuras presentes en el macizo rocoso (Joint Alteration Number), que puede variar de 0.75 (vetillas selladas en roca dura con rellenos resistentes y no degradables) a 20 (estructuras con rellenos potentes de arcilla).

$J_w$  Es un coeficiente asociado a la condición de aguas en las estructuras presentes en el macizo rocoso (Joint Water Reduction Factor), que puede variar de 0.05 (flujo notorio de aguas, permanente o que no decae en el tiempo) a 1 (estructuras secas o con flujos mínimos de agua).

$SRF$  Es un coeficiente asociado al posible efecto de la condición de esfuerzos en el macizo rocoso (Stress Reduction Factor), que puede variar de 0.05 (concentraciones importantes de esfuerzos en roca competente) a 400 (potencial ocurrencia de estallidos de roca).

Desde la Tabla 2 a la Tabla 9 definen cada parámetro para la estimación del Índice Q:

Tabla 2: Valores del Parámetro "Q" según Tipo de Roca

Tipo de Roca	Valor de Q
Excepcionalmente mala	$10^{-3} - 10^{-2}$
Extremadamente mala	$10^{-2} - 10^{-1}$
Muy mala	$10^{-1} - 1$
Mala	1 - 4
Media	4 - 10
Buena	10 - 40
Muy buena	40 - 100
Extremadamente buena	100 - 400
Excepcionalmente buena	400 - 1000

Tabla 3: Razón entre los parámetros para establecer la Calidad del Macizo Rcoso.

RQD	Índice de fracturación	$\frac{RQD}{J_n}$	Medida del tamaño de bloque
$J_n$	Índice de Diaclasado		
$J_r$	Índice de Rugosidad de la discontinuidad	$\frac{J_r}{J_a}$	medida del ángulo de fricción entre bloques
$J_a$	Índice de alteración o relleno de la discontinuidad		
$J_w$	Factor de reducción por la presencia de agua o filtraciones a través de la discontinuidad	$\frac{J_w}{SRF}$	medida de las tensiones efectivas
SRF	Factor representativo de las condiciones tensionales de la roca		

Tabla 4: Valores de la calidad del Testigo RQD.

Calidad		RQD (%)
A	Muy Mala	0 a 25
B	Mala	Más de 25 a 50
C	Media	Más de 50 a 75
D	Buena	Más de 75 a 90
E	Excelente	Más de 90 a 100

Nota:  
 Cuando se obtienen valores del RQD inferiores a 10 (incluyendo el 0), se toma un valor nominal de 10 para calcular el Índice Q.  
 Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.

Tabla 5: Valores del Índice de Diaclasado  $J_n$ 

	$J_n$
A Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa	0,5 - 1
B Una familia de diaclasas	2
C Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D Dos familias de diaclasa	4
E Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F Tres familias de diaclasas	9
G Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
I Roca triturada, terrosa	20

Nota:  
 En intersecciones de túneles, se utiliza la expresión  $(3 \cdot J_n)$   
 En la bocas de los túneles, se utiliza la expresión  $(2 \cdot J_n)$

Tabla 6: Valores del Factor de Reducción por la Presencia de Agua  $J_w$ 

Clases de excavación con presencia de agua		Presión de Agua (kg/cm <sup>2</sup> )	$J_w$
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias de forma localizada, inferiores a 5 l/min	< 1	1
B	Afluencia o presión medias, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades.	1 - 2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno.	2,5 - 10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas.	2,5 - 10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo.	> 10	0,2 - 0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0,1 - 0,05
Nota:			
i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimados. Si se aplican medidas de drenaje, puede incrementar el valor de $J_w$ .			
ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

Tabla 7: Valores del índice de Rugosidad de las discontinuidades  $J_r$ 

a)	Contacto entre las dos caras de la discontinuidad	$J_r$
b)	Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm	
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas Onduladas, rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5
F	Diaclasas planas, lisas	1
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5
Nota:		
i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.		
c)	No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante	$J_r$
H	Zona que contienen minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1
I	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1
Nota:		
ii) Si el espaciado de la familia principal de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice $J_r$ , en una unidad.		
iii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor $J_r = 0,5$		

Tabla 8: Valores del Índice de Alteración de las Discontinuidades  $J_a$ 

a) Contacto entre planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)		$\phi_r$	$J_a$
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo.	-	0,75
B	Planos de discontinuidades inalterados, superficies ligeramente manchadas.	25° - 35°	1
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25° - 30°	2
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcillas (no blanda).	25° - 30°	3
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	8° - 16°	4
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (Minerales de relleno en pequeños espesores)		$\phi_r$	$J_a$
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25° - 30°	4
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm).	16° - 24°	6
H	Sobreconsolidación media o baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm).	12° - 16°	8
I	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de $J_a$ depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas.	6° - 12°	8 - 12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)		$\phi_r$	$J_a$
J	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver clases G, H e I para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6° - 24°	6, 8 ó 6 - 12
K	Zonas o bandas continuas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles.	-	5
L	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H e I para la descripción de las condiciones de las arcillas).	6° - 24°	10, 13 ó 13 - 12
<p>Nota:  Los valores expresados para los parámetros <math>J_r</math>, <math>J_a</math> se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: <math>T &lt; \sigma_n \cdot \tan^{-1}(J_r/J_a)</math>)</p> $Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$			

Tabla 9: Valores de las Condiciones Tensionales de la Roca (Stress Reduction Factor, SRF).

a) Las zonas débiles intersectan la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación de túnel avanza.			$SRF_{(i)}$
A	Múltiples zonas débiles, contenido de arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad).		10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $\leq 50$ m).		5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcillas o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $> 50$ m).		2,5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), rocas de contorno suelta (a cualquier profundidad).		7,5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación $\leq 50$ m).		5
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación $> 50$ m).		2,5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad).		5
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas			
		$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_\theta/\sigma_c$
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas.	$> 200$	$< 0,01$
I	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables.	$200 - 10$	$0,01 - 0,3$
J	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	$10 - 5$	$0,3 - 0,4$
K	Lajamiento y estallido de la roca después de 1 hora en rocas masivas.	$5 - 3$	$0,5 - 0,65$
L	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas.	$3 - 2$	$0,65 - 1$
M	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas.	$< 2$	$> 1$
Notas:			
i) Se reducen los valores expresados del SRF entre 25 – 50 % si las zonas de fractura solo ejercen cierta influencia pero no intersectan la excavación.			
ii) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 < 10$ , se disminuye el parámetro $\sigma_c$ hasta $0.75\sigma_c$ . Si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , se tomara en vez de $\sigma_c$ el valor $0.5\sigma_c$ , donde $\sigma_c$ es la resistencia a la compresión simple, $\sigma_1$ y $\sigma_3$ , son las tensiones principales mayor y menor, respectivamente, y $\sigma_\theta$ es la tensión tangencial máxima (estimada a partir de la teoría de la elasticidad).			
iii) En aquellos casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que el ancho de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2.5 y 5 unidades (véase clase H).			
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones hipostáticas			
		$\sigma_\theta/\sigma_c$	SRF
N	Presión de deformación suave.	$1 - 5$	$5 - 10$
M	Presión de deformación intensa.	$> 5$	$10 - 20$
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua			SRF
O	Presión de deformación suave.		$5 - 10$
P	Presión de deformación intensa.		$10 - 15$
$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$			

La forma recomendada de aplicar el sistema “Q”, consiste en que el sistema de refuerzo o soporte va siendo diseñado en la medida que se va produciendo el avance de la excavación (Carvajal *et al.*, 2008), esto ayuda a obtener un registro geológico antes que pudiera ser cubierto por shotcrete.

Tabla 10: Valores de Parámetros Tensionales y su Correspondencia con el Valor de SRF.

Nivel Tensional	$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_0/\sigma_c$	SRF (antiguo)	SRF (actual)
<b>Tensiones Pequeñas:</b> Cerca de la superficie, fracturas abiertas.	>200	< 0,01	2,5	2,5
<b>Tensiones Medias:</b> Condiciones tensionales favorables.	200 – 10	0,01 - 0,3	1	1
<b>Tensiones elevadas:</b> Estructura muy comprimida. Normalmente, favorable para la estabilidad, quizás desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10 – 15	0,3 - 0,4	0,5 - 2	0,5 - 2
<b>Descostramiento moderado (Slabbing):</b> después de una hora en rocas masivas.	5 – 3	0,5 - 0,65	5 – 9	5 – 50
<b>Descostramiento y Estallido de Roca (Rockburst):</b> después de algunos minutos en rocas masivas.	3 – 2	0,65 - 1	9 – 15	50 – 200
<b>Estallidos violentos de Roca:</b> (Tensión-estallido y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas).	< 2	> 1	15 – 20	200 – 400

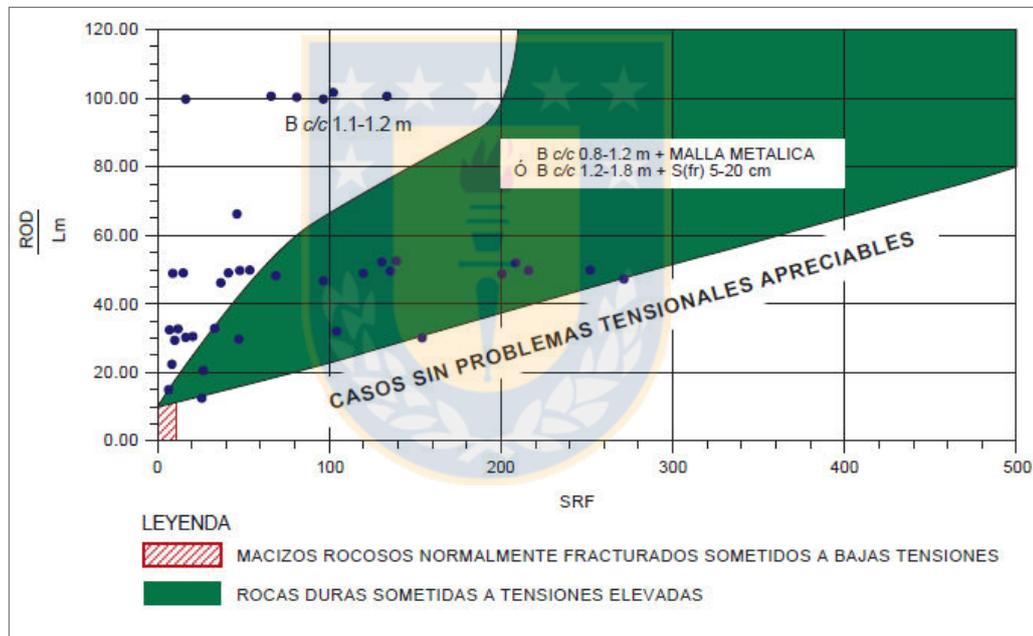


Figura 12: Relación RQD/Jn y refuerzo. (Modificado de Barton 2000).

Para relacionar el valor Q con los requisitos de soporte en terreno, se define una dimensión equivalente dividiendo el ancho de la apertura subterránea, por la relación de soporte de la excavación (ESR). El valor del ESR depende del uso final en la apertura subterránea y el tiempo de exposición; en la Tabla 11 se presentan los valores de ESR más recomendables:

Tabla 11: Valores del Parámetro ESR según tipo de excavación.

		ESR
A	Labores mineras de carácter temporal.	2 – 5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1.6 – 2
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1.2 – 1.3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0.9 – 1.1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.5 – 0.8

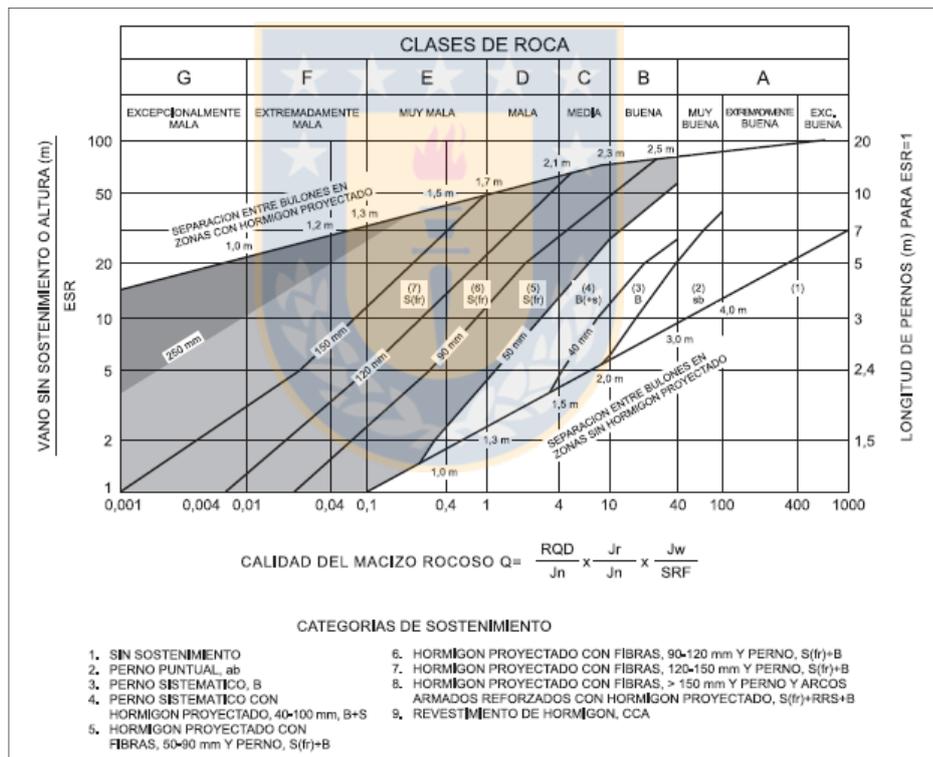


Figura 13: Grafico de Sostenimiento Permanente y Q (Modificado de Barton, 2000).

Para comprobar si después de la aplicación del soporte inicial, se coloca un revestimiento definitivo, se multiplica el valor de ESR por 1,5. Además se pueden aplicar las siguientes correlaciones, aunque con una variación considerable:

- Máximo avance sin soporte =  $2 ESR Q^{0.4}$  (m)

- Presión o necesidad de soporte permanente, con tres o más sets de diaclasas:  $P = \frac{2Q^{-1/3}}{J_r}$
- Presión o necesidad de soporte permanente, con menos de tres conjuntos de diaclasas:

$$P = \frac{2J_n^{1/2} Q^{-1/3}}{J_r}$$

Inicialmente Barton, *et. al.* (1974) proporcionan 38 clases o categorías de soporte, lo que con el paso del tiempo ha ido variando para establecer una clasificación más amigable y fácil de implementar en terreno.

## 5.2 ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA “GSI”

El GSI (Geological Strength Index), es el resultado de años de discusiones entre ingenieros y geólogos con quienes E. Hoek ha trabajado en distintas partes del mundo. Este trabajo propone una tabla muy práctica, donde se presentan combinaciones que reflejan las condiciones naturales del terreno. Como se observa en las Figuras 14, 15 y 16, se consideran dos aspectos de la litología que se está estudiando: la estructura y la condición de la superficie de la discontinuidad. Es importante que se considere que, cuando planos estructurales estén presentes y su orientación sea desfavorable respecto a una de las caras expuestas por la excavación, esta condición dominará el comportamiento de la masa de roca. La grafica original ha sido modificada y presentada en Marinis y Hoek (2000).

