



# **UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA**

*La Universidad Católica de Loja*

## **ÁREA TÉCNICA**

**TITULO DE INGENIERO EN GEOLOGÍA Y MINAS**

**Análisis tenso – deformacional del macizo rocoso, para estimar su estabilidad en la intersección del túnel de carga con ventanas de acceso, en el Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW.**

**TRABAJO DE TITULACIÓN**

**AUTOR:** Reyes Calán, Juan Carlos

**DIRECTOR:** Guanín Vásquez, Juan Carlos, M.Sc.

LOJA-ECUADOR

2016



*Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>*

Septiembre, 2016

## APROBACIÓN DEL DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Magíster.

Juan Carlos Guanín Vásquez.

DOCENTE DE LA TITULACIÓN

De mi consideración:

El presente trabajo de titulación: **“Análisis tenso – deformacional del macizo rocoso, para estimar su estabilidad en la intersección del túnel de carga con ventanas de acceso, en el Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW”**, realizado por Juan Carlos Reyes Calán, ha sido orientado y revisado durante su ejecución, por cuanto se aprueba la presentación del mismo.

Loja, febrero de 2016

f).....

## DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS

“Yo Juan Carlos Reyes Calán, declaro ser autor del presente trabajo de titulación: “Análisis tenso – deformacional del macizo rocoso, para estimar su estabilidad en la intersección del túnel de carga con ventanas de acceso, en el Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW”, de la Titulación de Ingeniero en Geología y Minas, siendo Juan Carlos Guanín Vásquez director del presente trabajo; y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales. Además certifico que las ideas, conceptos, procedimientos y resultados vertidos en el presente trabajo investigativo, son de mi exclusiva responsabilidad.

Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 88 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: “Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”

f).....

Autor: Juan Carlos Reyes Calán

Cédula: 1720177490

## AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme la vida, la salud y la fuerza para levantarme después de cada tropiezo, y seguir adelante.

A mi madre y amiga Amparito, por guiarme e inculcarme a lo largo de mi vida que el esfuerzo es única la manera de superarse.

A mi familia quienes son el pilar fundamental de mi vida, en especial a mis tíos Wlady y Gladys para quienes fui su tercer hijo y me brindaron todo su apoyo, a mis primos André, Jahir, Cris Kathy, Nicolás, Sebastián y Andrés, con quienes crecí y compartí el valor de la amistad en las buenas y malas.

Al Ing. Roger Carchipulla administrador del Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua, por darme la oportunidad de supervisar obras y realizar el trabajo de fin de titulación, un agradecimiento especial al Ing. Kleber Uchuari tutor en el proyecto quien aparte de compartir su enseñanza y experiencia supo aconsejarme en el transcurso de mi investigación, Ing. Andrés Costa por creer que los nuevos profesionales haremos un mejor Ecuador, Ing. Eduardo Castillo e Ing. Manuel Luzuriaga por sus charlas técnicas de las cuales he aprendido mucho, Maritza, Viviana, Liliana, Vinicio, Lenin y Ángel, amigos que me acompañaron en una etapa más de mi vida, la cual no olvidaré.

A la UTPPL por enseñarme que antes de ser profesionales debemos ser personas, en especial a la Titulación de Ingeniería en Geología y Minas junto a su planta docente de quienes aprendí que el buen profesional se forma con autoeducación, al Ing. Juan Carlos Guanín tutor de mi investigación por su ayuda y tiempo en el transcurso del trabajo.

A mis compañeros universitarios y amigos Juan Francisco, Oscar Gordillo, Oscar Cabrera, Stalin, Gianella, Santiago, Karen, Eliza, Martita y Andreita, quienes me acompañaron durante mi vida universitaria y de una manera u otra recibí su apoyo incondicional.

## **DEDICATORIA**

A mi madre y mis abuelitos, seres que siempre tuvieron firmes intenciones de tener un hijo y nieto de provecho del cual siempre están orgullosos, a ustedes.

A mi padre y hermanos, a quienes quiero mucho, el esfuerzo plasmado en esta investigación se las dedico.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CARÁTULA .....	i
APROBACIÓN DEL DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	ii
DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS.....	iii
AGRADECIMIENTOS .....	iv
DEDICATORIA .....	v
RESUMEN .....	1
ABSTRACT.....	2
INTRODUCCIÓN.....	3
CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	4
1.1    Enunciado del tema.....	5
1.2    Descripción del problema .....	5
1.3    Justificación .....	5
1.4    Objetivos .....	6
1.4.1    Objetivo General. ....	6
1.4.2    Objetivos Específicos.....	6
1.5    Accesibilidad y Factibilidad .....	6
1.5.1    Factibilidad. ....	6
1.5.2    Accesibilidad.....	6
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO.....	7
2.1 Marco referencial.....	8
2.1.1 Generalidades. ....	8
2.1.1.1 Estudios existentes.....	8
2.1.1.1.2 Ubicación del área.....	9
2.1.1.1.3 Accesos. ....	9
2.1.1.1.4 Clima, flora y fauna. ....	10
2.1.1.1.5 Morfología y relieve. ....	12
2.1.1.1.6 Hidrología.....	13
2.1.2. Marco geológico regional.....	15
2.1.2.1 Región oriente.....	15

2.1.2.2 Estratigrafía. ....	17
2.1.2.2.1 Litologías pre – a - syn batolíticas. ....	17
2.1.2.2.2 Estructuras .....	18
2.1.3. Geología de la zona de estudio. ....	19
2.1.3.1. Geología física y <i>sedimentación</i> . ....	20
2.1.3.2. Meteorización del macizo rocoso. ....	20
2.1.3.3. Depósitos superficiales. ....	21
2.1.3.4. Movimiento de ladera.....	22
2.1.4. Condiciones hidrogeológicas.....	22
2.1.5. Propiedades físico-mecánicas del macizo rocoso. ....	23
2.2.1. Análisis tenso-deformacional en 2 dimensiones.....	24
2.2.1.1. <i>Tensión</i> . ....	24
2.2.1.2. Esfuerzo. ....	24
2.2.1.3. Deformación.....	25
2.2.1.4. Tensiones en el macizo rocoso.....	25
2.2.1.5. Tensión natural. ....	25
2.2.1.6. Tensión natural vertical.....	25
2.2.1.7. Tensión natural horizontal. ....	25
2.2.1.8. Esfuerzos inducidos. ....	26
2.2.1.9. Esfuerzo inducido principal mayor.....	26
2.2.2.0. Esfuerzo inducido principal menor. ....	26
2.2.2.1. Esfuerzos resistentes.....	26
2.2.2.2. Esfuerzo resistente principal mayor.....	27
2.2.2.3. Esfuerzo resistente principal menor. ....	27
2.3.1. Clasificaciones geomecánicas aplicadas a túneles. ....	27
2.3.1.1. Sistema RMR (Bieniawski 1973, 1989). ....	27
2.3.1.2. Sistema Q (Barton, Lien y Lunde, 1974). ....	33
2.3.1.2.1. Presión en el techo de la excavación. ....	37
2.3.1.2.2. Presión en hastiales de la excavación. ....	37
2.3.1.3. Índice de resistencia geológica GSI (Hoek y Marinos, Kaiser y Badwen, 1995). ....	38