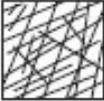
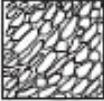
INDICE DE FUERZA GEOLÓGICO PARA LAS MASAS DE PIEDRAS ARTICULADAS (Hoek y Marinos, 2000)		CONDICIONES DE LA SUPERFICIE				
<p>De la litología, las condiciones de estructura y superficie de las discontinuidades, estime el valor medio del GSI. No trate de ser demasiado preciso. En un rango de 33 a 37, es más apropiado considerar un GSI=35. Note que la Tabla no se aplica a anomalías estructuralmente controladas. En donde los planos estructurales débiles estén presentes en una orientación desfavorable con respecto al frente de excavación, esto dominará el comportamiento de masa de roca. La fuerza de esquileo de las superficies en las rocas que son propensas al deterioro como resultado de cambios en contenido de humedad, será reducida si el agua está presente. Al trabajar con rocas normales a muy pobres, un cambio a la derecha puede ser hecho para condiciones húmedas. La presión de agua es tratada con un análisis de tensión eficaz.</p>		<p><b>MUY BUENA</b> Superficies muy ásperas y frescas sin efectos climáticos.</p>	<p><b>BUENA</b> Superficies ásperas, ligeramente afectada por el clima, con presencia de hielo.</p>	<p><b>INTERMEDIA</b> Superficies alteradas y suaves, con efectos climáticos moderados.</p>	<p><b>POBRE</b> Superficies con filtraciones y efectos climáticos severos, con capas o rellenos compactos o fragmentos angulares.</p>	<p><b>MUY POBRE</b> Superficies con filtraciones y efectos climáticos severos, con capas o rellenos de arcilla.</p>
ESTRUCTURA		CALIDAD DECRECIENTE DE LA SUPERFICIE				
 <p><b>INTACTOS o MACIZOS</b> - Especímenes de roca intactos o roca masiva insitu con pocas discontinuidades.</p>	<p><b>COHESION DECRECIENTE DE LA ROCA</b></p>	90			N/A	N/A
 <p><b>FRAGMENTADO</b> - masa de roca entrelazada y continua que consiste en bloques cúbicos formados por tres juegos discontinuos que se intersectan.</p>		80				
 <p><b>MUY FRAGMENTADO</b> - masa parcialmente fragmentada con bloques angulares multi-labrados formados por 4 o más juegos de uniones.</p>		70				
 <p><b>FRAGMENTADO/DISCONTINUO/AGRIETADO</b> - capas con bloques angulares formados por muchos juegos discontinuos intersectándose. Persistencia de capas o schistosity.</p>		60				
 <p><b>DESINTEGRADO</b> - pobremente entrelazado, masa de la piedra muy rota con mezcla de pedazos de piedra angulares y redondeados.</p>		50				
 <p><b>LAMINADO</b> - falta de bloques debido a capas o schistosity poco espaciadas o débiles.</p>		40				
		30				
		20				
		10				
		N/A	N/A			

Figura 14: Carta Grafica para la evaluación del Índice de Resistencia Geológica (GSI) en Macizos Rocosos Fracturados (modificado de Marinos y Hoek, 2000).

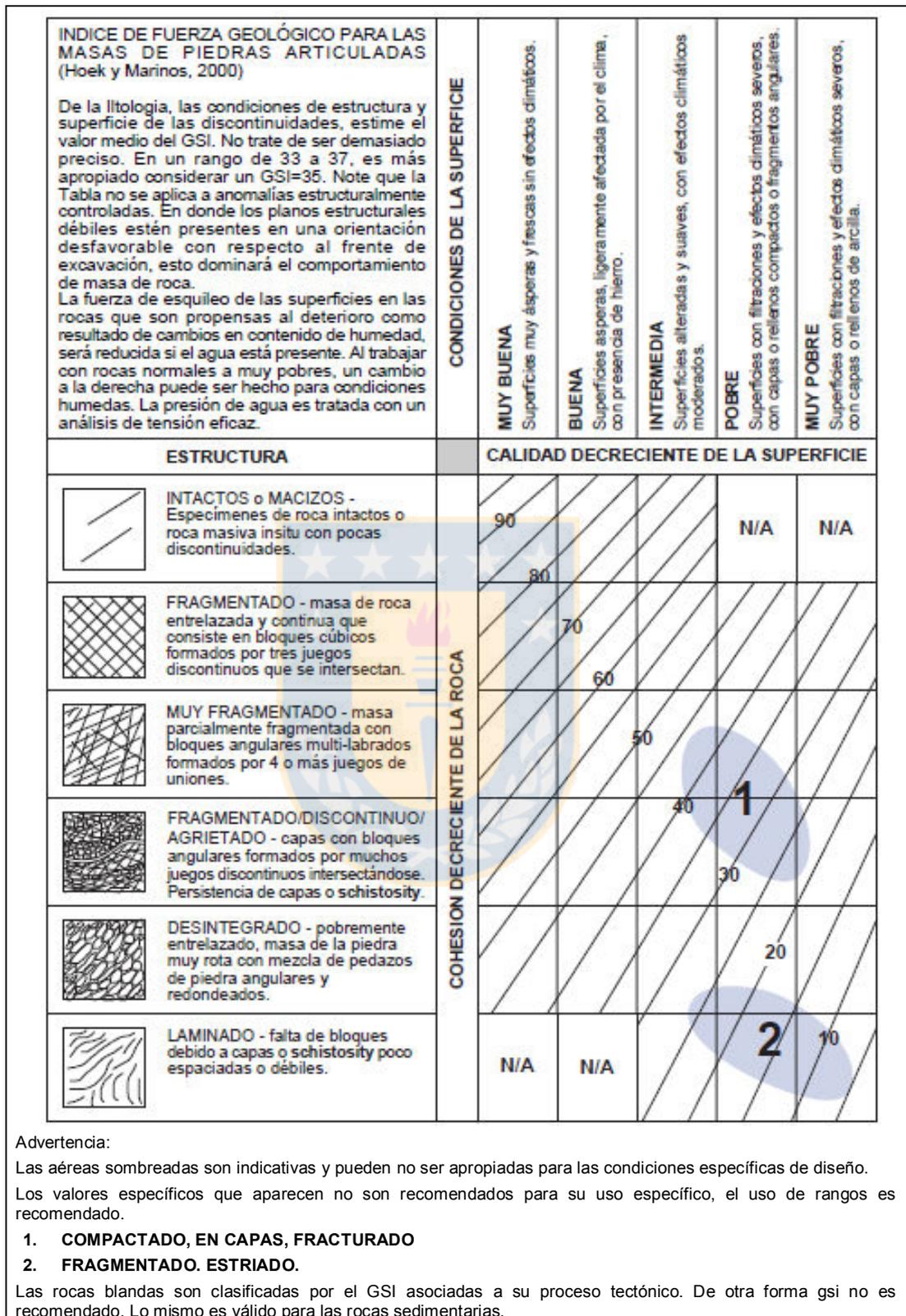


Figura 15: Rangos típicos de GSI para areniscas (Marinos y Hoek 2000).

INDICE DE FUERZA GEOLÓGICO PARA LAS MASAS DE PIEDRAS ARTICULADAS (Hoek y Marinos, 2000)		CONDICIONES DE LA SUPERFICIE				
<p>De la litología, las condiciones de estructura y superficie de las discontinuidades, estime el valor medio del GSI. No trate de ser demasiado preciso. En un rango de 33 a 37, es más apropiado considerar un GSI=35. Note que la Tabla no se aplica a anomalías estructuralmente controladas. En donde los planos estructurales débiles estén presentes en una orientación desfavorable con respecto al frente de excavación, esto dominará el comportamiento de masa de roca. La fuerza de esquileo de las superficies en las rocas que son propensas al deterioro como resultado de cambios en contenido de humedad, será reducida si el agua está presente. Al trabajar con rocas normales a muy pobres, un cambio a la derecha puede ser hecho para condiciones húmedas. La presión de agua es tratada con un análisis de tensión eficaz.</p>		<b>MUY BUENA</b> Superficies muy ásperas y frescas sin efectos climáticos.	<b>BUENA</b> Superficies ásperas, ligeramente afectada por el clima, con presencia de hierro.	<b>INTERMEDIA</b> Superficies alisadas y suaves, con efectos climáticos moderados.	<b>POBRE</b> Superficies con filtraciones y efectos climáticos severos, con capas o rellenos compactos o fragmentos angulares.	<b>MUY POBRE</b> Superficies con filtraciones y efectos climáticos severos, con capas o rellenos de arcilla.
ESTRUCTURA		CALIDAD DECRECIENTE DE LA SUPERFICIE				
 <b>INTACTOS o MACIZOS</b> - Especímenes de roca intactos o roca masiva in situ con pocas discontinuidades.	<b>COHESION DECRECIENTE DE LA ROCA</b>	90			N/A	N/A
 <b>FRAGMENTADO</b> - masa de roca entrelazada y continua que consiste en bloques cúbicos formados por tres juegos discontinuos que se intersectan.		80				
 <b>MUY FRAGMENTADO</b> - masa parcialmente fragmentada con bloques angulares multi-labrados formados por 4 o más juegos de uniones.		70				
 <b>FRAGMENTADO/DISCONTINUO/AGRIETADO</b> - capas con bloques angulares formados por muchos juegos discontinuos intersectándose. Persistencia de capas o schistosity.		60				
 <b>DESINTEGRADO</b> - pobremente entrelazado, masa de la piedra muy rota con mezcla de pedazos de piedra angulares y redondeados.		50				
 <b>LAMINADO</b> - falta de bloques debido a capas o schistosity poco espaciadas o débiles.		40				
					30	
					20	
		N/A	N/A			10

Advertencia:

Las áreas sombreadas son indicativas y pueden no ser apropiadas para las condiciones específicas de diseño.

Los valores específicos que aparecen no son recomendados para su uso específico, el uso de rangos es recomendado.

El gráfico solo muestra masas rocosas frescas. El granito sometido a condiciones climatológicas puede ser representado en forma irregular en el gráfico de GSI, debido a que se pueden asignar mayores valores variables de GSI o incluso comportarse como un suelo de ingeniería.

Figura 16: Rangos típicos de GSI para granito (Marinos y Hoek, 2000)



Figura 17: Adaptación del GSI para definir sistemas de refuerzo y/o soporte para labores permanentes.

### 5.3 ROCK MASS RATING (RMR)

También conocida como clasificación geomecánica de Bieniawski, fue presentada por el Ingeniero Z. T. Bieniawski en 1989 y modificada sucesivamente en 1973, 1976, 1979, 1984 y 1989. Permite hacer una clasificación del macizo rocoso “in situ” y estimar el tiempo de mantenimiento y longitud de un vano. Se utiliza usualmente en la construcción de túneles, de taludes y cimentaciones. Consta de un índice de calidad RMR (Rock Mass Rating), independiente de la estructura y de un factor de corrección.

El RMR combina 5 factores, a cada uno de los cuales se le asigna un puntaje o rating.

Tabla 12: Parámetros o Rating para la estimación del Índice RMR.

Nº	Parámetro	Valoración máxima
(1)	Resistencia de roca Intacta	15
(2)	RQD (Rock Quality Designation)	20
(3)	Separación entre las discontinuidades	20
(4)	Condición de las discontinuidades	30
(5)	Presencia de agua	15

El resultado de cada uno de los parámetros se le asigna, según tablas, un valor y se suma todos ellos para obtener el índice de calidad RMR sin correcciones. A este valor se le debe restar un factor de ajuste en función de la orientación de las discontinuidades.

$$RMR = (1) + (2) + (3) + (4) + (5)$$

Este índice puede variar entre 0 y 100 y define cinco clases de roca designadas con números romanos que se corresponden con cinco calidades del macizo rocoso:

Tabla 13: Clasificación Geomecánica RMR

Clase	Calidad de Roca	RMR
I	Muy Buena	81 – 100
II	Buena	61 – 80
III	Regular	41 – 60
IV	Mala	21 – 40
V	Muy Mala	0 – 20

Tabla 14: Parámetros del Rock Mass Rating (Bieniawski, 1979)

Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo carga puntual	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
		Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	valor	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	valor		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de las discontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	6-20 cm	< 6 cm		
	valor		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
valor	6	5	3	1	0				
5	Flujo de agua en las juntas	Relación Pagua / Pprinc	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condiciones Generales	Completamente secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
	valor	15	10	7	4	0			

Tabla 15: Factor de ajuste, que es función de la orientación de las discontinuidades. Modificado de Wickham *et al* (1972)

Efectos de la dirección y la orientación de inclinación de las discontinuidades en Túneles						
Dirección perpendicular al eje de excavación				Dirección paralela al eje de excavación		Inclinación entre 0° y 20° en cualquier dirección
Excavación en favor de la Inclinación		Excavación en contra de la inclinación				
45° a 90°	20° a 45°	45° a 90°	20° a 45°	45° a 90°	20° a 45°	
Muy Favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy Desfavorable	Medio	Desfavorable
Valoración para Túneles y Minas						
0	-2	-5	-10	-12	-5	-10

## 6 TOMA DE DATOS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICOS

Durante el proceso minero se establece un periodo específico para el trabajo del geólogo, en este periodo de tiempo que no va más allá de 30 minutos se desarrolla un mapeo geológico-geotécnico que corresponde a un levantamiento sistemático de parámetros geotécnicos, los cuales son registrados y compilados en bases de datos, todo ello orientado al sostenimiento de la excavación, según los datos requeridos para la aplicación de las clasificaciones geotécnicas empleadas.

El sostenimiento de diseño establece un rango de valores para cada clase de soporte según el índice Q de Barton *et. al.* (1974), estos rangos se presentan la Tabla 1, Sección 4.2 del Capítulo 4 de esta Memoria. Finalmente, se evalúa cada parámetro según la descripción del Capítulo 6 de la presente Memoria.

Las rocas deben ser descritas considerando las propiedades del material que las forma, tales como su comportamiento reológico, su densidad, su porosidad, etc. Pero también se debe considerar el efecto de las discontinuidades que están presentes, puesto que éstas evidentemente afectan su comportamiento. Entonces, se debe hacer la distinción entre roca intacta, que corresponde exclusivamente al material ubicado entre discontinuidades, y macizo rocoso, que incluye las discontinuidades. Así, para realizar una descripción de una zona, se hace necesario utilizar indicadores que den cuenta tanto de las propiedades de la roca intacta como del macizo rocoso.

Las discontinuidades son todos los planos de origen mecánico o sedimentario que independiza o separa bloques de roca intacta en el macizo rocoso.

Las discontinuidades están presentes en la roca y afectan la resistencia, permeabilidad y durabilidad del macizo. Es importante evaluar la geometría, naturaleza, estado y condición de las discontinuidades, porque ellas definen la fábrica estructural del macizo rocoso. Además de su génesis, la influencia en el comportamiento del macizo, exige evaluar la génesis de los rellenos, la cantidad de agua, las cicatrices y revestimientos en las paredes por materiales solubles, la abertura, rugosidad y persistencia de las discontinuidades, y el número de familias.

Tabla 16:Tipos de Discontinuidades en los Macizos Rocosos

Origen	Roca	Clase	Mecanismo
Genético	Ígneas	Estructuras de Flujo	Contacto entre coladas de lava sucesivas
		Estructuras de Retracción	Grietas de retracción por enfriamiento
	Metamórficas	Foliación	Por gradientes térmicos, de presión y anatexia
	Sedimentarias	Estratificación	Contactos entre eventos de depositación
Físico – Químico	Todas	Termofracturas	Ciclos de calentamiento-enfriamiento o humedecimiento-secado
		Halifracturas	Expansión de sales y arcillas en fracturas
		Gelifracturas	Ciclos de congelamiento y fusión de agua
Gravedad	Todas	Relajación	Pérdida de presión de sepultura y esfuerzos de tracción
		Corte	Concentración de esfuerzos horizontales en valles
Tectónico	Todas	Estructuras de placa	Bordes constructivos, pasivos y destructivos
		Fallas	Rupturas con desplazamientos por esfuerzos de compresión, tracción y corte
		Diaclasas	Rupturas por esfuerzos tectónicos, pero sin desplazamiento de bloques
		Fracturas de pliegues	Radiales en la zona de tracción y de corte en la parte interna de la charnela
Biológico	Todas	Acción de las raíces	Penetración y crecimiento de las raíces de los árboles

Toda discontinuidad tiene características propias que la definen, más lo que debemos hacer es registrar, compilar e interpretar. Así entonces entre las características más importantes se encuentran:

- Orientación: Es la posición de la discontinuidad en el espacio y para describirla se usa notación Dip/DipDirection (Dip = inclinación y DipDirection = Dirección de Inclinación). El primero corresponde al ángulo formado entre la horizontal y la línea de máxima pendiente. Mientras que el Dip Direction, es el ángulo entre la dirección norte y la proyección horizontal de la línea de máxima pendiente. Cuando un grupo de

discontinuidades se presentan con similar orientación se le denomina sistema o familia de discontinuidades.

- Espaciamiento: Corresponde a la distancia entre las discontinuidades, medida perpendicularmente al plano estructural. En general, será posible definir un rango de valores para este factor y se suele utilizar el valor promedio como el representativo de la zona de estudio. Además, este parámetro define el tamaño de bloques de matriz rocosa que forman los distintos sistemas de discontinuidades. Si los espaciamientos son pequeños, la resistencia del macizo rocoso disminuye.
- Persistencia: Da cuenta del tamaño de la discontinuidad, del área que ocupa dentro de un plano.
- Rugosidad: Es una medida de la aspereza de la discontinuidad, y da cuenta de la ondulación (gran escala) y de la rugosidad (pequeña escala). Está relacionada directamente con la resistencia al cizalle (corte) de la discontinuidad. La rugosidad aumenta la resistencia al cizalle de una discontinuidad.
- Relleno: Describe las características del material presente en los planos de discontinuidad, que separa la roca. Es fundamental para comprender la cohesión del macizo rocoso y la resistencia al cizalle. Las propiedades más importantes del relleno son su mineralización, espesor o anchura, resistencia al corte y permeabilidad.
- Abertura: Corresponde a la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno.

En este proceso de compilación de información geológico-geotécnico se deben registrar todas las variables que corresponde a cada una de las clasificaciones geotécnicas empleadas para la definición del sostenimiento de la excavación.

Otras variables de interés serán:

**Frecuencia de Fractura:** La frecuencia de fractura (FF) corresponde a la cantidad de fracturas por unidad de longitud. Lo más común es representarla por metro. En realidad, a pesar de su nombre, no solo toman en cuenta las fracturas, sino que cualquier discontinuidad.

En una excavación se presentan distintos sets estructurales y cada uno tiene una geometría, rumbo y manto diferente, por lo que evidentemente la FF dependerá de la disposición que

presente. La FF de un avance de excavación, será la suma de las FF asociadas a cada set estructural.

Para conjugar toda la información colectada en cada mapeo se ha elaborado una cartilla resumen, que a la vez sirve de informe preliminar. La siguiente imagen presenta el esquema general de esta cartilla.

Tabla 17 Formato Básico de la Cartilla Resumen con información colectada en el mapeo geológico geotécnico

<b>ZUBLIN</b>		<b>ZÜBLIN - ANDINA</b>				Código:				
		<b>REGISTRO</b>				RE-1016-659.1-0				
		<b>GEOTECNICO/GEOLOGICO</b>				Rev.: 0				
						Fecha: 17-09-2014				
<b>IDENTIFICACIÓN DE LA EXCAVACIÓN</b>										
EXCAVACIÓN	GALERÍA CONEXIÓN EXTRACCIÓN	AVANCE (m)	3,780	OSI	65 - 75					
PK INICIAL	27,890	AZIMUT	197,0214	METEO	NA					
PK FRENTE	31,890	INCLINAC.	1,000%	Jv						
<b>CARACTERIZACIÓN DE MACIZO ROCOSO</b>										
LITOLOGÍA	GRANODIORITA		MINERALIZACIÓN							
ALTERACIÓN	MODERADA									
<b>CLASIFICACIÓN BIENIAWSKI, 1988</b>				<b>CLASIFICACIÓN Q BARTON, 1974</b>						
IRS (Mpa)	100 - 250	12	Jn	9	Tres Familias					
RQD	60,00	17	Jr	1,5	Planas rugosas o irregulares					
JS (m)	0,6 - 2	15	Ja	2	Ligera alteración					
JC		15	Jw	1	Secas					
JW	Húmedo	10	SRF	1	Roca Competente					
RMR	CALIDAD	69	Q	6,67	CALIDAD					
<b>CONVERGENCIAS</b>				<b>GRADO DE CONTROL ESTRUCTURAL</b>						
Nº SECCIÓN		NO	DEBIL	MODERADO	FUERTE	MUY FUERTE				
OBSERVACIONES:		OBS.:								
	NUMERO	1	2	3	4	5	6	7	8	
	TIPO	D	D	D						
	DIP (°)	80	30	50						
	DIP DIR (°)	330	055	270						
	FFm	1	1	1						
	ESPACIAMIENTO (m)	MIN	1,00	1,00	1,00					
		MAX	1,00	1,00	1,00					
	PERSISTENCIA	INICIO								
		TERMINO								
	ABERTURA (mm)	<1	<1	<1						
	JRC	4 - 8	4 - 8	4 - 8						
	RUGOSIDAD	Plano Rug.	Plano Rug.	Plano Rug.						
	RELLENO	No	No	No						
	ALT. PAREDES	No	No	No						
AGUA	Mojada	Húmedo	Húmedo							
<b>CONDICIÓN DE LA EXCAVACIÓN</b>							<b>F. DE PERTURBACION</b>			
Regular							0,2			
<b>SECTORES PERMEABLES</b>										
Ligera humedad										
<b>SOSTENIMIENTO APLICADO</b>										
Aplicar sostenimiento para roca tipo 2.										
<b>OBSERVACIONES</b>										
ESCALA	HORA: 13:20		GEÓLOGO: GABRIEL AGUILA AGUILERA							
			FIRMA GEOLOGO							
FECHA: 19-ENE-2015	Nº. REGISTRO		10		FIRMA VP					

## 7 BASE DE DATOS GEOLÓGICO GEOTÉCNICOS

Se ha construido una base de datos con la información colectada en cada mapeo geológico geotécnico, incluida en esta, además, cada catilla de mapeo que contiene algunos datos adicionales, no numéricos, como las fotografías de cada frente excavada, y comentarios de sostenimiento adicional entre otras.

### 7.1 ESTRUCTURA DE LA BASE DE DATOS

En general el ingreso de datos se ha subdividido en 3 bloques que se correlacionan. El primer bloque corresponde a la identificación y datos propios de la excavación mapeada.

Tabla 18 Primer bloque de información de base de datos (Identificación)

N° Registro	Fecha	Sector	Excavacion	Azimut (°)	Pendiente (%)	Desde	Hasta	Litología
-------------	-------	--------	------------	------------	---------------	-------	-------	-----------

Entonces, cada campo según la siguiente forma:

- N° Registro: corresponde a la identificación, la cual se correlaciona con la cartilla de mapeo del mismo Id.
- Fecha: Corresponde a la fecha en la cual se tomaron los datos.
- Sector: Tiene solo dos rangos de competencia. Y se refiere en lo específico a las macro zonas de excavación Nivel 11 y Cordillera.
- Excavación: Nombre genérico generalmente asociado al uso final de la excavación.
- Azimut: Dirección asociada al eje de excavación.
- Pendiente: Porcentaje de inclinación de la excavación.
- Desde: Inicio de la excavación en metros.
- Hasta: Final de la excavación en metros.
- Litología: Tipo litológico principal o dominante en la excavación.

El segundo bloque de datos está relacionado a las clasificaciones geotécnicas y parámetros necesarios para la estimación del tipo de soporte (Figura 20), cuyas definiciones se encuentran en los capítulos precedentes. Entonces se tiene:

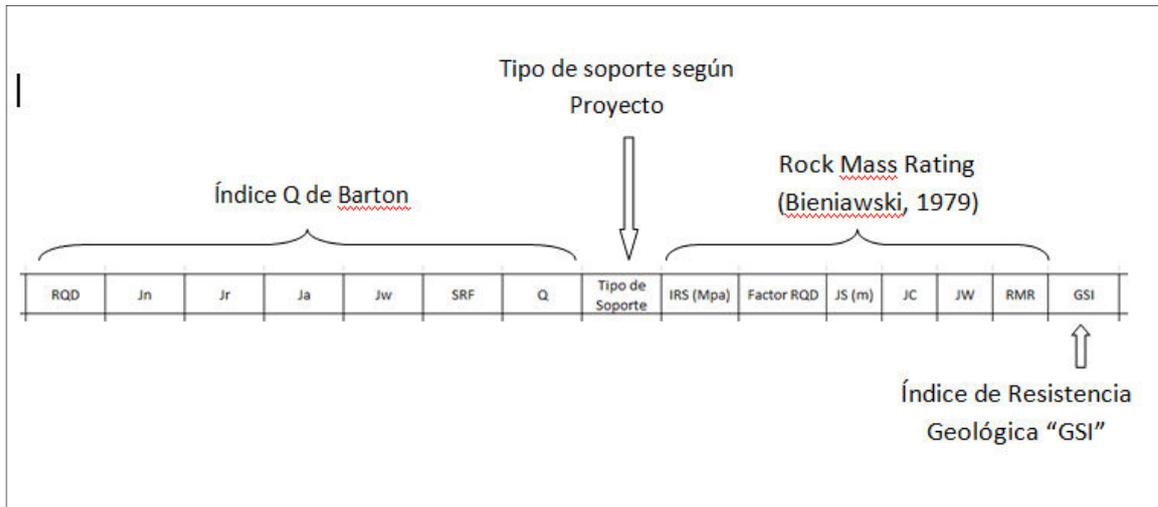


Figura 18: Segundo bloque de información de base de datos (Clasificaciones geotécnicas).

El último bloque de datos corresponde al resumen de estructuras mapeadas en cada frente y sus características más importantes (Figura 21);

Tabla 19: Tercer bloque de información de base de datos. (Disposición y Características de la estructura)

DIP	DIP DIR	Tipo	FF (m)	Min	Max	Abertura (mm)	JRC	Rugosidad	Rellenos

En cada campo se ingresa un valor según las siguientes definiciones:

- DIP: Inclinación de la estructura
- DIP DIR; Dirección de inclinación de la estructura
- TIPO:
  - Diaclasa: D
  - Falla: F
  - Dique: DQ
- FF (m): Frecuencia de fracturas más regular de un sistema
  - Min: Frecuencia de Fractura mínimo de un sistema estructural presente en la excavación.
  - Max: Frecuencia de Fractura Máximo de un sistema estructural presente en la excavación.

- Abertura (mm): Distancia Perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno.
- Rugosidad: Parámetro que permite estimar el grado de aspereza natural presente en las discontinuidades de la roca, es importante en la caracterización de la condición de las discontinuidades. Está definida en distintas escalas. La SINUOSIDAD es el termino asociado a escala mayor (Figura 22). El JRC corresponde a la rugosidad a escala menor (Figura 23).
- Rellenos: Material presente entre las paredes de las discontinuidades, puede ser roca triturada o minerales.

La base de datos completa de este trabajo se encuentra disponible en el ANEXO A.

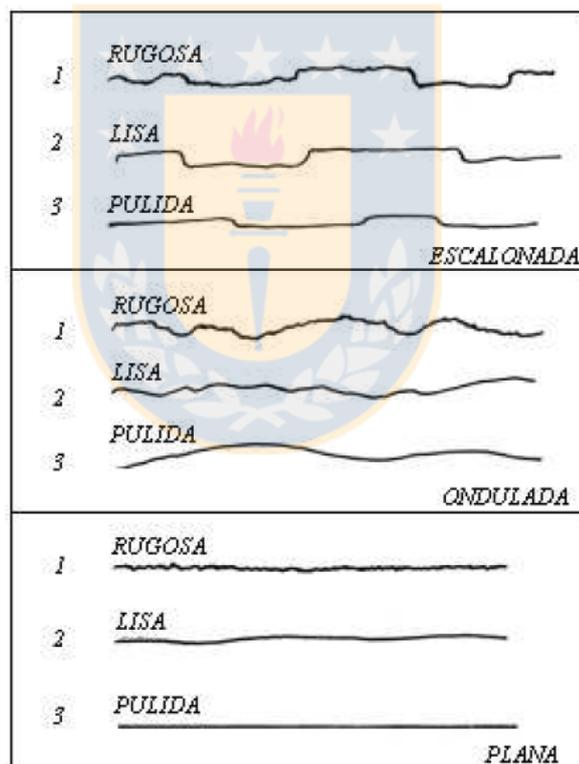


Figura 19: Perfiles de Rugosidad. La longitud de los perfiles está entre 1 m y 10 m. (ISMR 1981).

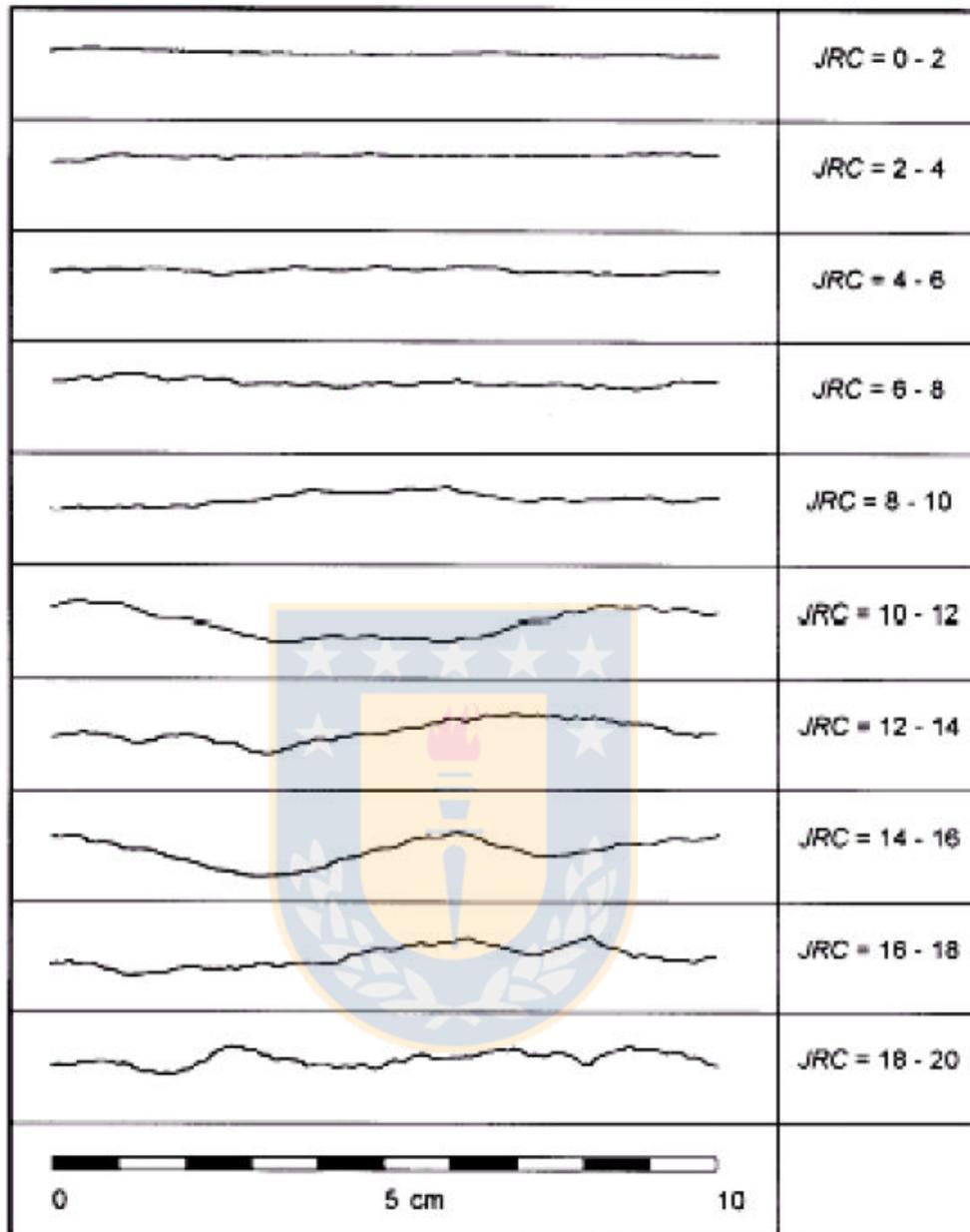


Figura 20: Esquema para determinación del JRC (Barton, 1997).

## 8 ANALISIS DE CUÑAS

Uno de los usos más importantes del manejo de datos se refiere a la revisión de la condición del soporte instalado, o la capacidad de este para resistir las condiciones de terreno. Esto se hace con el análisis de cuñas utilizando dos programas específicos DIPS y UNWEDGE ambos de Rockscience.

Con DIPS se consigue un diagrama de contornos de densidad de polos y además, un diagrama de roseta, el objeto es conocer cuáles son los sistemas estructurales más frecuentes. Las dos figuras siguientes corresponden a los diagramas obtenidos para los sectores de excavación, Cordillera y Nivel 11 respectivamente.