2.3.1.4. Criterio de rotura y resistencia uniaxial del macizo rocoso (Hoek y Brown, 2002). .....	39
2.3.1.4.1. Ecuación original Hoek y Brown.....	39
2.3.1.4.2 Criterio de Hoek y Brown generalizado. ....	39
2.3.1.4.3. Resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso.....	40
2.3.1.4.4. Resistencia a tracción del macizo rocoso.....	40
2.3.1.4.5. Módulo de deformación del macizo rocoso. ....	40
2.3.1.4.6. Resistencia global del macizo rocoso.....	40
2.3.1.4.7. Angulo de fricción y resistencia cohesiva.....	41
2.3.1.4.8. Determinación de $\sigma_{3max}$ .....	41
2.3.1.5. Correlación entre RMR, Q Y GSI. ....	42
2.3.1.6. Teoría del sólido de cargas para tensión principal mayor (Terzaghi 1946, modificado por Perri, 2002).....	42
2.3.1.7. Tensión principal menor por método de Sheorey, 1994. ....	45
2.3.1.8. Ecuaciones para deformación en roca. ....	45
2.3.1.8.1. Deformación elástica en túneles y galerías.....	45
2.3.1.8.2 Deformación plástica en túneles y galerías.....	46
2.4.1. Condiciones geomecánicas y diseño constructivo del túnel de carga y ventanas de acceso. ....	46
2.4.1.1. Condiciones geomecánicas del túnel de carga. ....	46
2.4.1.2. Diseño de la sección y sostenimiento del túnel de carga. ....	51
2.4.1.3. Diseño de perforación y voladura del túnel de carga. ....	53
2.4.1.4. Condiciones geomecánicas de ventanas de acceso al túnel de carga. ....	55
2.4.1.5. Diseño de la sección y sostenimiento de ventanas de acceso.....	56
2.4.1.6. Diseño de perforación y voladura en ventanas de acceso.....	58
CAPITULO III METODOLOGÍA.....	59
3.1 Tipo de estudio.....	60
3.2 Universo y muestra. ....	60
3.3 Métodos y técnicas. ....	60
3.3.1 Métodos y técnicas para el levantamiento geomecánica.....	60
3.3.1.1. Métodos y técnicas en la descripción geomecánica del macizo rocoso. ....	60
3.3.1.2. Métodos y técnicas para la clasificación del macizo.....	60

3.4. Recolección de datos.....	61
3.4.1. Trabajo de campo.....	61
3.4.2. Trabajo de gabinete. ....	61
3.5. Tabulación de datos .....	61
CAPITULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS .....	63
4.1. Estimación de parámetros geomecánicos y comportamiento geotécnico de las intersecciones del túnel de carga con ventanas de acceso.....	64
4.1.1. Clasificación geomecánica en intersecciones.....	64
4.1.2. Análisis estereográfico. ....	65
4.1.3. Análisis tensión inducida horizontal y vertical. ....	67
4.1.4. Análisis resistencia del macizo y parámetros geomecánicos. ....	68
4.1.5. Análisis deformacional en excavación.....	69
4.1.6. Análisis de estabilidad en las diferentes estaciones. ....	69
Tabla 4.8: Factores de seguridad sin considerar sostenimiento. ....	69
4.2. Interpretación de resultados.....	70
4.2.1. Análisis geomecánico. ....	70
4.2.2. Análisis constructivo.....	74
4.2.3. Esfuerzos inducidos. ....	76
4.2.4. Esfuerzos resistentes. ....	77
4.2.5. Parámetros geomecánicos. ....	77
4.2.6. Deformaciones en las excavaciones.....	78
4.2.7. Factor de seguridad. ....	79
CONCLUSIONES .....	83
RECOMENDACIONES .....	84
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	86
ANEXOS .....	89

## RESUMEN

A partir de clasificar geo-mecánicamente el macizo rocoso en las zonas de estudio por el método RMR 89, se pasa a trabajar con el índice GSI que nos ayuda con el cálculo de resistencia del macizo rocoso así como los parámetros geomecánicos de cohesión y fricción más acorde a la realidad tomando en cuenta las profundidades de las excavaciones, de manera que es posible trabajar las presiones inducidas con modelos matemáticos que consideran los parámetros geomecánicos mencionados. Los factores de seguridad obtenidos cuantifican la estabilidad de las excavaciones sin tomar en cuenta ningún tipo de soporte, teniendo en las cuatro intersecciones factores mayores a 2.5 en bóveda considerados como estables a largo plazo, en las dos estaciones en el túnel subhorizontal se obtuvo factores en bóveda alrededor de 0.8 en donde efectivamente se observa sobre-excavaciones y fuerte sostenimiento, en hastiales los factores de seguridad son estables con rango  $1 < FS < 2.5$ , excepto en intersección de ventana cuatro donde sus factores están alrededor de  $0.77 < FS < 0.99$ .

Esta investigación aporta con una metodología consecutiva para el cálculo del factor de seguridad en túneles.

**PALABRAS CLAVES:** clasificación geomecánica, índice de resistencia geológica, resistencia del macizo, presiones inducidas, factor de seguridad.

## ABSTRACT

From geomechanic classification of the massif in the study zones using the RMR 89 method, we work with the GSI index which helps us to calculate the resistance of mass and geomechanical parameters cohesion and friction (more in line with actual values considering the depth of the excavation), and in this way to adjust the pressures induced to mathematical models that consider the geomechanical parameters mentioned. Safety factors obtained quantify the stability of excavations regardless of any support. Safety factors obtained quantify the stability of excavations regardless of any support. In the four intersections elevate safety factors vault was obtained, values greater than 2.5 which is regarded as long-term stability. Moreover at the two stations in the subhorizontal tunnel factors vault around 0.8 was obtained where actually observed over-excavation and strong support, in gables safety factors are stable range  $1 < FS < 2.5$  except intersection of four window where its factors are  $0.77 < FS < \text{around } 0.99$ .

This research contributing with a consecutive methodology for calculating the safety factor in tunnels.

KEYWORDS: geomechanics classification, geological strength index, rock mass resistance, induced pressure, safety factor.

## INTRODUCCIÓN

Las excavaciones subterráneas hidroeléctricas son de suma importancia ya que acortan distancias y dan seguridad a la conducción de agua para la generación, por ello y su alta inversión deben ser diseñadas técnicamente desde el punto de vista geomecánico.

La investigación principalmente busca obtener valores en cada intersección del túnel de carga con ventanas de acceso y túnel sub horizontal, para poder cuantificar la estabilidad de los túneles después de realizar la excavación y sin tomar en cuenta ningún tipo de soporte instalado, para que este sea el punto de partida en la toma de decisiones en el sostenimiento estimado por las clasificaciones.

La investigación se ha desarrollado en cinco capítulos. El primer capítulo corresponde al planteamiento del problema, objetivos, tanto como su justificación, factibilidad y accesibilidad. En el segundo capítulo se encuentra la ubicación y límites geográficos, el contexto geológico, tanto como el marco conceptual de la investigación donde se detallan los fundamentos teóricos y matemáticos sobre los cuales se basan los métodos geomecánicos utilizados. En el tercer capítulo la metodología se limita a describir el procedimiento empleado para llegar a los objetivos, aquí se separan la etapa de campo y el análisis de datos en gabinete obteniendo los resultados del estudio. El cuarto capítulo de análisis e interpretación de datos, se analiza las estructuras y se obtiene las clasificaciones como punto de partida para obtener tensiones inducidas, resistencia del macizo, deformación de la excavación así como parámetros geomecánicos de cohesión, fricción, módulo de elasticidad, etc., con el fin de obtener factores de seguridad en las diferentes intersecciones. El capítulo final recae en las conclusiones y recomendaciones a las que se llega una vez culminada la investigación, basado en los objetivos planteados.