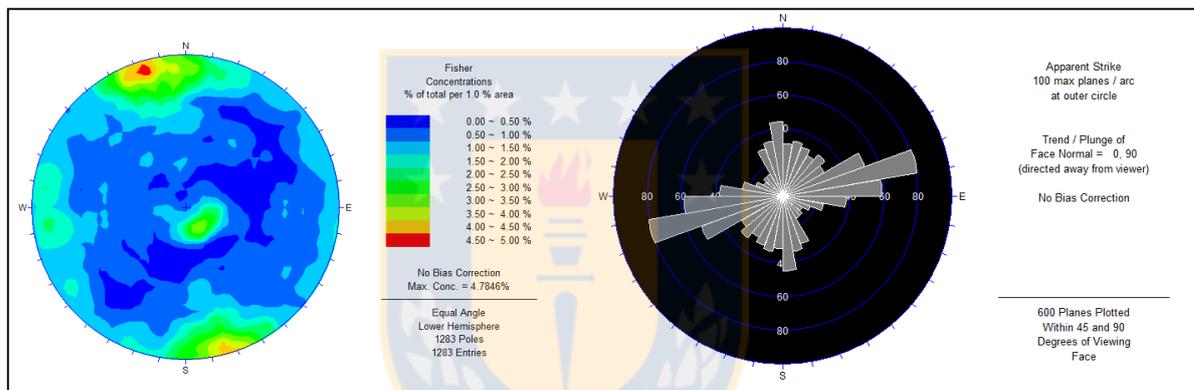


Figura 21: Diagrama de densidad de polos a la izquierda y Diagrama de Roseta a la derecha construidos con el Software DIPS para el sector Cordillera.

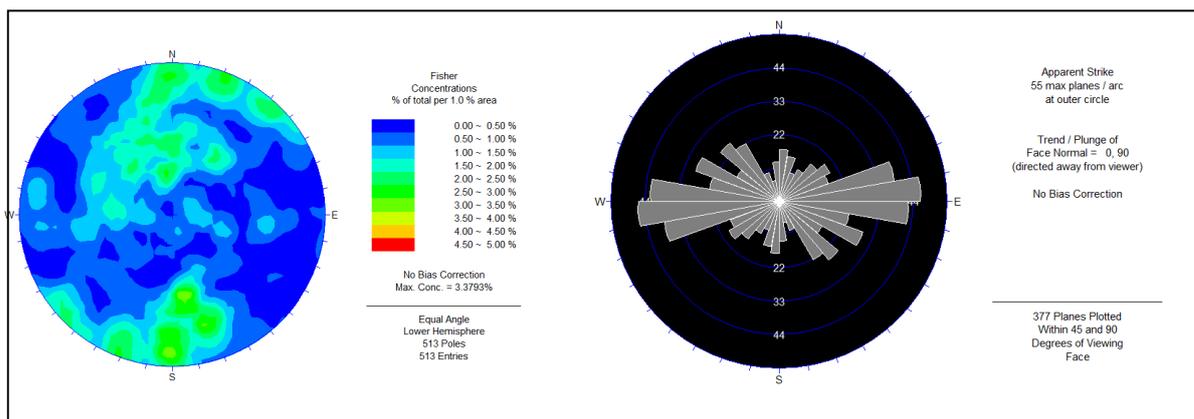


Figura 22: Diagrama de densidad de polos a la izquierda y Diagrama de Roseta a la derecha construidos con el Software DIPS para el Nivel 11.

De las figuras 21 y 22 se obtienen los planos estructurales dominantes en cada uno de los sectores.

Como se puede observar en el lado izquierdo de la Figura 21, en el Sector Cordillera, existen tres zonas claramente definidas donde se concentra la mayor población de estructuras, desprendiéndose de ello tres sistemas estructurales preferentes los que se presentan en la Figura 23:

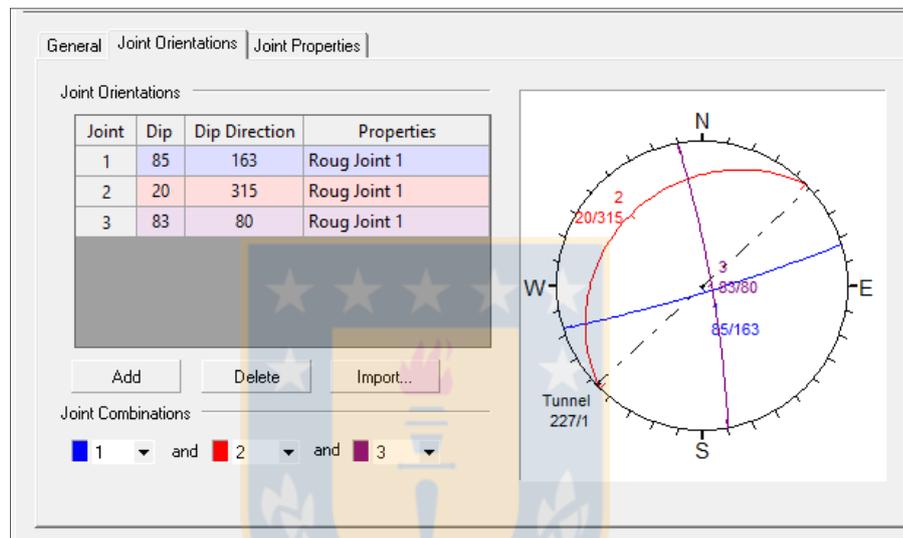


Figura 23: Representación gráfica de los sistemas estructurales predominantes en el Sector "Cordillera".

Con los antecedentes de la Figura 23, que además incorpora el azimut (línea segmentada en sobre la proyección estereográfica) y la pendiente de la excavación se debe ingresar la sección tipo de excavación. Con ello se obtiene una representación gráfica de las posibles cuñas perimetrales que pudieren llegar formarse según los tres planos dominantes mapeados en terreno, ver la Figura 24. Los antecedentes más importantes de cada una de estas cuñas se pueden obtener en el recuadro derecho de la misma Figura 24, pudiendo obtener, por ejemplo, su ubicación en el perímetro de excavación, su factor de seguridad y el peso en toneladas según su volumen. Los antecedentes anteriores reflejan el potencial de cuña post tronadura para las condiciones de roca de buena calidad, datos que han sido anteriormente ingresados al programa, el resultado, como se observa en la figura no tiene asociado elementos de refuerzo o soporte, lo que nos permite hacer una evaluación anterior a la instalación de los elementos definitivos, tal y como se presentara más adelante.

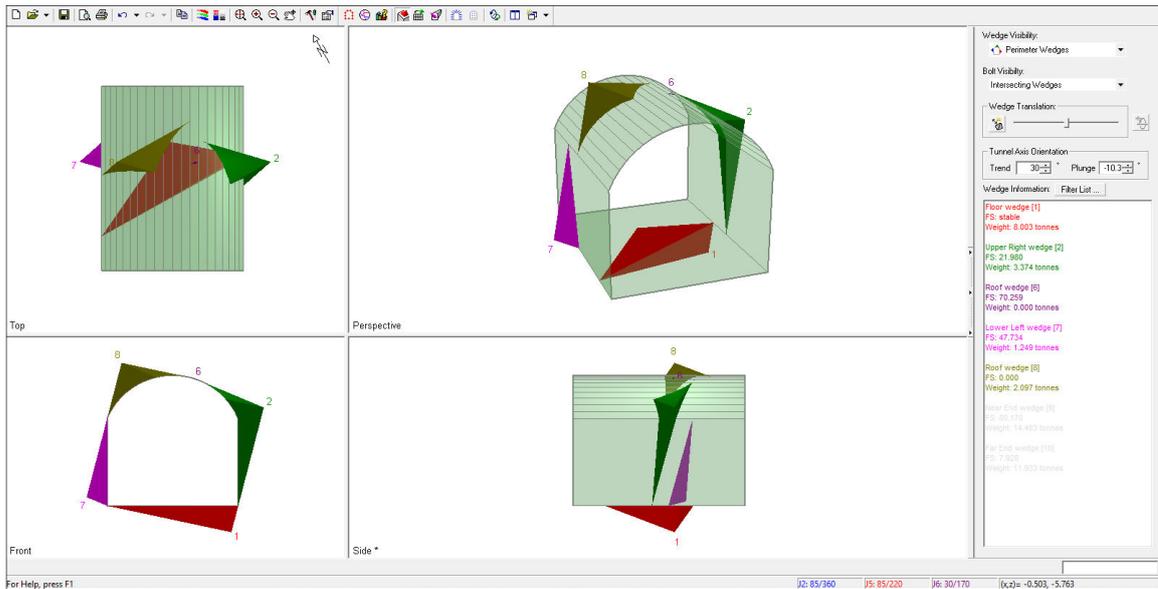


Figura 24: Representación gráfica en diferentes vistas de las cuñas perimetrales para el sector “Cordillera”.

Se desprende del esquema presentado en la Figura 25 que la cuña asignada con el numero 8 tiene un factor de seguridad cero, es decir propensa a caer, en consecuencia, se deben tomar las medidas de control necesarias para su estabilización lo antes posible, ver Figura 26.

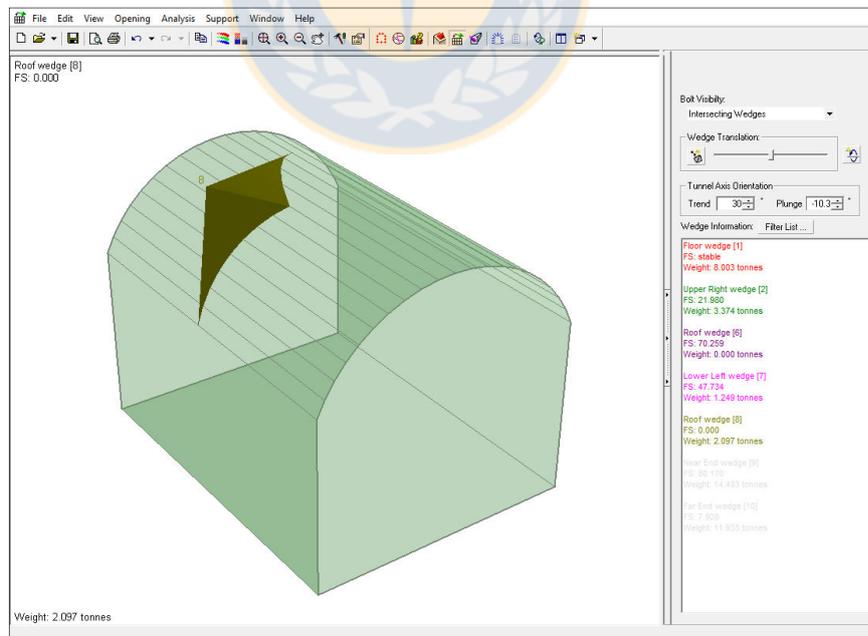


Figura 25: Vista en perspectiva de la cuña número 8, ubicada sobre el techo de la excavación.

Se evalúa entonces, cuál será su comportamiento según la trama sistemática de pernos para una condición de roca Tipo I. Esto significa la instalación de pernos helicoidales de  $L = 3$  m,  $\phi = 25$  mm, en una trama de 1.2 x 1.2 m, desde Spring Line a Spring Line.

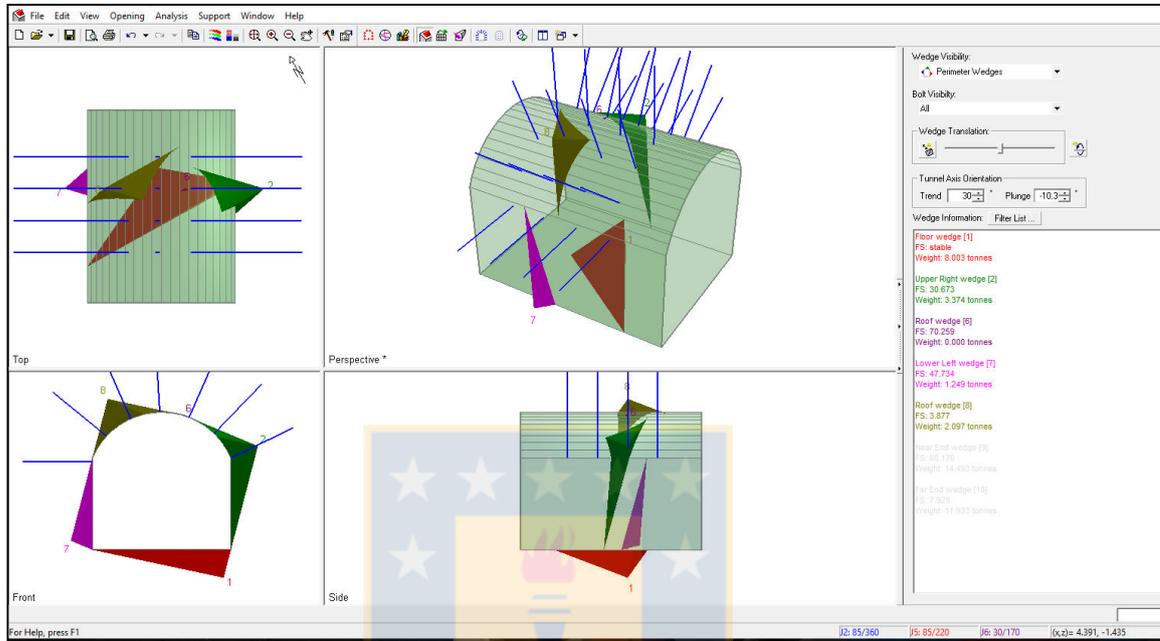


Figura 26: Instalación de pernos helicoidales en trama de 1.2 x 1.2 m.

El resultado de este ejercicio, es el que se muestra en la Figura 26, como se puede observar el factor de seguridad de todas las cuñas ubicadas sobre el techo de la excavación aumenta, la cuña número 8, que es nuestro objeto de atención pasa de  $FS = 0.000$  a  $FS = 3.877$ , este valor es aceptable dado que el valor del factor de seguridad límite para este tipo de obra es de 1.5, es decir cualquier valor inferior a 1.5 pone en riesgo la seguridad de los trabajadores y la estabilidad de la obra.

De la misma forma, en el Sector “Nivel 11”, cuya grafica de densidad de polos se representa en el lado izquierdo de la Figura 22, se observa mayor dispersión en los sistemas estructurales dominantes, en este caso existen a lo menos 6 zonas con mayor concentración de polos y en consecuencia 6 sistemas estructurales dominantes, los que están presentados en la Figura 27.

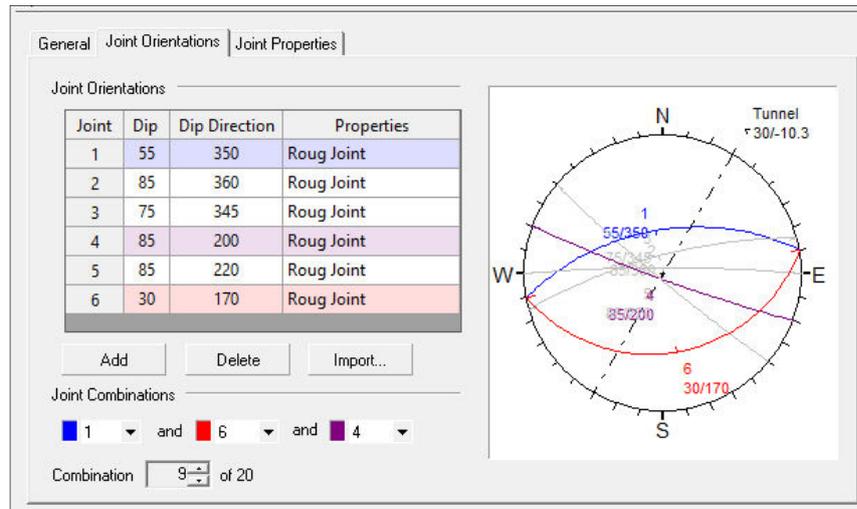


Figura 27: Representación gráfica de los sistemas estructurales predominantes en el Sector "Nivel 11".

En este caso el análisis es muy similar al desarrollado anteriormente, la diferencia principal es la cantidad de sistemas estructurales que deben ser incorporados al ejercicio. Al presentarse a lo menos seis sistemas estructurales, la cantidad de combinaciones aumenta sustantivamente. Si se observa el recuadro del lado izquierdo de la Figura 27, se encuentran las características que definen cada uno de los sets estructurales predominantes del sector "Nivel 11" con estas estructuras se define una serie de combinaciones, las que se presentan en la Tabla 20.

Ahora nuestra atención está en discriminar cuál de estas combinaciones puede generar cuñas importantes que pudieren poner en riesgo la obra. Volvemos entonces a los datos aportados por la Tabla 20 y nos concentramos en las combinaciones que generan la más alta Presión o necesidad de soporte, para nuestro caso las combinaciones 1, 2 y 3.

Como se puede observar en la Figura 28, la cuña asignada con el número 8 se repite para tres combinaciones distintas, dada su forma y ubicación debe constituir nuestro principal foco de atención. Otros datos de interés de estas cuñas se presentan en la Tabla 21, se distingue inmediatamente que existe en las tres configuraciones el mismo factor de seguridad igual a cero. En consecuencia, necesita elementos de soporte.

Tabla 20: Combinación de estructuras en el "Nivel 11"

Combinación	Set A	Set B	Set C	Presión o Necesidad de Soporte (Ton/m <sup>2</sup> )	Volumen de Cuñas (m <sup>3</sup> )
1	2	5	6	1,47	0,777
2	3	5	6	1,03	0,480
3	2	4	6	0,95	0,231
4	3	4	6	0,72	0,197
5	1	5	6	0,45	0,094
6	1	4	6	0,23	0,018
7	1	2	5	0,22	0,002
8	1	2	4	0,22	0,002
9	1	3	4	0,16	0,002
10	1	3	5	0,14	0,001
11	3	4	5	0,04	0,000
12	1	4	5	0,04	0,000
13	2	3	6	0,01	0,000
14	2	4	5	0,01	0,000
15	1	2	6	0,01	0,000
16	2	3	4	0,00	75,211
17	1	3	6	0,00	49,322
18	2	3	5	0,00	26,777
19	4	5	6	0,00	1,098
20	1	2	3	0,00	1,017

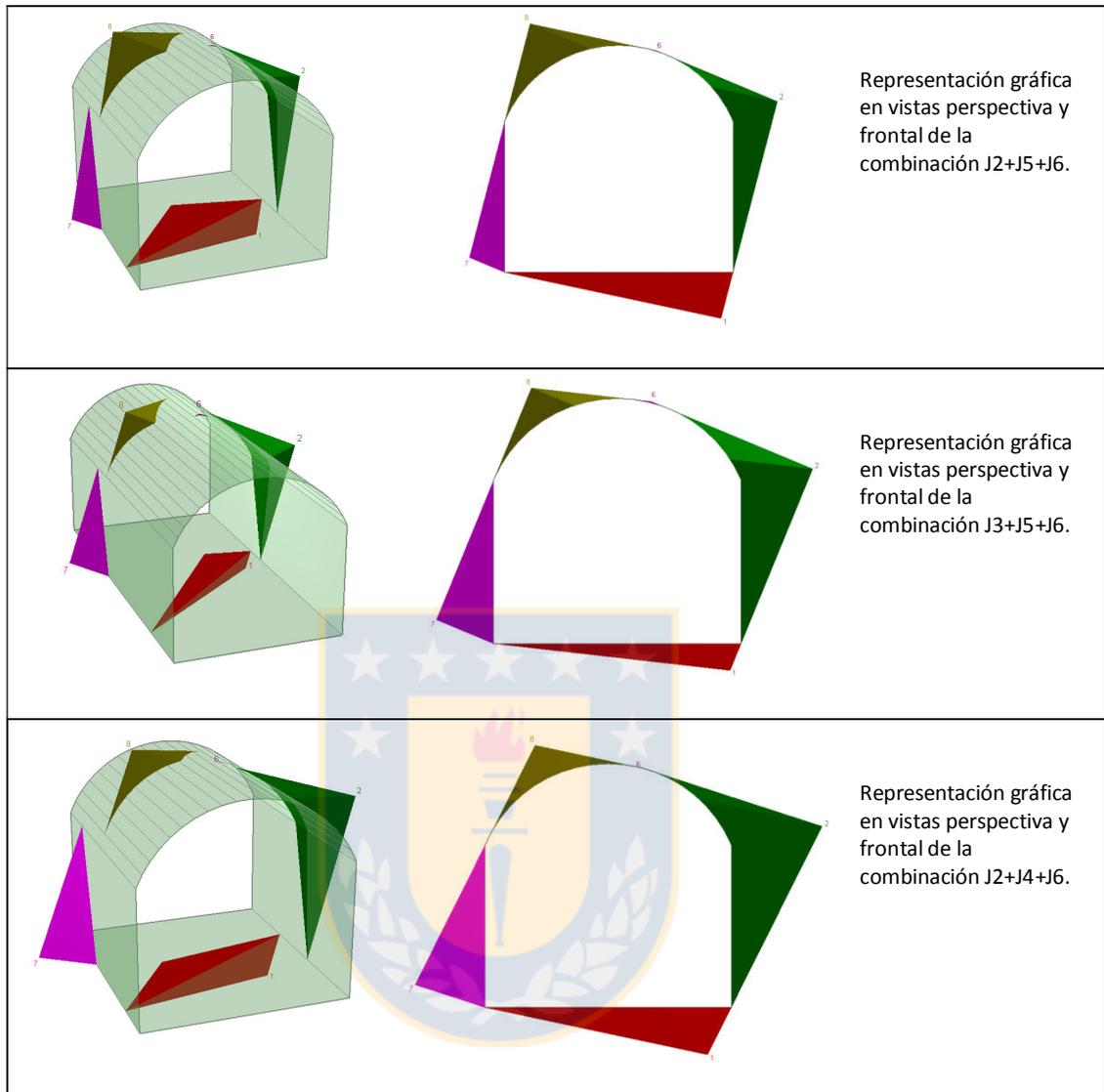


Figura 28: Representación Gráfica de Cuñas presentes en las combinaciones de interés.

Establecida la Presión o Necesidad de Soporte en  $\text{Ton/m}^2$  como criterio de discriminación entre combinaciones se procede a ensayar el soporte para roca Tipo I. En la Tabla 22 se resume este ensayo, se puede distinguir que, con la sola instalación de pernos de refuerzo el factor de seguridad se incrementa a rangos aceptables y seguros para el trabajo de las personas y la estabilidad de la obra.

Con este tipo de antecedente se procede a recomendar el sostenimiento tanto de avance como definitivo que debe ser instalado en el sector.

Tabla 21: Características más importantes de cada Cuña en las combinaciones de interés.

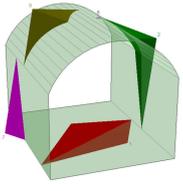
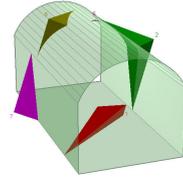
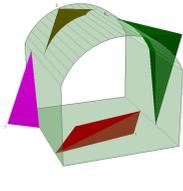
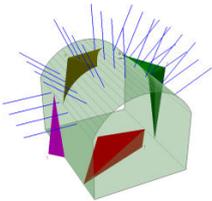
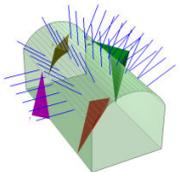
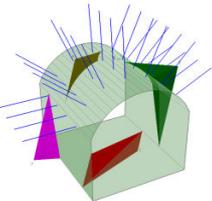
	Numero	Ubicación Perimetral	Factor de Seguridad	Peso (Ton)
<p>J2 + J5 + J6</p> 	1	Cuña de Piso	Estable	7,410
	2	Cuña Superior Derecha	23,528	3,124
	6	Cuña de Techo	75,855	0,000
	7	Cuña Inferior Izquierdo	50,653	1,157
	8	Cuña de Techo	0,000	1,942
	9	Fondo de Excavación	81,615	13,419
	10	Fondo de Excavación	8,537	11,049
<p>J3 + J5 + J6</p> 	1	Cuña de Piso	617,636	3,407
	2	Cuña Superior Derecha	13,524	8,657
	6	Cuña de Techo	45,333	0,001
	7	Cuña Inferior Izquierdo	28,359	3,794
	8	Cuña de Techo	0,000	1,199
	9	Fondo de Excavación	Estable	9,585
	10	Fondo de Excavación	9,673	12,492
<p>J2 + J4 + J6</p> 	1	Cuña de Piso	Estable	4,729
	2	Cuña Superior Derecha	27,017	5,818
	6	Cuña de Techo	371,807	0,000
	7	Cuña Inferior Izquierdo	73,208	2,134
	8	Cuña Superior Izquierda	0,000	0,577
	9	Fondo de Excavación	115,191	2,839
	10	Fondo de Excavación	34,833	2,839

Tabla 22: Efecto de la instalación de soporte en el factor de seguridad.

Esquema General	Numero	Ubicación Perimetral	Factor de Seguridad	Peso (Ton)
<p>J2 + J5 + J6</p> 	1	Cuña de Piso	Estable	7,410
	2	Cuña Superior Derecha	31,023	3,124
	6	Cuña de Techo	75,855	0,000
	7	Cuña Inferior Izquierdo	50,653	1,157
	8	Cuña de Techo	4,188	1,942
	9	Fondo de Excavación	81,615	13,419
	10	Fondo de Excavación	8,537	11,049
<p>J3 + J5 + J6</p> 	1	Cuña de Piso	617,636	3,407
	2	Cuña Superior Derecha	17,313	8,657
	6	Cuña de Techo	45,333	0,001
	7	Cuña Inferior Izquierdo	28,359	3,794
	8	Cuña de Techo	6,782	1,199
	9	Fondo de Excavación	Estable	9,585
	10	Fondo de Excavación	9,673	12,492
<p>J2 + J4 + J6</p> 	1	Cuña de Piso	Estable	4,729
	2	Cuña Superior Derecha	32,496	5,818
	6	Cuña de Techo	371,807	0,000
	7	Cuña Inferior Izquierdo	73,208	2,134
	8	Cuña Superior Izquierda	14,089	0,577
	9	Fondo de Excavación	115,191	2,839
	10	Fondo de Excavación	34,833	2,839

## **9 MONITOREO Y CONTROL DE LAS ESCAVACIONES**

### **9.1 PLACAS DE VIDRIO**

Esta es la forma de monitoreo más sencilla, útil y fácil de montar en excavaciones subterráneas. Consiste en el montaje de placas de vidrio adheridas fuertemente a roca o shotcrete con elementos adhesivos tales como resinas epóxicas o cemento, se debe colocar sobre una abertura o fractura, donde cada extremo de placa se ancla en lados contrarios de la abertura.

Utiliza la dureza y rigidez del vidrio, pues el más ligero movimiento de la fractura quebrará el vidrio, siendo la manifestación más clara de movimiento de la misma y en consecuencia se debe aplicar un refuerzo acorde a las necesidades como medida de control.

### **9.2 CONVERGENCIAS**

El método de confinamiento por convergencia combina conceptos de relajación del terreno y rigidez del soporte para determinar la interacción entre soporte y terreno.

Dado que la excavación de un macizo rocoso genera desequilibrios en su estado de tensiones, éste tiende a redistribuir sus esfuerzos produciendo cambios que le permiten recuperar su estabilidad inicial, ello se conoce como relajación del terreno y se produce en un rango de tiempo variable. Lo anterior nos permite señalar que si la instalación del soporte es muy temprana se generará una acumulación excesiva de carga antes de alcanzar el equilibrio. Por el contrario, en una roca de mala calidad la instalación retardada del soporte conducirá a una deformación excesiva del túnel y en consecuencia al colapso.

El método de convergencia-confinamiento no se limita a la construcción de curvas de interacción roca-soporte. El método es una poderosa herramienta conceptual que proporciona al diseñador un marco para entender el comportamiento del soporte en túneles permitiendo optimizar la instalación del soporte aceptando algún grado de desplazamiento y cargas sobre el soporte.

El proceso de relajación del terreno genera desplazamientos convergentes o divergentes los cuales se pueden controlar sistemáticamente. Las medidas de variación de longitud que hay entre dos puntos (desplazamientos) que se pueden determinar entre estos dos puntos son desplazamientos relativos.

La medición de movimientos relativos entre puntos fijos colocados en la superficie de un espacio subterráneo (túnel, caverna, u otro) son conocidas como mediciones de convergencia o divergencia, según los puntos se aproximen o alejen entre sí. Su cuantificación permite graficar en función del tiempo los decrementos o incrementos de la distancia inicial medida (conocida como medición cero) con las mediciones subsecuentes.

Este método de medición cuantifica el comportamiento de la sección libre original de la excavación al estar influenciada por factores geológicos, esfuerzos inherentes del macizo, ritmo y ciclo de excavación, sistema de refuerzo primario seleccionado, momento en su colocación, y por la presencia de agua subterránea, especialmente importante en el caso donde los materiales que conforman el entorno del túnel sean susceptibles de cambiar sus propiedades físicas y mecánicas al entrar en contacto con el agua. Mediante el monitoreo continuo de una o más secciones la excavación se ejecuta de manera más segura y eficiente, pues generalmente nos permite comprender y evaluar oportunamente la tendencia estática o dinámica del túnel Vs. el sistema de refuerzo colocado.

La medición se hace entre unos pernos que se anclan a la roca o al hormigón proyectado en el contorno del túnel. Generalmente, estos pernos poseen en su extremo una rosca o gancho dónde se aplica el aparato de medición. El punto de medida debe ir protegido con un tapón a fin de aislarlo del polvo del ambiente, que suele ser muy abundante en los túneles en construcción.

En una sección generalmente se colocan entre tres y cinco pernos o clavos de convergencia. Lo más habitual es un perno en clave y otros dos, uno en cada hastial (Figura 32).

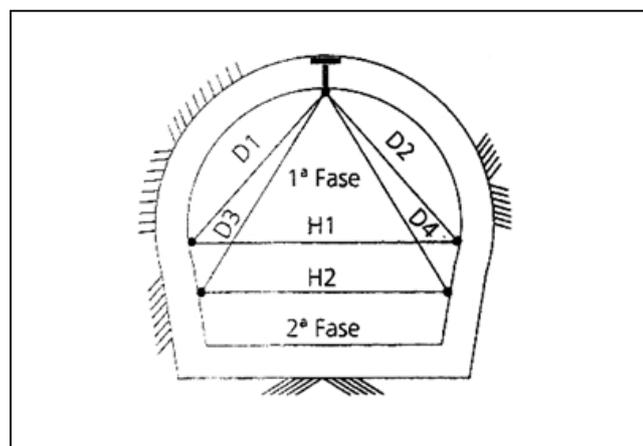


Figura 29: Esquema general de ubicación de puntos de convergencia en una sección de excavación.

La sección de medición debe ser instalada para comenzar a medir lo más rápidamente posible producida la tronadura, ya que de otro modo se pierde gran parte de las deformaciones producidas.

De todas formas, hay un porcentaje importante del movimiento que se produce por delante del frente (un 30% aprox.) y otro porcentaje que se produce antes de empezar a medir (un 20% aprox.) por lo que con las convergencias únicamente se mide un 50% del movimiento total, o incluso menos. Las medidas se deben hacer diariamente hasta haber alcanzado la estabilización o equilibrio, e incluso se pueden hacer dos o más lecturas diarias si la variación es muy brusca. Es conveniente realizar además medidas posteriores de comprobación con periodicidad mensual.

Todas estas características hacen que las convergencias se usen más bien de forma cualitativa que cuantitativa. Lo que interesa es conocer si la deformación se estabiliza y cuánto tarda en estabilizarse, así como comparar unas secciones con otras, lo que nos da una idea de la calidad de la roca y de si el sostenimiento es adecuado para cada tipo de roca. Al ser una medida rápida de leer y económica, se puede colocar en muchas secciones. Normalmente se coloca una sección de cada 25 metros en túneles normales de carretera, y cada 10 ó 15 metros en zonas de especial problemática o en grandes cavernas.

La responsabilidad de hacer las mediciones generalmente recae en el equipo de topografía de cada proyecto, los que evacuan un informe con las lecturas obtenidas, finalmente será el geólogo de terreno quien interprete y resuelva los temas relacionados.

Existen a lo menos dos formas de hacer las lecturas de convergencia cuya diferencia radica en el instrumento usado para las mediciones:

- Uso de cinta extensométrica
- Uso de estación Total

La cinta extensométrica es una cinta métrica metálica junto con un sistema que permite ponerla a una cierta tensión constante y un reloj comparador que aprecia, como mínimo la décima de milímetro. La cinta debe tensarse para que se aproxime lo más posible a la línea recta entre los puntos de medida. Entre los datos que debe incluir el informe está:

- La distancia entre cada punto de medición.
- La presión ejercida sobre la cinta.
- La temperatura ambiente y
- La fecha y hora de la lectura

Cuando se utiliza la estación total topográfica de precisión para la medida de convergencias, se colocan prismas reflectantes adosada o atornilladas a los puntos de control en lugar de los clavos anclados o argollas. Para la lectura se estaciona el instrumento en una base fija y durante la medida ajustar el prisma sucesivamente en cada punto de lectura. El inconveniente es la suciedad que se deposita sobre los prismas, que imposibilita su lectura, y también la oscuridad el túnel, que dificulta la puntería del topógrafo hacia la misma.