**CAPITULO I**  
**PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

## **1.1 Enunciado del tema**

“Análisis tenso – deformacional del macizo rocoso, para estimar su estabilidad en la intersección del túnel de carga con ventanas de acceso, en el Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW”

## **1.2 Descripción del problema**

Dentro del campo de la mecánica de rocas aplicado a obras subterráneas se han desarrollado varias clasificaciones las cuales han tenido mucho éxito en varios proyectos alrededor del mundo, estos modelos deben usarse según sea el caso que más se adapte al terreno, lo cual queda a criterio del ingeniero proyectista

El uso de clasificaciones geomecánicas en las excavaciones subterráneas del Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua nos proporciona un sostenimiento empírico estimado, pero no un factor de seguridad antes de colocarse el sostenimiento. Si se tuviese un factor de seguridad que cuantifique la estabilidad puede ser ese el punto de partida que nos ayude a diseñar un sostenimiento adecuado y seguro específicamente para nuestro macizo rocoso de manera que reduzcamos costos.

## **1.3 Justificación**

Las estructuras hidroeléctricas subterráneas son de suma importancia ya que conducen el agua de embalse desde la presa hasta casa de máquinas para generar energía eléctrica, su inversión es muy alta por lo que deben ser seguras y óptimas.

La investigación y análisis de las fuerzas inestabilizadoras y estabilizadoras en el macizo rocoso circundante a la excavación subterránea, con el uso de clasificaciones geomecánicas actuales nos puede ayudar tener un factor de seguridad que cuantifique la estabilidad de la excavación cuando aún no se ha realizado el sostenimiento.

Éste estudio permite contribuir a futuras investigaciones en las excavaciones subterráneas donde se podrá optimizar el sostenimiento partiendo de un factor de seguridad, a fin de reducir costos en las excavaciones.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General.**

- Conocer la estabilidad en las intersecciones del túnel de carga con ventanas de acceso a través de un factor de seguridad.

### **1.4.2 Objetivos Específicos.**

- Analizar las clasificaciones RMR, Q, GSI, Terzaghi en zonas de intersección.
- Estimar las tensiones inducidas vertical y horizontal en la excavación.
- Estimar los esfuerzos resistentes vertical y horizontal del macizo rocoso en la excavación.
- Estimar la deformación del macizo rocoso en las excavaciones.
- Evaluar la estabilidad de excavación a través de un factor de seguridad.

## **1.5 Accesibilidad y Factibilidad**

### **1.5.1 Factibilidad.**

La investigación será factible por la información existente en CELEC EP–GENSUR e Hydrochina International Engineering Co., Ltd. Así como los datos en la etapa de pre-factibilidad y factibilidad del proyecto realizado por Unión Fenosa Internacional de España 1997 – 2002, apoyados de igual manera en revisión bibliográfica y web gráfica necesaria para el estudio.

El tiempo de investigación es de 6 meses; plazo en el que se presentarán los resultados del estudio.

### **1.5.2 Accesibilidad.**

La ejecución de la investigación es accesible puesto que el investigador en calidad de supervisor en diferentes frentes de trabajo podrá tomar datos en distintos puntos de investigación en las respectivas horas laborales con permiso de CELEC EP y publicar los resultados obtenidos.

**CAPÍTULO II**  
**MARCO TEÓRICO**

## **2.1 Marco referencial**

### **2.1.1 Generalidades.**

#### **2.1.1.1 Estudios existentes.**

Las investigaciones y trabajos de diseño del proyecto en la fase de pre-factibilidad se llevaron a cabo entre diciembre de 1997 y mayo de 1998.

Entre los años 2000-2002, Unión Fenosa Internacional de España realizó las investigaciones y diseño del proyecto para la fase de factibilidad. Los trabajos de investigación geológica se llevaron a cabo en dos fases.

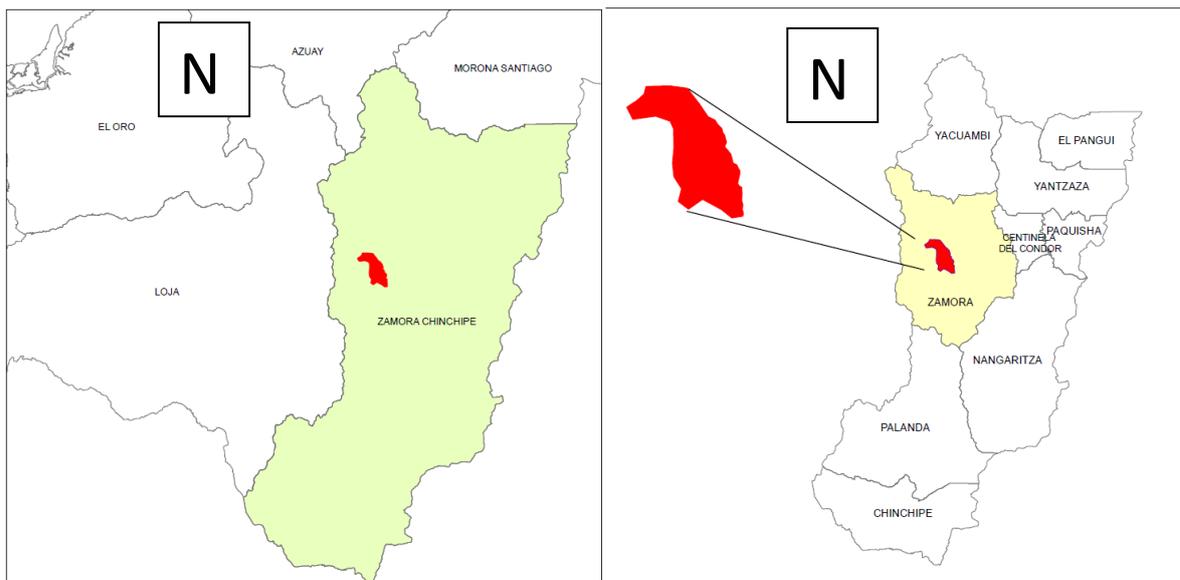
En la fase 1, el análisis técnico consistió en un reconocimiento de los datos geológicos, geotécnicos y sismológicos mediante visitas de campo y se seleccionó un esquema que considera la mejor condición de seguridad mediante la comparación de cuatro alternativas.

En la fase 2, exploraciones de campo, campañas de prospección geofísica y sus ensayos y pruebas de laboratorio se llevaron a cabo en: el área del sitio de presa, portales de entrada y salida del túnel de aducción, chimenea de equilibrio y el área de casa de máquinas del esquema seleccionado, para determinar las características geológico-ingenieriles y las propiedades físico mecánicas de los suelos y rocas en el área del proyecto.

Hydrochina International Engineering Co., Ltd, firmó el contrato EPC con CELEC el 14 de octubre de 2011, con un periodo total de construcción de 4 años y este contrato se inició el 29 de noviembre de 2011. Para completar los datos faltantes previos y completar el diseño de detalle del proyecto, se programaron investigaciones complementarias. Entre el 12 al 22 de noviembre de 2011, un equipo de expertos y técnicos fue enviado por Hydrochina para visitar el sitio antes de que comience el proyecto. El 17 de diciembre del 2011, una comisión de topografía de Hydrochina arribo al sitio e inicio los levantamientos topográficos, poco después, el 15 de enero del 2012, empezaron el mapeo geológico y la ubicación de los trabajos de reconocimiento. La investigación con sondeos geotécnicos se inició el 10 de abril del 2012. La mayoría de muestras de aguas y sus respectivos análisis se iniciaron el 14 de mayo; el muestreo de suelos se inició 31 de mayo; el muestreo y ensayos de roca se iniciaron el 9 de junio, operación sobre el terreno de la prospección geofísica se inició el 2 de junio. Hasta el 10 de septiembre del 2012, los trabajos de perforación, geofísica, ensayos de roca, suelo y agua se terminaron.

### 2.1.1.1.2 Ubicación del área.

El Proyecto Hidroeléctrico se encuentra ubicado al sur de la Cordillera Real en la provincia de Zamora Chinchipe. (Ver Figura 2.1). En la parroquia Sabanilla sector comprendido entre los sectores EL Retorno y La Fragancia al margen izquierdo del río Zamora (Ver Figura 2.2).



**Figura 2.1:** Ubicación Regional del Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua.

**Fuente y elaboración:** Investigaciones de Adeplan, Ubicación del proyecto.

**Tabla 2.1;** Tabla de coordenadas de ubicación de obras Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua.

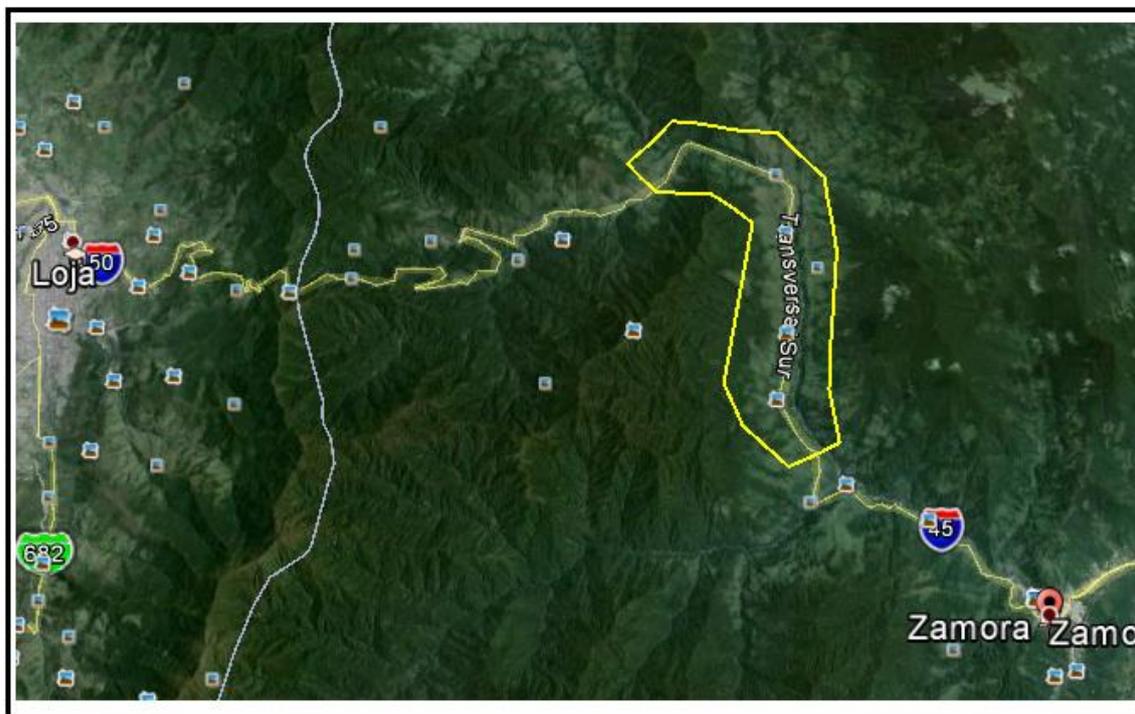
Detalle de obra	Coordenadas	
	Este	Norte
Entrada de túnel	720362,6	9559707
Chimenea de equilibrio	724558	9553923
Casa de máquinas	724114,4	9552912
Tubería de presión	724352	9553446

**Fuente y elaboración:** Investigaciones de Adeplan, Coordenadas del proyecto.

### 2.1.1.1.3 Accesos.

El acceso al proyecto se lo realiza desde la ciudad e Loja utilizando la vía Loja-Zamora de hormigón rígido, hasta el sector conocido como El Retorno en un tramo de 33 Km de allí se toma la vía antigua Loja-Zamora (lastrada) hasta el sector de captación del

proyecto en un recorrido de 4.5 Km, al sector en el cual se encuentra definida la ubicación de la casa de máquinas del proyecto (La Fragancia) se tiene una distancia desde la ciudad de Loja de 49 Km y 07 Km a la ciudad de Zamora (Ver Figura 2.3).



**Figura 2.2:** Accesos al Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua

**Fuente:** Google Earth 2015

**Tabla 2.2:** Tabla de vías de acceso al Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua

Trayecto	Vía/tiempo de viaje
Quito-Loja	Aérea: 45 min (Terrestre: 12 horas (Interprovincial)
Loja-El Retorno	Terrestre: 30 min
El retorno-La fragancia	Terrestre: 30 min
La fragancia-Zamora	Terrestre: 30 min

**Fuente:** Investigaciones de Adeplan, Coordenadas del proyecto.

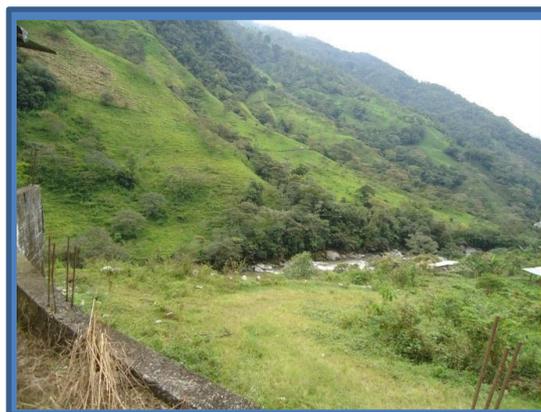
**Elaboración:** El autor.

#### 2.1.1.1.4 Clima, flora y fauna.

**Clima:** Los datos aquí presentados han sido tomados de la estación científica Sabanilla la cual registra los siguientes parámetros climáticos: la temperatura media anual para la zona de estudio es de 16.69, con rangos de temperatura anual de máxima y mínima comprendidos entre 12.2 y 22.99; las precipitaciones se registran mayores a 150 mm por mes, característico de las zonas húmedas de la parte oriental, la precipitación

promedio anual de un período de 10 años es de 2035.91 mm. Los meses de altas precipitaciones son: abril 287,20, junio 343,30, julio 263,20. El resto del año las precipitaciones van desde 26 mm a 200 mm. La evaporación calculada para este sitio es de 1024.6 mm anuales y la sumatoria de las medias mensuales del año de mayor humedad es 1182.45 %, la tendencia nos indica que los meses con mayor humedad son febrero, junio, julio y diciembre con el 99.29% en promedio; y, en promedio menor noviembre con 94.63.

**Flora:** La observación directa y compilación con mapas digitales evidencia que el estado actual de la zona se encuentra con un alto nivel de intervención antrópica, ya que en su mayoría se encuentra vegetación de carácter herbáceo. El lugar esta propenso a la desaparición de los vestigios arbóreos y arbustivos si no existe una intervención de la Autoridad Ambiental u otros organismos gubernamentales, para la protección y conservación del recurso forestal, de tal manera que los suelos estarían en peligro de erosión y compactación debido al sobrepastoreo (Ver Figura 2.4).



**Figura 2.3:** Flora alrededor del Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua

**Fuente y elaboración:** El autor

**Fauna:** Basándose en los datos de campo y revisión de información (Investigaciones Adelplan), se identificó 21 especies de aves en el área de influencia del Proyecto, agrupándose en 4 órdenes y 13 familias. Las familias más representativas fueron: Tyrannidae y Furnariidae con cinco y tres especies respectivamente, seguidas por Thraupidae y Turdidae con dos especies, mientras que las restantes familias congregaron un menor número de especies

Se registró 6 especies de mamíferos agrupados en 10 órdenes, 23 familias y 5 géneros. El orden dominante en cuanto a número de especies es Chiroptera con 4 especies, que representa el 66%, los órdenes restantes registraron entre una sola especie. A nivel de

familias, la más diversa fue Phyllostomidae que incluye a las 4 especies registradas dentro del orden.