Este método entrega coordenadas (x, y, z) a cada punto de control y a través de una hoja de cálculo se estiman las diferentes distancias relativas de interés. Además, se puede hacer el control de varias secciones convergencia desde el mismo punto de posicionamiento de la estación total. Se ahorra bastante tiempo en la toma de datos y no impide el tránsito a través del túnel.

### **9.3 MEDICIÓN DE VIBRACIONES**

La utilización de explosivos como método de excavación genera ondas sísmicas, que en algunos casos pueden causar un daño significativo al macizo rocoso remanente, traduciéndose en problemas de inestabilidad en las paredes de la excavación. Por ello es fundamental el control continuo de los efectos de las voladuras en las condiciones de estabilidad local.

Un aspecto no menor en el desarrollo de las excavaciones fue conocer el nivel de daño producido por la tronadura en el contorno de la excavación, es decir, como generar el menor daño posible a la roca que formara el perímetro final de la obra.

Por otro lado, y atendiendo al hecho que en algunas aéreas próximas a la ejecución de la obra existen instalaciones importantes que deben permanecer sin daño durante las tronaduras, por ejemplo, sub estaciones eléctricas que entregan la energía que la mina necesita para el normal desarrollo minero, las cuales no se pueden detener bajo ningún concepto y mucho menos sufrir algún tipo de avería.

Con estas finalidades se realizaron los siguientes ensayos:

### 9.3.1 MODELAMIENTO DE VIBRACIONES EN CAMPO CERCANO

Para realizar el estudio, se instalaron, lo más cercano posible a la frente de excavación, geófonos triaxiales cementados al interior del macizo rocoso, capaces de mantenerse operativos durante un periodo de tiempo prolongado, los que permitieron registrar la cantidad de voladuras necesarias para el desarrollo de un modelo conceptual. La toma de datos se hizo a través de un transductor y como equipo receptor se utilizó un Datatrap (MREL).

Este ensayo se realizó en ambos sectores (“Nivel 11” y “Cordillera”). Lo más destacable para el desarrollo de las excavaciones son los datos que esta herramienta es capaz de entregar tanto para el desarrollo de la excavación como para la interpretación geológica del macizo.

Con los datos de parámetros geomecánicos, aportados por Codelco sumado a los datos geotécnicos obtenidos a partir de los mapeos diarios, se generan los cuadros presentados en la Tabla 23.

Tabla 23: Cuadro de Características Geotécnicas y Geomecánicas de la CHRIOI

Propiedades Geotécnicas de la Roca Intacta			Clasificación del Macizo	
Parámetro	Unidad	Evaluación	Índice	Clasificación
$\sigma_d$	Mpa	80,49	$Q_{Barton}$	5,7 – 20
$E$	Mpa	26500	$GSI$	60 – 70
$\nu$		0,28	$RQD$	$\geq 86$
$\delta_{rx}$	g/cm <sup>3</sup>	2.3	$RMR$	59 – 68

$UCS$ (Mpa)		$E$ (Gpa)				$mi$			$\sigma_{cl}$ (Mpa)			
81.8		26.5				6.218			80.49			
$GSI$	$D$	$mb$	$s$	$a$	$Em$ (Mpa)	$\sigma_{cm}$ (Mpa)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_3 < 0.5$ Mpa		$\sigma_3 > 0.5$ Mpa		
								$c$ (Mpa)	$\varphi$ (°)	$c$ (Mpa)	$\varphi$ (°)	
60 – 70	0,00 – 0,25	1,828	0,0263	0,501	23,1	17,3	-1,16	2,197	56,2	2,197	52,6	
	0,70 – 1,00	0,729	0,0067	0,501	3,1	103	-0,74	1,237	47,8	1,237	47,8	

La Velocidad de Partícula, está directamente relacionada con las características de la calidad del macizo rocoso y es función de los parámetros: módulo de Young, razón de Poisson y de la densidad de la roca. Por lo tanto, se puede afirmar que la velocidad de compresión depende de: litología, fracturamiento, estructuras y contenido de humedad del macizo rocoso, y puede ser expresada en función de los parámetros anteriormente mencionados como:

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1 - \nu)}{\rho(1 - 2\nu)(1 + \nu)}}$$

Donde:

$V_p$  : Velocidad de la onda P (m/s)

$E$  : Módulo de Young (Pa)

$\rho$  : Densidad de la roca ( $\text{g/cm}^3$ )

$\nu$  : Razón de Poisson

A partir de los datos presentados en la Tabla 23, se evalúa la ecuación anterior obteniendo indirectamente el valor de la Velocidad de propagación de la onda P para cada tipo de roca.

La evaluación teórica de la expresión anterior para la determinación de  $V_p$  entrega un valor de 3838 m/s para el tipo litológico ensayado (Chimenea Riolitica), este será un valor referencial sujeto a revisión con el procedimiento desarrollado en terreno.

Entonces, el ensayo realizado en terreno entrega los siguientes resultados para el comportamiento dinámico de la Onda Elemental, asumiendo que los tres primeros retardos utilizados en la tronadura son de 100 ms, 200 ms y 300 ms.

- Tiempo de Atenuación de la Onda: 25 m/s

La Tabla 24 muestra los resultados de Velocidad de Partícula por Tiempo de Arribo al primer geófono instalado.

Tabla 24: Cálculo de  $V_p$  por Tiempo de Arribo

GEÓFONO	TIRO	TIEMPO NOMINAL	TIEMPO DE ARRIBO	$\Delta$ TIEMPO	DISTANCIA INCLINADA	$V_p$ m/s
1	1	100	102,40	2,40	9,13	3805,85
	2	200	202,35	2,35	9,11	3876,81
	3	300	302,49	2,49	9,06	3639,74
Promedio $V_p$						3774,13

Como se puede observar la  $V_p$  Teórica, difiere ligeramente de la obtenida a través del ensayo en un rango aceptable para continuar con el proceso.

Tabla 25: Comparación de la Velocidad de propagación de Onda Teórica y Real

Litología	$V_p$ Teórica (m/s)	$V_p$ Real (m/s)
CHRIOL	3.838	3.774,13

La velocidad de partículas, frecuentemente es relacionada con su habilidad para inducir nuevo fracturamiento, a través de la relación entre velocidad de partícula y deformación de partícula, esto es válido para una condición de roca confinada en la vecindad inmediata a las cargas explosivas, en donde el impacto de la Voladura es más intenso y los niveles de esfuerzos inducidos son similares a los esfuerzos necesarios para la fragmentación de la roca. Dada ésta relación con la deformación, es que el análisis de velocidad de partícula tiene la cualidad de ser un buen método para estimar el grado de fracturamiento inducido por la Voladura.

De la Ley de Hooke, y asumiendo un modo de fallamiento frágil de la roca, la velocidad de partícula crítica,  $PPV_{Crítica}$  que puede ser resistida por la roca antes que ocurra un fallamiento por tensión, se puede calcular conociendo la resistencia a la tensión  $\sigma_t$ , el módulo de Young  $E$ , y la velocidad de propagación de la onda P en roca intacta  $V_p$ , véase ecuación:

$$PPV_{Crítica} = \frac{\sigma_t V_p}{E}$$

En función de los antecedentes colectados durante el desarrollo del estudio, se empleó esta ecuación para estimar en primera aproximación la Velocidad de Partícula Crítica obteniendo los siguientes resultados.

- Velocidad de Partícula Crítica para CHIRIOL: 1 165 mm/s

En la siguiente tabla, se presentan los resultados del cálculo del  $PPV_C$  (Velocidad de Partícula Peak Crítico), definido como el nivel sobre el cual se generará un daño incipiente, y una estimación del nivel en que se produce un daño más intenso, para lo cual se emplea frecuentemente un valor aproximado a 4 veces el nivel para el inicio del daño ( $4 * PPV_C$ ).

Tabla 26: Criterio de Daño según velocidad de partícula crítica

Vibración Crítica	$PPV_{Crítico}$	$PPV_{Crítico}$ (mm/s)
Mayor a $4 PPV_{Crítico}$	Intenso fracturamiento	4.660
Mayor a $1 PPV_{Crítico}$	Creación de Nuevas Fracturas	1.165
Mayor a $\frac{1}{4} PPV_{Crítico}$	Extensión de Fracturas Preexistentes	291

Con los datos obtenidos en el monitoreo, es posible realizar un modelo de vibración para campo cercano para roca tipo Chimenea Riolítica, basándose en lo propuesto por Holmberg y Persson (1979).

La Figura 30, muestra el ajuste estadístico con un 50 % de confianza que resulta de este análisis, pero conviene modificar el modelo conseguido para producir un Modelo Ajustado, lo que pretende cubrir por lo menos, en este caso, 90% de los datos de terreno. Para efectos del modelo, todos los datos fueron trabajados en Kg de Explosivo equivalentes a ANFO.

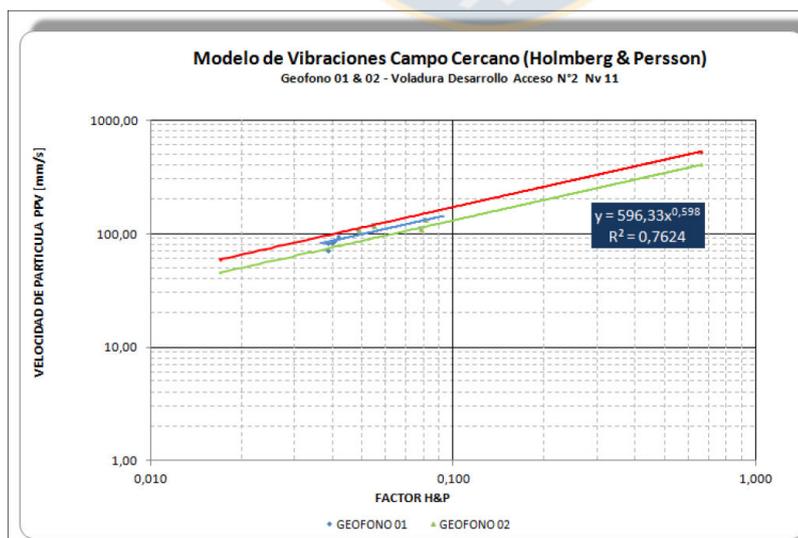


Figura 30: Análisis de Modelo de Campo Cercano de Holmber & Persson (1979) con un 50% de Confianza.

La grafica del Modelo Original con un 50 % de confianza está construida según el siguiente algoritmo:

$$P \approx 569,33[FH]^{0,598}$$

La construcción de un Modelo Ajustado con un 90 % de confianza deberá utilizar el siguiente algoritmo:

$$PPV = 682,34[FH]^{0,598}$$

Ahora usando la ecuación de Holmberg y Persson (1979), es posible calcular y dibujar los contornos de vibración alrededor de la carga explosiva, incluso cuando en ésta se combinen más de un tipo de explosivo (por ejemplo, una carga de fondo con explosivo de mayor densidad y una carga de columna de Emulsión Encartuchada).

Luego es posible ocupar el modelo calibrado para estudiar, tanto la situación actual con respecto de carga explosiva y vibraciones producidas, así como experimentar con una variedad de alternativas que pueden servir como manera de reducir efectos dañinos de la voladura en el campo cercano.

Es posible observar que, al alcanzar el nivel de un PPVc, se inicia la formación de fracturas nuevas y por lo tanto el comienzo del daño, sin embargo, a niveles mucho más bajos, aproximadamente la cuarta parte de este límite, se manifiesta el fenómeno de extensión de fracturas pre-existentes y comienzo de daño o alteración al macizo rocoso. Finalmente, como el área de intenso fracturamiento y mayor daño, se especifica un límite de cuatro veces el PPVc.

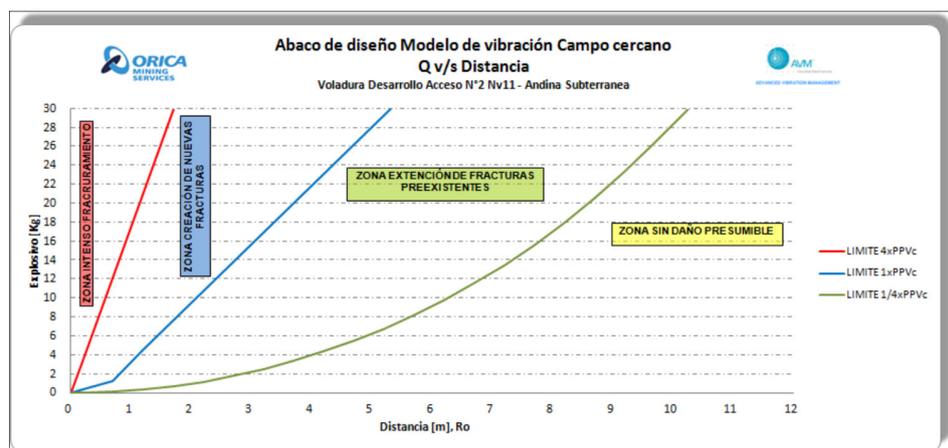


Figura 31: Abaco de Diseño según Criterio de Daño.

De la figura anterior (Figura 31), se desprende que, con una carga explosiva de 4 kg de emulsión encartuchada se provoca, intenso fracturamiento alrededor de los 0.3 m, crea nuevas fracturas alrededor de los 1,2 m y extiende las fracturas preexistentes hasta los 4 m. luego de eso no existe daño presumible.

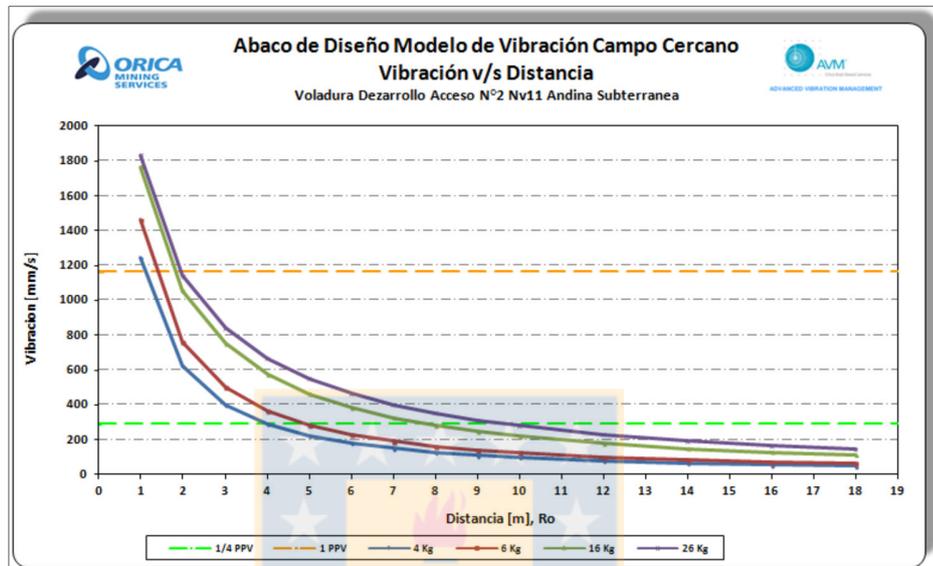


Figura 32: Estimación de la Vibración según Carga Explosiva.

Con el uso de Software de Simulación en lo específico el programa 2DBench se analizaron los contornos de vibración generados para los diferentes tipos de explosivos en la construcción calculando así los radios de influencia de una carga explosiva para alcanzar respectivamente, Figura 32, la extensión de fracturas preexistentes, la creación de nuevas fracturas y finalmente la zona de fracturamiento intenso.

Todos los casos fueron analizados considerando un diámetro de perforación de 45mm y largo de perforación de 3.8 m. Estas simulaciones consideran que las cargas son independientes o sea salen de uno en uno.

Primero se definen los rangos de vibraciones según los cálculos previamente indicados de la Velocidad de Partícula Crítica (PPVc), a considerar que, Figura 33:

- 291 a 1.165 mm/s => extensión de fracturas pre-existentes.
- 1.165 a 4.660 mm/s => creación de nuevas fracturas.
- 4.660 mm/s => intenso fracturamiento.

Calculation		Display	
<b>Scale</b>			
<input type="checkbox"/>	<	0,0	mm/s
<input checked="" type="checkbox"/>		291	to 291 mm/s
<input checked="" type="checkbox"/>		291	to 1165 mm/s
<input checked="" type="checkbox"/>		1165	to 4660 mm/s
<input checked="" type="checkbox"/>		>	4660 mm/s
Equalise scale ranges			%
Redeplay Current PPV Distributon			
<b>Holmeberg/Persson Parameters</b>			
K parameter:	682,34	mm/s	Choose from Rock List
Alpha parameter:	0,598		
Calculate new data and save to file			

Figura 33: Ingreso de Datos

Simulando una tronadura del túnel, utilizando como columna explosiva con Senatel™ Magnum™ 11/2x16" (longitud de carga 3,8 m) y Profiler™ en todo el contorno de la labor, se puede observar que el modelo indica una zona de creación de nuevas fracturas de alrededor de 1,2 m principalmente en la zapatera / (color amarillo), ver Figura 34.

Respecto a la zona de extensión de nuevas fracturas, esta abarcaría un halo de 4,0 m posterior al contorno. (Color verde), ver Figura 34.

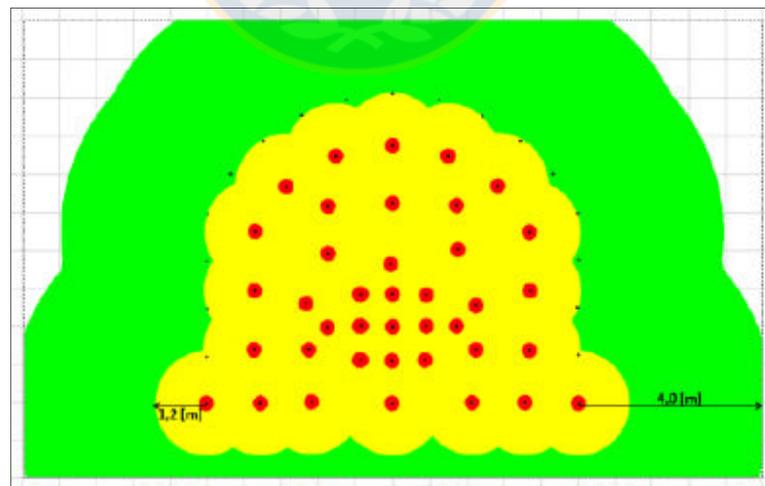


Figura 34: Resultado Gráfico de la Simulación.

Con el ábaco de diseño para campo cercano se establece, que con una carga máxima por retardo de 4 kg. (Detonador electrónico), para un Ø de perforación de 45 [mm], utilizando Emulsión

Encartuchada Senatel™ Magnum™ y un Ø 11/4 x 8 pulgadas. Con una densidad de 1,15 [g/cc], se obtendrá un intenso fracturamiento hasta los 0,4 [m], se crearán nuevas fracturas hasta los 1,2 [m], se extenderán fracturas preexistentes hasta los 4 [m] y luego de los 4 [m] no se genera daño presumible.

### **9.3.2 MONITOREO DE CAMPO LEJANO**

Dado el uso permanente de explosivos en la excavación se desarrolló un programa de monitoreo de Campo Lejano en áreas específicas donde existe infraestructura vital para Minera Andina, tal como la Subestación Eléctrica del Nivel 11 y/o las puertas de control de la ventilación en el sector de Cordillera próximas al Chancador que allí se ubica.

Labores y/o estructuras pueden ser afectadas por las vibraciones generadas por las voladuras y una de las herramientas más eficaces para determinar este impacto es el monitoreo de vibraciones.

Para ello se instalaron geófonos superficiales adheridos a roca con materiales adhesivos siendo posible su recuperación y posterior reutilización en distintos eventos de tronadura. Aplicado según la necesidad del proyecto esta herramienta permitió conocer los niveles de vibración en el rango de campo lejano en algunos sectores de interés.

Los puntos de monitoreo de vibraciones son definidos por el geólogo de Züblin para establecer parámetros vibratoriales dadas voladuras masivas del rajo Andina o tronaduras que corresponden a los desarrollos de avance de la excavación. Los puntos de control generalmente están asociados a proteger estructuras de gran valor como las anteriormente mencionadas.

### **9.3.3 CRITERIOS DE DAÑO PARA EDIFICACIONES Y CONSTRUCCIONES**

#### **9.3.3.1 NORMA DIN 4150**

El Instituto de Normalización Alemana o DIN describe que los valores indicativos recomendados por la DIN 4150 de 1975 dependen del tipo de edificación, tal como se muestra en la tabla de abajo. Una de las características más importante de esta Norma es la inclusión de valores máximos para edificaciones históricas.

Para este monitoreo los valores obtenidos representados en la norma DIN 4150 son los presentados en la Figura 35, cuya definición es la que se presenta en la Tabla 25:

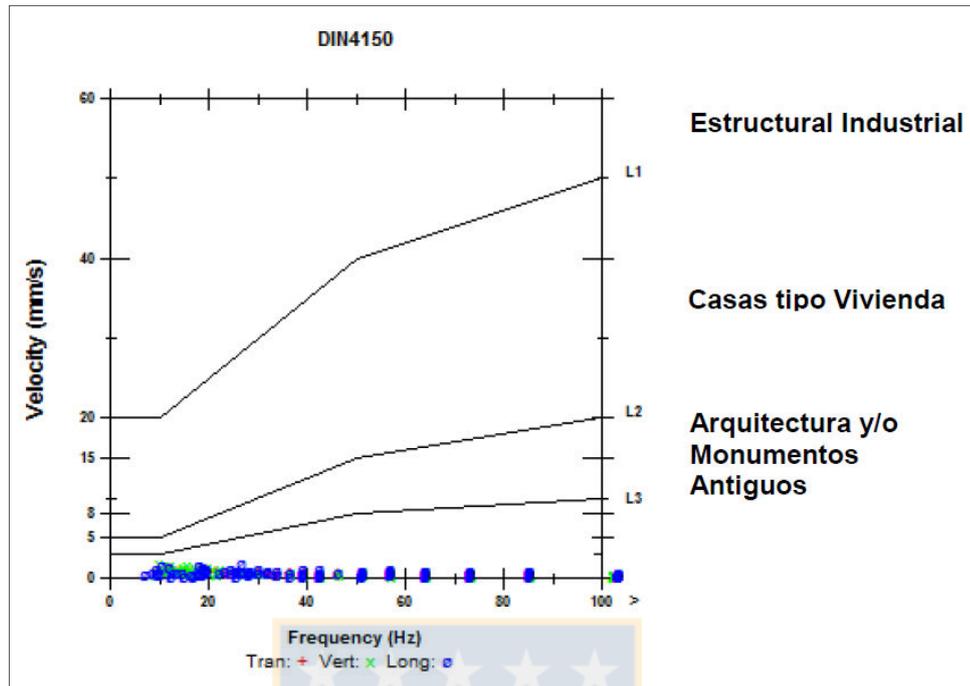


Figura 35: Grafico de Velocidad vs Frecuencia.

Tabla 27: Criterios de Daño según Norma DIN 4150-3 (1986)

CRITERIO DE DAÑO : NORMAS DIN 4150-3 (1986)			
TIPO DE ESTRUCTURA	FRECUENCIAS PRINCIPALES (Hz)		
	1 - 10	10 - 50	50 - 100
	Velocidades (mm/s)	Velocidad (mm/s)	Velocidad (mm/s)
I. Edificios Público o Industrial	20	20 - 40	40 - 50
II. Edificios de Viviendas o Asimilables a Viviendas.	5	5 - 15	15 - 20
III. Edificios Histórico o que por su Construcción son Sensibles a las Vibraciones y no entran en el Rango de los Tipos I y II.	3	3 - 8	8 - 10

### 9.3.3.2 NORMA USBM RI8507

El Departamento de Minas de EEUU a través de la USBM RI8507, cuyos valores han sido aceptados en todo el mundo como umbrales para daño cosmético en viviendas debido a vibraciones causadas por voladuras. Uno de los alcances del RI8507 fue demostrar la incidencia de la frecuencia de las vibraciones en el daño de las estructuras.

Los límites de velocidades resultantes de la USBM RI8507 son exclusivos para edificaciones residenciales, diferenciando valores para viviendas con paredes con yeso y paredes aligeradas, a estas últimas se les permite mayores velocidades resultantes en el rango de frecuencia aproximadamente entre 4 y 11 Hz.

Para este monitoreo los valores obtenidos representados en la norma USMB RI8507 son los son los presentados en la Figura 36 y Tabla 26:

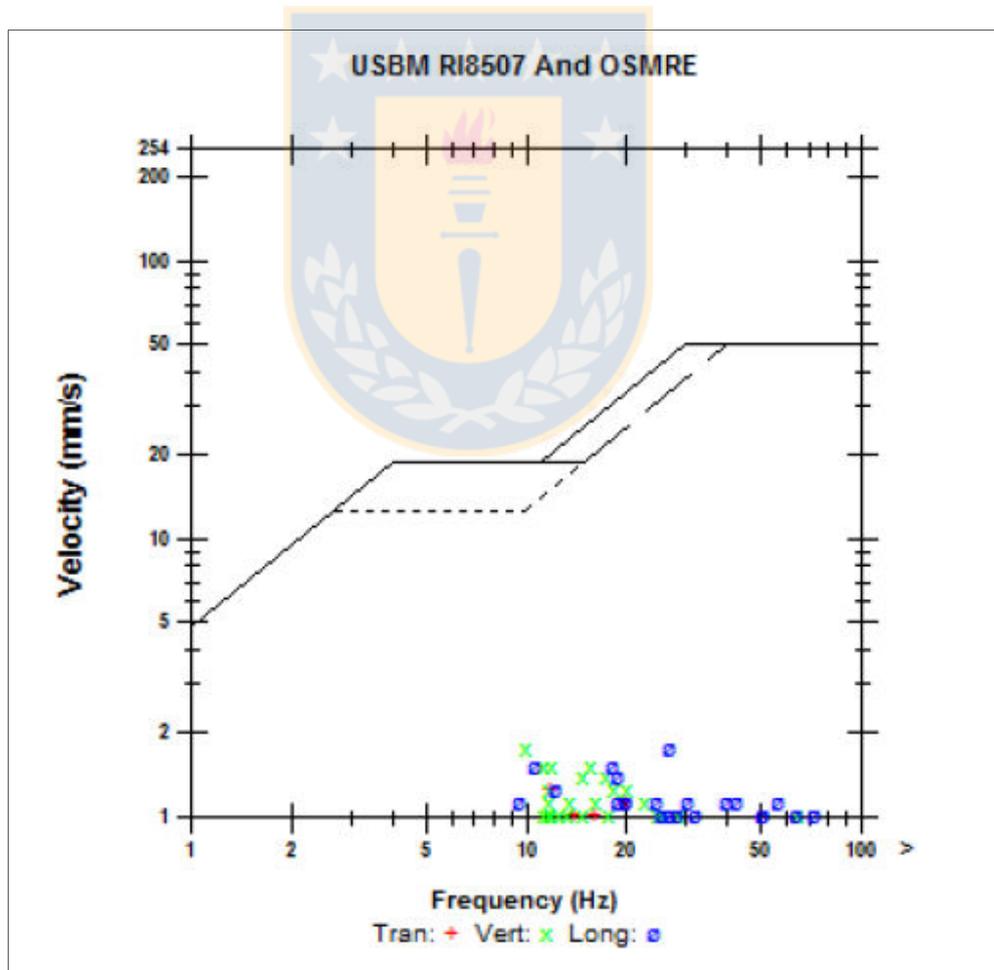


Figura 36: Grafico de Velocidad vs Frecuencia.

Tabla 28: Criterios de Daño según Norma USBM R18507

CRITERIO DE DAÑO : NORMAS USBM R18507				
TIPO DE ESTRUCTURA	FRECUENCIAS PRINCIPALES (Hz)			
	1 - 4	4 - 15	15 - 40	40 - 100
	Velocidades (mm/s)	Velocidad (mm/s)	Velocidad (mm/s)	Velocidad (mm/s)
I. Edificios y viviendas de paredes con yeso.	5 - 19	19	19 - 50.8	50.8

TIPO DE ESTRUCTURA	FRECUENCIAS PRINCIPALES (Hz)			
	1 - 2.6	2.6 - 10	10 - 40	40 - 100
	Velocidades (mm/s)	Velocidad (mm/s)	Velocidad (mm/s)	Velocidad (mm/s)
II. Edificios y viviendas de paredes aligeradas.	5 - 12.7	12.7	12.7 - 50.8	50.8

### 9.3.3.3 MEDICIÓN DE CAMPO LEJANO

Estrategia de instrumentación campo Lejano, con geófonos empotrados en macizo rocoso

Para estos casos los pasos de instalación son los siguientes.

- Ubicar superficie (macizo rocoso o cimientos de estructura) para adherir el geófono mediante materiales adhesivos. Esta se debe limpiar y/o secar si estuviese con agua.
- De preferencia la componente radial debe ser dirigida al centro de la tronadura con el fin de obtener registros más limpios y fidedignos. En el caso que el geófono se encuentre entre 2 tronaduras, su componente radial debe ser direccionada hacia la línea imaginaria que separa dichas mallas.
- Considerar al menos 3 horas para el secado y fraguado de los materiales adhesivos, asegurando la buena fijación.

El siguiente es un ejemplo práctico de aplicación en terreno de tal ensayo, para la voladura de rajo realizada el viernes 22 de agosto del 2014 en Mina Andina perteneciente a Codelco, aplicado en lo específico a monitorear la incidencia sobre el túnel Clínica, lugar donde se emplaza la instalación de faena del proyecto. De su report de vibraciones y análisis de las ondas de vibración y frecuencias se desprende lo siguiente:

La frecuencia dominante para el vector suma en cada una de sus componentes fueron las siguientes, ver Figura 37:

- Transversal: 12 Hz.
- Vertical: 12 Hz.
- Longitudinal: 12 Hz.

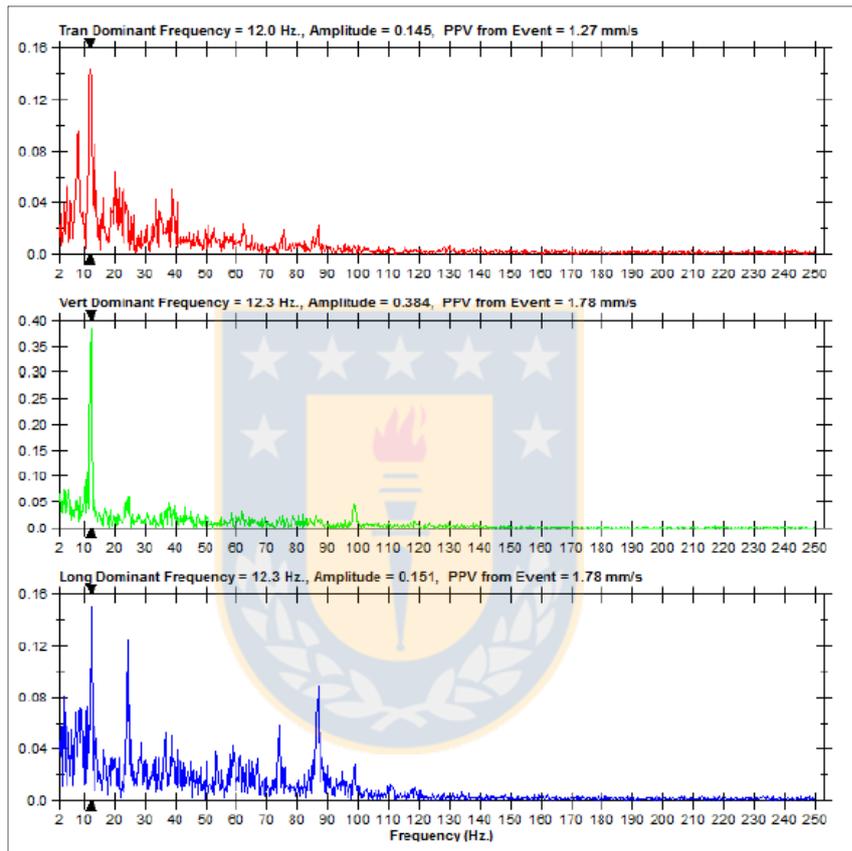


Figura 37: Gráficos que presentan el Peak de Onda Máximo del Ensayo

- El Peak de velocidad de partícula de 2.08 mm/s se generó a los 1.303 s desde el arribo de la onda de vibración al arreglo triaxial, considerándose como tiempo 0 ms el arribo de la onda que superó el umbral de inicio de medición de 0,6 mm/s.
- La frecuencia dominante del vector suma en sus componentes Transversal, Vertical y Longitudinal fueron de 12 Hz, 12 Hz y 12 Hz respectivamente.
- Según la norma internacional DIN4150, para cada una de las componentes del vector suma (Transversal, Vertical y Longitudinal) la relación de partícula (PPV) y Frecuencia

están por debajo del umbral de causar algún tipo de daño a construcciones arquitectónicas, patrimoniales o estructurales.