Se registró un total de 5 especies de anfibios, agrupadas en 2 familias y 2 géneros, como se puede ver en la tabla. En términos de riqueza absoluta la familia Craugastoridae fue la que aportó con mayor número de especies, agrupando al 80% del total de registrado.

Se identificó 112 individuos de invertebrados pertenecientes a 3 clases y 10 órdenes. Los resultados se expresan en forma cualitativa. Se registró un total de 3 clases pertenecientes a: Insecta, Diplopoda y Arácnida.

#### **2.1.1.1.5 Morfología y relieve.**

Una vez que el Río Zamora desciende erosionando rocas fracturadas y menos resistentes de la Unidad Chiguinda se encuentra con las rocas duras y masivas del complejo migmatítico Sabanilla. A partir de la confluencia con la Quebrada Dos Hermanos, el valle adquiere una marcada orientación Norte – Sur, en buena parte encañonado, que se mantiene hasta la desembocadura de la quebrada El Destrozo (Anexo 1.1), explicable por la elevada resistencia de los gneises migmatíticos. Luego, se produce un giro de 40° hacia el Sureste, cambio que obedece al sistema de diaclasas orientadas N 50° O, dominantes en el sector y que controlan en cierta medida el patrón de drenaje local. Una vez que el Zamora recibe al Sabanilla, recobra el rumbo S 70° E que tenía antes de la Quebrada Dos Hermanos.

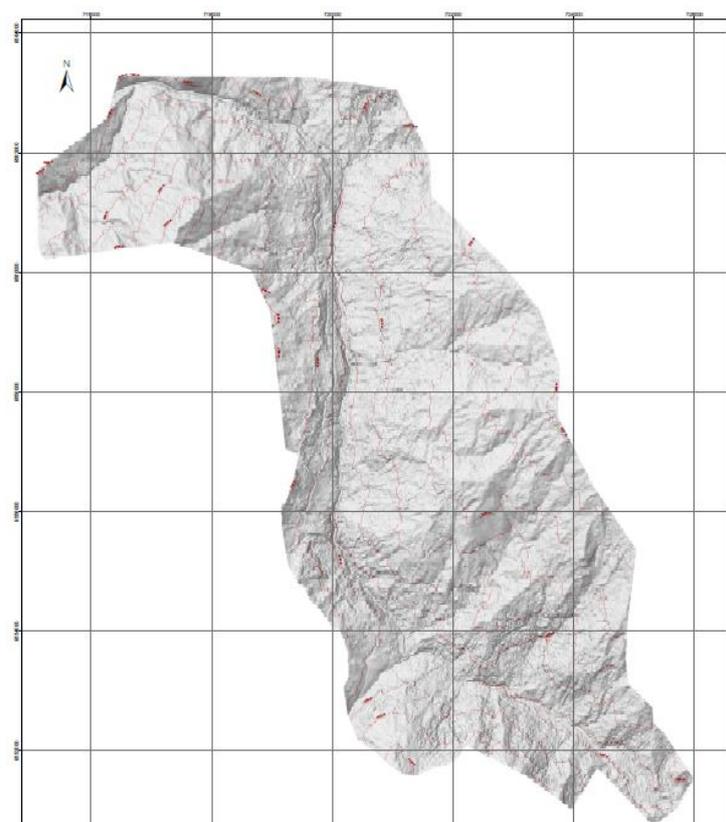
EL valle tiene inclinaciones promedias de 45° y aún mayores en las partes bajas cercanas al cauce, hasta unos 100 m de altura sobre el espejo de agua. Hacia las partes altas el valle tiene un relieve suavemente ondulado y se amplía con laderas que tienen inclinaciones menores que los 34°, ocasionalmente interrumpidas por pequeños escarpes y saltos en las quebradas.

Los afluentes al Zamora, en el tramo descrito, son relativamente pequeños y sus valles poco desarrollados, descienden formando saltos y rápidas. Se advierte un ligero diseño reticulado que obedece a la presencia de sistemas de diaclasas.

En la zona del proyecto hidroeléctrico, el Río Zamora conserva sus características de río de montaña, con una pendiente longitudinal del 4.9 % formando rápidas a lo largo de un canal limitado por paredes de roca.

No existen formas o relieves que delaten la presencia de grandes deslizamientos o profundas zonas de inestabilidad, soliflucción y deslizamientos traslacionales de materiales superficiales son visibles pero en ningún caso las áreas afectadas son mayores que una hectárea.

Los procesos inestables son motivados por la presencia de materiales superficiales de naturaleza arcillosa, fuertemente afectados por saturación y actividad antrópica (deforestación y cortes sin protección). Estos fenómenos son muy raros en las laderas cubiertas de bosque.



**Figura 2.4:** Morfología del Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua.

**Fuente y elaboración:** Investigaciones CELEC EP.

#### **2.1.1.1.6 Hidrología.**

El sistema hídrico aprovechado drena por la vertiente oriental de los Andes, pertenece al curso superior del sistema fluvial Zamora-Santiago-Amazonas y tiene sus nacimientos en alturas superiores a los 3400 m.s.n.m.

Geográficamente, la cuenca del Zamora, hasta la confluencia del Sabanilla en el Zamora, Está comprendida entre las longitudes 78° 57' a 79° 19' W y entre las latitudes 3° 40' a 4° 07' S.



**Tabla 2.3;** Tabla de Ríos y quebradas circundantes al Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua.

Cuerpo de agua	Tipo	Categoría
Zamora	rio	1
Sabanilla	rio	2
Qda. S/N portal entrada túnel	quebrada	3
Qda. Los Monos	quebrada	3
Qda. S/N después de los Monos (Consentida)	quebrada	3
Qda. S/N 2 después de los Monos (La Cascada)	quebrada	3

**Fuente:** Investigación Adeplan

**Elaboración:** El autor

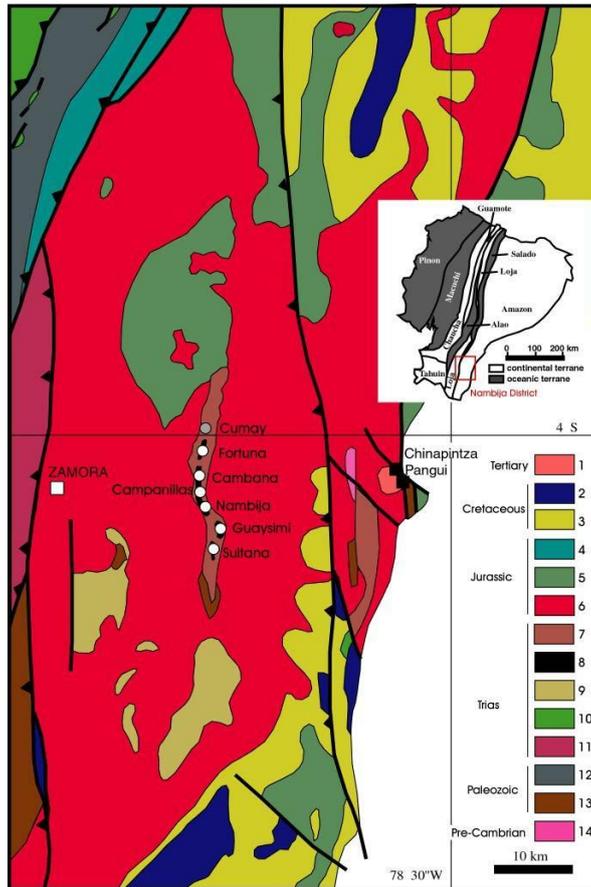
## 2.1.2. Marco geológico regional.

### 2.1.2.1 Región oriente.

Zona Mineralogénica Subandina se encuentra plegada en la parte occidente de la cuenca de Iquitos, su basamento cristalino está a 8km de profundidad al cual le yacen discordantemente un conjunto de rocas sedimentarias y vulcanógeno sedimentarias marinas que a su vez se dividen en tres pisos estructurales donde su edad va desde el Paleozoico medio hasta el Cretácico. Sobre el basamento cristalino precámbrico y el complejo vulcanógeno sedimentario marino descansan discordantemente sedimentos continentales de tipo molásico cuya edad va desde el Maestrichtiano al Cuaternario los cuales constituyen parte superior de la cuenca de Iquitos.

En el distrito minero Zamora la geología que se realizó está en base al trabajo realizado por Litherland y otros (1994) cuando se llevó cabo el proyecto Cordillera Real.

En este distrito minero que se encuentra en la sierra del Cóndor al sur de la zona Subandina, incluye: el cinturón porfídico San Juan Bosco, Campo Minero Chinapintza, Cinturón de Nambija.



**Figura 2.6:** Geología Regional de Zamora Chinchipe.

**Fuente y elaboración:** Modificado de Litherland, 1994

**Tabla 2.4:** Tabla de Formaciones del Distrito Zamora.

Estratigrafía del Distrito Zamora	
1, Intrusivos	2, Formación Napo
3, Formación Hollín	4, Unidad Alao-Paute
5, Unidad Misahualli	6, Batolito de Zamora
7, Unidad metamorfizada	8, Skarn (schematic)
Piuntza	
9, Unidad Piuntza	10, metagranite (Tres Lagunas)
11, Unidad Sabanilla	12, Unidad Chiguinda
13, Unidad Isimanchi	14, gneis migmatico; white circles: skarn-related Au ore; black squares=epithermal Au-Ag-Cu-Pb-Zn ore; gray circle: Cu-Mo porphyre ore

**Fuente:** Modificado de Litherland, 1994.

**Elaboración:** El autor.

### **2.1.2.2 Estratigrafía.**

#### **2.1.2.2.1 Litologías pre – a - syn batolíticas.**

**Unidad Isimanchi** de edad Paleozoica representada con rocas metamórficas siendo la serie más antigua del Distrito Zamora. Litológicamente consisten de esquistos y filitas de bajo grado así como también de mármoles y meta volcánicos, estas rocas son equivalentes en grado metamórfico con la Unidad Chiguinda que también es del Paleozoico diferenciándose por su litología. Esta unidad se presenta como cinturones cerca de las poblaciones de Zumba y al Sur de la ciudad de Zamora, ambas cabalgadas al oeste por las migmatitas de la Unidad Sabanilla y limitadas al Este por el batolito de Zamora (Litherland y otros, 1994). Intermedio entre estos dos cinturones y hacia el Este, la Unidad Isimanchi se presenta como techos colgantes dentro del batolito de Zamora. En el extremo sur del cinturón de Nambija la Unidad Piuntza está parcialmente sobre la Unidad Isimanchi y se presenta como pizarras, filitas (localmente grafitosas) y esquistos metamórficos en facies de esquistos verdes superiores – anfibolitas interiores (Prodeminca, 2000).

**Unidad Chiguinda** de edad Paleozoica comprende una secuencia semipelítica de cuarcitas, filitas negras, esquistos grafiticos pizarras y pocas metagrawackas, se las puede visualizar en los cortes de la vía Catamayo – Loja – Zamora. Esta Unidad se ubica en la cordillera Real al lado Oeste del Distrito de Zamora como una franja NNE – SSW limitada al Oeste por los meta granitos Tres Lagunas y al Este por las migmatitas Sabanilla esquistos Upano (Litherland y otros, 1994).

**Unidad Sabanilla** de edad Triásica (Superior) comprende un conjunto de orto y paragneis de mediano y alto grado (asociación mineralógica con sillimanita – biotita – cuarzo – albita, cianita – biotita ortoclasa – cuarzo). Se las puede ver en la carretera Loja – Zamora en la población de Sabanilla, comprenden un cinturón alargado de dirección NNE – SSW en contacto tectónico con las Unidades Chiguinda e Isimanchi, bloques tectónicos de la Unidad Sabanilla se dan al Este sobre el batolito de Zamora, en el campo minero de Chinapintza y al norte controlado por la falla de El Cóndor (Litherland y otros, 1994).

**Unidad Piuntza** de edad Triásica media a tardía (Woods y otros, 1992), comprende secuencias vulcano sedimentarias de origen continental y marino (calizas, una variedad de lutitas calcáreas, areniscas, tobas de grano fino, flujos de lava, brechas de composición andesítica y dacítica). Esta Unidad es considerada como parte de una cuenca restringida al Sureste del Ecuador, ya que no se la encuentra entre la

Formaciones Macuma y Santiago al Norte en el levantamiento del Cutucú (Litherland y otros, 1994). Con techos colgantes dentro del batolito de Zamora y parcialmente relacionado al contacto con el batolito de Zamora se generan cuerpos skarnificados, de Oeste a Este como: Piuntza, Nambija y María Elena, que tienen una potencia de 300m en las minas de Nambija y Campanillas (Litherland y otros, 1994).

**Unidad Upano** de edad posiblemente Jurásica está constituida por rocas verdes meta – andesíticas, esquistos verdes y metagrawackas intercalados con esquistos pelíticos y grafiticos. Forma una franja estrecha limitada tectónicamente al Oeste por la Unidad Chiguinda y al Este por la formación Tena (Litherland y otros, 1994).

**Unidad Misahuallí** Según Romeuf y otros (1995) en Díaz y otros (2004) la edad radiométrica de estas rocas es de 172 Ma Jurásico medio, su litología comprende una serie de basaltos gris oscuros y verdes, traquitas, tobas grises y verdes, brechas interestratificadas con lutitas rojas, areniscas y conglomerados (Baldock, 1982 en Litherland y otros, 1994), también asociado a intrusiones subvolcánicas subporfídicas (Litherland y otros, 1994). Esta Unidad es considerada como la fase volcánica del arco magmático continental que genera el batolito de Zamora, de manera general incluye a todas las rocas de origen volcánico restringidas al cinturón subandino. En el distrito Zamora aparece como rebanadas tectónicas controlada al Sur por la falla de Canela, y al Este por la falla de El Cóndor, y hacia el Norte como un acuñamiento entre las fallas Palanda y Nangaritza, al Norte del cinturón de Nambija se encuentra inmersa dentro del batolito de Zamora. En el levantamiento Cutucú señalan que la Unidad Misahuallí está sobreyacente a la Formación Santiago y subyacente a la Formación Hollín (Litherland y otros, 1994).

#### **2.1.2.2 Estructuras**

En el Distrito de Zamora la estructura regional dominante es la falla de sutura inversa Palanda y las fallas N-S La Canela y Nangaritza que dividen al batolito en tres segmentos tectónicos definidos de Este a Oeste como los subdistritos mineros de Gualaquiza. Cumbaratza y Zumba. Estas fallas regionales alojan pequeñas rebanadas tectónicas de las Formaciones Napo y Hollín (Prodeminca, 2000).

Las estructuras principales en el Distrito de Zamora son:

1. Estructuras Regionales con dirección N-S y NNE y SSW las cuales delimitan terrenos litotectónicos los cuales tienen el control del magmatismo y la metalogénesis en la región.

2. Fallas Secundarias con dirección NE – SW a ENE – WSW que se relacionan con la mineralización
3. Fallas Secundarias con lineamientos WNW los cuales son complementarios al sistema de falla NE a ENE (Prodeminca, 2000).