- Según la norma internacional USBM RI8507, para cada una de las componentes del vector suma (Transversal, Vertical y Longitudinal) el par velocidad de partícula (PPV) y Frecuencia están muy por debajo del umbral de causar algún tipo de daño a Edificios o estructuras.

En consecuencia, no existe posibilidad de producir algún tipo de daño por concepto de vibración producida por la voladura antes mencionada, a algún tipo de edificación, sea ésta de habitación o industrial, como así también no se produce daño al macizo rocoso.

#### **9.4 SONDAJES**

Herramienta ampliamente utilizada para conocer las condiciones geotécnicas y geomecánicas del terreno, muy útil en la detección de zonas alteradas. Consiste en la perforación de pozos en diámetro 51 mm y con una longitud mayor a dos veces el avance promedio de excavación.

Para su ejecución se requiere siempre la presencia del geólogo, profesional encargado de hacer la evaluación. Esta combina el trabajo de percusión, rotación y presión de avance del equipo empleado, generalmente un Jumbo, con los cambios de coloración del cutting y su posterior revisión visual, se recomienda una toma de muestra sistemática, por ejemplo, cada un metro de avance en la perforación, las que correctamente etiquetadas son evaluadas en laboratorio.

Los rasgos más significativos e indicadores de diferencias en el terreno son los repentinos cambios de coloración en el material expuesto en un terreno poco alterado y menos fracturado el color del material expuesto es translucido, agua con material tamaño arena.

Un terreno poco alterado pero muy fracturado presentara material expuesto translucido, agua más partículas tamaño arena, pero el equipo presentara problemas en el avance, puede acelerar el avance de la barra de perforación, pero en la recuperación de esta se puede sufrir alguna dificultad, produciéndose los atascos.

La perforación en terrenos alterados generalmente le imprime una coloración particular asociada al tipo de alteración, por ejemplo, en terrenos con alto contenido de zeolitas el agua tendrá un color blanco pálido, en terrenos con alto contenido de hemetita el agua se teñirá de color marrón.

La presencia de zonas con minerales de arcilla es claramente identificada con este método dado que la coloración del agua cambia en forma brusca y se extiende según la potencia de la estructura, cuando se presentan estos cambios repentinos generalmente se está en presencia de rellenos de falla en consecuencia es un indicador importante en el mapeo de sondajes con fines geotécnicos.

Una correcta planificación de sondajes no debe incidir en los tiempos del ciclo minero y es por ello que se emplean los mismos recursos destinados a la minería, tal como el equipo de perforación, el Jumbo. Además, el momento destinado a realizar estas perforaciones debe ser justo antes de comenzar la perforación del disparo de avance, en consecuencia, siempre se deberá hacer sondajes que alcancen más de dos avances.

Se recomienda también realizar tres perforaciones en la misma frente, una próxima al techo y las otras dos cercanas a las cajas, esto es para mejorar la definición de estructuras que pueden ser detectadas con las perforaciones.

## 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La presente Memoria de Título hace es una presentación de los principales temas relacionados con la excavación de obras subterráneas que actualmente relacionan al profesional del área geológica en el desarrollo de estas.

El geólogo debe estar en completo conocimiento de normas, legislación, contratos, especificaciones técnicas de materiales y su correcto uso, dado que en su desempeño siempre estará enfrentado a la toma de decisiones que involucran estos y otros temas que aparentemente no están relacionados.

Además de los temas propios que dicen relación con el mapeo geológico, la interpretación de datos, la clasificación del macizo rocoso y la definición de la fortificación requerida, está, la labor de prevención de riesgos efectiva, que se desarrolla tanto en la capacitación del personal como en cada tarea inherente a nuestro trabajo, puesto que el objeto principal es que quien transite ya sea durante la construcción o posteriormente cuando la labor este en plena funcionalidad, ésta no presente deterioro y mucho menos colapso, es decir, debemos dar fe que la obra es completamente segura y funcional al propósito de la misma.

Para el logro de una labor productiva y segura se implementó un modelamiento predictivo de cuñas cuyas formas más básicas de manejo se presentan en el Capítulo 8, que sumado al monitoreo constante en sus distintas fases y métodos presentados en el Capítulo 9, se da cumplimiento a esta máxima.

Sobre la base de los mapeos diarios se generó un total de 23 mapas con el resumen de la información geológico geotécnica colectada y compilada en ellos, además se dio forma a una base de datos alfa numérica con la cual se pudo desarrollar una serie de otros ejercicios, como el modelamiento predictivo de cuñas, este material es inserto en este trabajo en los Anexos A, B y C. Además, formaron parte del material entregable a Codelco como parte de los documentos de cierre de contrato.

Esta Memoria entrega una pauta general que resume las técnicas básicas de mapeo geológico geotécnico orientado a la excavación y fortificación de túneles, basado en la aplicación estricta de la clasificación geotécnica de Barton y apoyada con las clasificaciones de Beniaowski y Hoek.

Además, hace referencia a los elementos básicos de control en las excavaciones en una extensa descripción de cada de estos.

Se concluye que la aplicación metódica de las clasificaciones geotécnicas en distintos ambientes geológicos como es el caso, CHRIOL (Nivel 11) y GRRB (Sector Cordillera) a iguales secciones pueden tener los mismos rangos y definiciones de soporte.

Paralelo al trabajo de mapeo Geológico Geotécnico realizado se desarrollaron trabajos orientados a mejorar la calidad del contorno de la excavación, así como también se trabajó en determinar el alcance del daño a instalaciones ya existentes, las que no debían ser objeto averías producto de nuestro trabajo, en estos dos temas se aplicaron técnicas de Medición de Vibraciones descritos en el Capítulo 10, Sección 10,3. Concluyendo que usando el explosivo base

Con estos ensayos se concluyó, usando el ábaco de diseño que, para el campo cercano, con una carga máxima por retardo de 4 kg. (Detonador electrónico), para un  $\varnothing$  de perforación de 45 [mm], utilizando Emulsión Encartuchada Senatel™ Magnum™ y un  $\varnothing$  1 1/4 x 8 pulgadas. Con una densidad de 1,15 [g/cc], se obtendrá un intenso fracturamiento hasta los 0.4 [m], se crearán nuevas fracturas hasta los 1,2 [m], se extenderán fracturas preexistentes hasta los 4 [m] y luego de los 4 [m] no se genera daño presumible.

Finalmente, en el marco del campo lejano se establece que, no existe posibilidad de producir algún tipo de daño por concepto de vibración producida por la voladura de desarrollos en este proyecto, a algún tipo de edificación, sea ésta de habitación o industrial, como así también no se produce daño al macizo rocoso.

## 11 REFERENCIAS

- Aguirre, L., 1960. Geología de los Andes de Chile Central, provincia de Aconcagua. Instituto de Investigaciones Geológicas, Santiago, Chile, Boletín N°9, 70 p.
- Avila, A., 1999. Alto Km. 30 campaña de sondajes DDH, AK-2. Informe Inédito, Archivo Técnico CODELCO.
- Barton, N., Lien, R. y Lunde, J., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics*, 6, 189-236.
- Barton, N. y Grinestad, E., 2000. El sistema Q para la selección del sostenimiento de excavaciones de túneles. *Ingeo Túneles*. 27-58.
- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley and sons, Inc.
- Carvajal, A., Santander, E. y Castillo, J., 2008. Manual Sistema de Refuerzo de Rocas con Pemos SAFEROCK. Gerdau AZA S.A.: 225 pp. Santiago.
- Castelli, J.C., 2004: Geología Distrito Andina, escala 1:25000, Fase I. Informe Inédito, Archivo Técnico CODELCO-EMSA.
- Castelli, J.C. y Lara, L., 1999b. Geología de exploración básica generativa entre Andina y Rio Colorado, 1:50000. Informe Inédito, Archivo Técnico CODELCO-EMSA.
- Charrier, R., Wyss, A.R., Flynn, J.J., Swisher, C.C. III, Norell, M.A., Zapatta, F., McKenna, M. C., Novaceck, M.J., 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° 2, p. 1-30.
- Charrier, R., Baeza, O., Elgueta, S., Flynn, J.J., Gans, P., Kay, S.M., Muñoz, N., Wyss, A.R. and Zurita, E., 2002a. Evidence for Cenozoic extensional basin development and tectonic inversion south of the flat-slab segment, southern Central Andes, Chile (33°-36° S.L.). *Journal of South American Earth Sciences*, 15:117-139.
- Deere, D.U., and Miller, R., P. Engineering Classification and Index properties for Intact Rock. Technical Report N° AFNL-TR-65-116 Air Force Weapons Laboratory. New Mexico, 1966.
- Deckart, K., Clark, A., Aguilar, C., Vargas, R., Bertens, A., Mortensen, J. y Faning, M., 2005. Magmatic and hydrothermal chronology of the giant Río Blanco Porphyry copper deposit, central Chile: implications of an integrated U-Pb and <sup>40</sup>Ar/<sup>39</sup>Ar database. *Economic Geology*, vol 100, pp 905-934.
- Fuentes, F., Vergara, M., Nyström, J.O, Levi, B., Aguirre, L., 2000. Geology and geochemistry of Tertiary volcanic rocks from the Cuesta de Chacabuco area. *Actas IX Congreso Geológico Chileno, Puerto Varas*, Vol. 2, p. 21-25.

- Fuentes, F., Vergara, M., Aguirre, L., Féraud, G., 2002. Relaciones de contacto de unidades volcánicas terciarias de los Andes de Chile central (33° S): una reinterpretación sobre la base de dataciones  $^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$ . *Revista Geológica de Chile*, Vol. 29, N° 2, p. 207-225.
- 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, N° 2, p. 145-163.
- Giambiagi, L., Tunik, M., Ghiglione, M., 2001. Cenozoic tectonic evolution of the Alto Tunuyán foreland basin above the transition zone between the flat and normal subduction segment (33° 30' S -34° S), western Argentina. *Journal of South American Earth Sciences*, Vol. 14, p. 707-724.
- Godoy, E., Yáñez, G., Vera, E., 1999. Inversion of an Oligocene volcano-tectonic basin and uplifting of its superimposed Miocene magmatic arc in the Central Chilean Andes: first seismic and gravity evidences. *Tectonophysics*, 306(2):217-236.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and masses. *ISRM News Journal*, 2 (2), 4–16.
- Hoffstetter, R.; Fuenzalida, H.; Cecioni, G. 1957. *Léxique Stratigraphique International, Amérique Latine, Chili-Chile*. Centre National de la Recherche Scientifique, Vol. 7, 444 p. Paris.
- Holmberg, R., y P-A. Persson. 1979. Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage. *Proceedings, Tunneling '79*. Editor, M J. Jones. Institution of Mining and Metallurgy, London, UK.
- Klohn, C., 1960. Geología de la Cordillera de los Andes de Chile Central, Provincia de Santiago, Colchagua y Curicó. Instituto de Investigaciones Geológicas, Santiago, Boletín N° 8, 95 p.
- Marinos, P., y Hoek, E., 2000. Predicting Tunnel Squeezing. *Tunnels and Tunnelling International*. Part 1 – November 2000, Part 2 – December, 2000.
- Moreno, H., Thiele, R., Varela, J., 1991. Estudio geológico y de riesgo volcánico y de remoción en masa del proyecto hidroeléctrico Alfalfal II – Las Lajas. CHILGENER, ejecutado por Departamento de Geología y Geofísica, Universidad de Chile, 85 p.
- Muñoz, M., 2005. Geoquímica, metamorfismo y petrogénesis de la franja oriental de la Formación Abanico en Chile central, área de El Volcán, Cajón del Maipo (33°50's, 70°12'-70°05'). *Tesis de Magíster, Departamento de Geología, Universidad de Chile*.
- Piquer, J., 2006. Geología del Distrito Andina, Fase II, escala 1:25000. Informe Inédito, archivo técnico, CODELCO-EMSA.
- Piquer, J., 2007, Geología del Distrito Andina, Fase III, escala 1:25000. Informe Inédito, archivo técnico, CODELCO-EMSA.
- Piquer, J. y Alcota H., 2008. Geología del Distrito Andina, Fase I, escala 1:10000. Informe Inédito, archivo técnico, CODELCO-EMSA

- Piquer, J. y Alcota H., 2009a. Geología de detalle del Distrito Andina, Fase II, escalas 1:5000 y 1:2000. Informe Inédito, archivo técnico, CODELCO-EMSA.
- Piquer, J. y Alcota H., 2009b. Geología de los prospectos Dinamarca, Las Areneras y Diamante, escala 1:5000. Informe Inédito, archivo técnico, CODELCO-EMSA.
- Piquer, J. y Alcota H., 2010. Geología del Distrito Andina, Integración Fases I, II y III escala 1:10000. Informe Inédito, archivo técnico, CODELCO-EMSA.
- Rivano, S., Godoy, E., Vergara, M., Villarroel, R., 1990. Redefinición de la Formación Farellones en la Cordillera de los Andes de Chile Central (32°-34° S). *Revista Geológica de Chile*, Vol. 17, N° 2, p. 205-214.
- Rivano, S., Espiñeira, D., Boric, R. y Sepúlveda, P., 1995. Hojas Quillota-Portillo. Regiones de Valparaíso y Coquimbo. Carta Geológica de Chile N° 73. 1 Mapa escala 1:250000.
- Rivera, O. y Navarro, M., 1996. Estudio Geológico distrital de la División Andina, 2° etapa, escala 1:25000. Informe Inédito. Archivo Técnico CODELCO.
- Sellés, D., 1999. La Formación Abanico en el Cuadrángulo Santiago (33° 15'-33° 30'S; 70°30'-70°45'O), Chile Central. Estratigrafía y geoquímica. *Tesis, Departamento de Geología, Universidad de Chile, Santiago*, 154 p.
- Sellés, D., 2000. La relación discordante entre las Formaciones Abanico y Las Chilcas en la localidad de Angostura: implicancias regionales. *Actas IX Congreso Geológico Chileno, Puerto Varas*, Vol. 1, p. 555-558.
- Silva, W. y Toro, J.C., 2009. Mineralización primaria sintectónica en el distrito minero Río Blanco-Los Bronces. XII Congreso Geológico Chileno, actas, Simposio N°11, Trabajo N° 59.
- Skarmeta, J., Martínez, M. y Ortiz, F., 2004. Modelo Estructural 3D del Yacimiento Río Blanco. Informe Inédito, Archivo Técnico División Andina-CODELCO-EMSA.
- Sruoga, P., Etcheverría, M., Folguera, A., Repol, D., 2000. Hoja Geológica 3569-I Volcán Maipo. *Boletín N° 290, Servicio Geológico Minero Argentino, Buenos Aires*, 116 p.
- Thiele, R., 1980. Hoja Santiago, Región Metropolitana. Servicio Nacional de Geología y Minería, Carta Geológica de Chile N° 29, 21p.
- Venegas, R., 2003. Geología y potencial de la franja Ojos de Agua-Povareda-Juncal y del blanco Las Heladas, Distrito Andina. Informe Inédito, Archivo Técnico CODELCO.
- Vergara, M., Drake, R., 1979. Edades K/Ar en secuencias volcánicas continentales ostneocomianas de Chile Central; su depositación en cuencas intermontañas restringidas. *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 34:42-52.
- Vergara, M., Morata, D., Villarroel, R., Nyström, J., Aguirre, L., 1999.  $^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$  Ages, very low-grade metamorphism and geochemistry of the volcanic rock from "Cerro El Abanico", Santiago

Andean Cordillera (33°30' S, 70° 30' – 70° 25' W). *Proceedings Fourth ISAG, Göttingen (Germany)*, p. 785-788.

Warnaars, F., Holmgren, C. y Barassu, S., 1985. Porphyry copper and tourmaline breccias at Los Bronces-Rio Blanco, Chile. *Economic Geology*, vol 80, 99 1544-1565.

Wyss, A.R., Flynn, J.J., Norell, M.A., Swisher, C.C. III, Novacek, M.J., Mckenna, M.C. and Charrier, R., 1994. Palaeogene Mammals from the Andes of Central Chile: A preliminary taxonomic, biostratigraphic, and geochronologic assesment. *American Museum ovitae*s, N° 3098, 31 p.



# **ANEXO A**

## **BASE DE DATOS GEOTECNICOS**



# **ANEXO B**

## **MAPEOS SECTOR CORDILLERA**



# **ANEXO C**

## **MAPEOS SECTOR NIVEL 11**