### **2.1.3. Geología de la zona de estudio.**

La esquistosidad del gneis es similar para ambos márgenes de río, en el margen izquierdo: la dirección de foliación varía entre N3E a N24E, buzando al NW, con ángulos entre 72° y 85°; en el margen derecho la dirección de la foliación varía de N9°E a N35°E, buzando al NW con ángulos entre 71° y 86° (Anexo 2.1). La pendiente del margen izquierdo es alta y pronunciada el macizo rocoso presenta descompresión y cabeceo (volcamiento) a lo largo de la esquistosidad gnéisica. Franjas de mica fluctuante y arreglada direccionalmente y cordones de cuarzo y feldespato se ven en las franjas de capas de esquistosidad gnéisica. La concentración de minerales máficos a lo largo de la esquistosidad gnéisica, la misma que coincide con un tipo de discontinuidad, es propensa a producir zonas de alteración dentro de la roca o meteorización de la roca, dando cierto efecto en la calidad del macizo rocoso alrededor del área de la presa. Dos sistemas de diaclasamiento se desarrollan principalmente en el macizo rocoso, el sistema 1 es perpendicular a la dirección de la esquistosidad gnéisica, el sistema 2 pertenece a grietas o fracturas por descompresión con ángulo de buzamiento suave (Ver Tabla 2.1). Además diaclasamientos aleatorios pueden verse ocasionalmente, pero la extensión de éstas es limitado por lo que tienen influencia restringida sobre la calidad e integridad de la estructura del macizo.

**Tabla 2.5:** Características Generales de los Sistemas de Diaclasamiento en el Sitio de Presa.

	Sistema Ortogonal	Sistema de Descompresión
Orientación	NW 70°	NE 45°
Dirección de buzamiento	NE o SW	SE
Angulo de buzamiento	>80°	20°
Geometría del plano	Plana	Plano a ondulado
Rugosidad	Lisa	Medianamente liso a liso
Abertura	< 1 mm	> 5 mm
Relleno	Ninguno	Ninguno
Alteración	Ligera oxidación	Ligera oxidación
Longitud de la discontinuidad	> 3 m	> 6 m
Separación	0,3 a 3 m, 1,5 más frecuente	0,3 a 3 m, 0,5 más frecuente
Presencia de agua	Húmedo	Húmedo con pequeño flujo laminar

**Fuente:** Informe de Geología, Hydrochina.

**Elaboración:** El autor.

La zona de proyecto cuenta con una densa vegetación y hay pocos afloramientos de basamento rocoso, la mayoría está cubierto por suelo residual grueso, coluvial y depósitos deluviales (Anexo 2.1), eso nos trae algunas dificultades para conocer y juzgar directamente los fenómenos geológicos adversos descubiertos en los sondeos y explicar las causas del proceso de exploración. Las zonas de alteración en la esquistosidad del gneis mencionadas anteriormente, su meteorización y la estructura geológica de inclinaciones fuertes (falla, zonas de fracturamiento intenso, etc) son causas principales que aparecen en los sondeos, las capas limpias de arena, parecidas a arena aluvial en diferentes profundidades.

#### **2.1.3.1. Geología física y sedimentación.**

El área del proyecto pertenece a un área montañosa y valles de bosque húmedo tropical con densa vegetación, y con afloramientos intermitentes de basamento rocoso, los fenómenos geodinámicas principalmente incluyen meteorización, deslizamientos, depósitos por colapso, etc.

#### **2.1.3.2. Meteorización del macizo rocoso.**

El macizo rocoso en el área del sitio de presa es duro, con un alto grado de resistencia, una alta meteorización de la roca está distribuida en el margen izquierdo. Mientras que en el lado derecho no se encontró un macizo altamente meteorizado en el área.

En el margen izquierdo el espesor vertical del macizo rocoso altamente meteorizado es grande, entre 3.9 y 29.1 m, con un valor promedio de 13,4 m, el espesor vertical del basamento rocoso moderadamente meteorizado es de 4.5 a 20 m, con un valor promedio de 12.2 m. El basamento rocoso en el lecho del río está ligeramente meteorizado y fresco, no se encontró macizo rocoso moderadamente meteorizado. En el margen derecho el espesor del macizo rocoso, moderadamente meteorizado esta entre 3.9 y 24.6 m, el valor promedio es 12.8 m.

### **2.1.3.3. Depósitos superficiales.**

Los coluviales y depósitos deluviales se desarrollan ampliamente en ambos márgenes en el área del proyecto (Anexo 2.1, 2.2), cubriendo las superficies del terreno en forma de abanicos, lentes o franjas alargadas. Estos se forman principalmente por acumulaciones de la roca basamento al pie de los taludes por acción de la erosión, descarga, colapso y deslizamiento.

El coluvial y depósitos deluviales que se desarrollan sobre el margen derecho es el más grande tanto (Anexo 2.1, 2.2), en área como en longitud (mayor a 1 Km a lo largo de la dirección de flujo) el espesor vertical esta entre 6,2 y 18,2 m de acuerdo con las investigaciones realizadas. Hay más afloramientos del basamento rocoso en la posición del eje de la presa, la elevación del borde delantero del coluvial y depósitos deluviales está por encima del nivel de la superficie del agua en el lecho del río entre 5 y 15m.

En el área alrededor de 20 y 60 m aguas arriba y 25 y 35m aguas abajo del eje de presa, el coluvial y depósitos deluviales desarrollados en el margen izquierdo pueden ser identificados posterior a la tala de árboles y el corte de la maleza. Según las actuales investigaciones, su espesor vertical esta entre 4 y 12 m (Anexo 4.2). La pendiente natural del margen es alta (mayor a 80%), el ángulo de la pendiente natural es grande (mayor a 50°), la esquistosidad gnéissica se inclina hacia afuera del margen (inclinación mayor a 81°), y la roca corta las fracturas en los planos de esquistosidad gnéissica, todo esto constituye los factores para la descompresión del macizo rocoso, el cabeceo y volcamientos y alta meteorización en esta posición.

Las pendientes de los márgenes formados por coluviales y depósitos deluviales son estables en condiciones naturales. La existencia de coluvial y depósitos deluviales tiene

un gran efecto en la excavación de los estribos y en la estabilidad del talud por encima del estribo izquierdo. Medidas tales como un ángulo adecuado de excavación de talud en las condiciones naturales, soporte apropiado, drenaje fluido y recuperación de la vegetación conservaría la estabilidad de taludes artificiales por encima de los estribos de la presa. Con el fin de garantizar la seguridad del periodo de la construcción, se colocará puntos de monitoreo de deformación superficial dentro de la extensión de los estribos de los dos márgenes en la excavación de la vía de la presa para medir la deformación de taludes artificiales durante el periodo de excavación.

#### **2.1.3.4. Movimiento de ladera.**

Masas de deslizamientos se han desarrollado en el margen izquierdo del área del proyecto, existiendo zonas inestables hacia la parte alta de las zonas de obras de cabecera. En el sitio de presa recomendado en el informe del estudio de factibilidad, las tres quebradas son sitios obvios para la generación de deslizamientos, deformación, fracturas por tracción, colapsos, y deslizamientos frecuentes. Al mover el sitio de presa aguas arriba, la deformación y colapso de estos deslizamientos y movimientos en masa secundarios tendrán ligera influencia en la operación de estructuras claves.

#### **2.1.4. Condiciones hidrogeológicas.**

El agua subterránea en el área de implantación de las estructuras comprende principalmente agua en los poros de los depósitos de la cobertura cuaternaria y de las grietas del basamento. Distribuida en formación suelta como la capara de grava arenosa en el lecho del río, coluviales, y depósitos deluviales sobre los taludes de los márgenes y el suelo residual, el agua en los poros se recarga por precipitación atmosférica, por agua del río originada aguas arriba y por agua de las grietas en la roca basamento y descarga hacia el curso del río. El agua de las grietas del basamento principalmente existe y se transfiere a través del mismo en las zonas de alteración, las fracturas y zonas de fracturamiento intenso o fallas, se recarga por precipitación atmosférica y descarga hacia el curso del río.

De acuerdo con los datos obtenidos de los sondeos, los niveles de agua de poro y del agua de las grietas en el basamento están mucho más altos que el nivel del río, por lo tanto el agua del río es alimentada por agua subterránea. El área del proyecto se caracteriza por abundantes lluvias, numerosos riachuelos y pequeñas lloviznas, esto hace pensar que el basamento es poco permeable. El gradiente del nivel freático en el talud del margen izquierdo varía entre 0,25 y 0,31, mientras que en el margen derecho

la pendiente del nivel freático varía entre 0,36 y 0,45, más grande en el tope y más pequeño en el pie.

El nivel freático en los mapas geológicos se ha determinado en base al nivel estable del agua subterránea (Anexo 4.1), encontrado en las exploraciones complementarias. Después de perforado el sondeo, el nivel freático es observado por 24 horas hasta que alcance un nivel estable y este nivel es definido como nivel freático estable. Los datos previos de sondeos de observación hidrogeológica están ausentes por razones históricas, tres agujeros de la observación de largo plazo del nivel de agua freática (ZK04, ZK11 y ZK32) para observación hidrogeológica se organizan durante la investigación suplementaria y se han puesto en funcionamiento, generalmente se observan una vez por semana en la temporada seca y dos veces en la temporada lluviosa, a fin de comprender el régimen del nivel de aguas subterráneas antes de embalse, y servir de referencia y base para la capa freática de análisis de datos y la comparación después del embalse.

Un total de 18 grupos de muestras de agua que incluyen: 6 grupos de muestras del agua del río, 5 grupos de muestras de agua provenientes de sondeos y 7 grupos de muestras representativas tomadas de quebradas representativas, fueron obtenidos del área del proyecto, todas las muestras de agua son levemente alcalinas no corrosivas para el hormigón, así que el agua puede ser usada para la construcción y el consumo doméstico.

#### **2.1.5. Propiedades físico-mecánicas del macizo rocoso.**

Las propiedades físicas-mecánicas del macizo rocoso son extensas en función del tipo de estudio a realizarse, para el presente análisis tenso-deformacional se mencionará las siguientes:

**Tabla 2.6:** Propiedades físico-mecánicas de la matriz y macizo rocoso.

Nombre	Fórmula	Unidades
Peso específico	$\gamma = \frac{P}{V}$	(Kgf/m <sup>3</sup> )
Densidad	$\rho = \frac{M}{V}$	(Kg/m <sup>3</sup> )
Porosidad	$n = \frac{Vv}{V}$	(%)
Permeabilidad	$k = K \frac{\gamma_w}{\mu}$	(cm/s)
Resistencia a compresión uniaxial	$\sigma_c = \frac{F_c}{A}$	(Kgf/m <sup>2</sup> )
Resistencia a la tracción	$\sigma_t = \frac{F_t}{A}$	(Kgf/m <sup>2</sup> )
Resistencia al corte	$\tau_p = C + \sigma'_n \tan \phi_p$	(Kgf/m <sup>2</sup> )
Relación de Poisson	$\nu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{ax}}$	(adimensional)
Módulo de Young	$E = \frac{\sigma}{\epsilon_{ax}}$	(Kgf/m <sup>2</sup> )

Fuente y elaboración: El autor

### 2.2.1. Análisis tenso-deformacional en 2 dimensiones.

La realidad física en la cual nos desenvolvemos es tridimensional, y todos los problemas de mecánica de sólidos son en rigor, tridimensionales. No obstante en muchas ocasiones es posible obtener una solución aproximada, útil desde el punto de vista práctico en función solamente de las componentes de deformación y las componentes de tensión en el plano x-y,

#### 2.2.1.1. Tensión.

La tensión se origina como consecuencia de una fuerza, y es el estado de un cuerpo sometido a la acción de fuerzas opuestas que lo atraen.

#### 2.2.1.2. Esfuerzo.

El esfuerzo sinónimo de tensión, también se interpreta como resistencia que ofrece un área unitaria del material del que está hecho un miembro para una carga aplicada externa (MOTT, 1999).

#### **2.2.1.3. Deformación.**

La deformación es el cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o más fuerzas aplicadas sobre el mismo o la ocurrencia de dilatación térmica.

#### **2.2.1.4. Tensiones en el macizo rocoso.**

El conocimiento de las tensiones y deformaciones que pueden llegar a soportar el material rocoso ante unas determinadas condiciones permite evaluar su comportamiento mecánico y abordar el diseño de estructuras y obras de ingeniería. La relación entre ambos parámetros describe el comportamiento de los diferentes tipos de rocas y macizos rocosos, que depende de las propiedades de los materiales y de las condiciones a las que están sometidos en la naturaleza.

#### **2.2.1.5. Tensión natural.**

A la hora de plantear la construcción de un túnel, necesitamos conocer el estado de tensiones al que se encuentra sometido el terreno objeto de la excavación, es decir, el estado de tensiones natural está definido por las tensiones en que se encuentra sometido el terreno antes de la excavación.

#### **2.2.1.6. Tensión natural vertical.**

Fuerza aplicada perpendicular al eje horizontal.

$$P_z = \gamma * z$$

Donde:

$P_z$ : Tensión natural vertical (MN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$ : Peso específico de la roca (MN/m<sup>3</sup>)

$z$ : Profundidad de interés (m)

#### **2.2.1.7. Tensión natural horizontal.**

*Aplicable a rocas poco competentes.*

Fuerza aplicada paralela al eje horizontal

$$P_h = \frac{\nu}{1 - \nu} * \gamma * z$$

Donde:

$P_h$ : Tensión natural horizontal (MN/m<sup>2</sup>)

$\nu$ : Coeficiente de Poisson (adimensional)

$\gamma$ : Peso específico de la roca (MN/m<sup>3</sup>)

$z$ : Profundidad de interés (m)

#### **2.2.1.8. Esfuerzos inducidos.**

Se debe tener en cuenta que la construcción de un túnel, modifica el estado de tensiones tanto horizontal como vertical (esfuerzos inducidos), de manera que se genera un desequilibrio en el momento de abrir la excavación y que dicho desequilibrio puede provocar que el terreno colapse entorno al túnel.

La estimación de los esfuerzos tanto vertical como horizontal se los puede obtener a través de clasificaciones geomecánicas como RMR, el parámetro Q y Teoría del sólido de cargas (Terzaghi).

#### **2.2.1.9. Esfuerzo inducido principal mayor.**

Esfuerzo vertical inducido al macizo rocoso encima de la excavación, opuesto al esfuerzo vertical resistente del macizo.

#### **2.2.2.0. Esfuerzo inducido principal menor.**

Esfuerzo horizontal inducido al macizo rocoso a un lado de la excavación, opuesto al esfuerzo horizontal resistente del macizo.

#### **2.2.2.1. Esfuerzos resistentes.**

Una vez que se ha realizado la construcción de un túnel, se modifica el estado de tensiones tanto horizontal como vertical (esfuerzos inducidos), y el macizo rocoso tiene una resistencia de manera que si es mayor a los esfuerzos inducidos la excavación será estable, caso contrario colapsará

La estimación de la resistencia tanto vertical como horizontal se la puede obtener a través de la clasificación geomecánica GSI (Hoek y Marinos, 1997) y Resistencia Uniaxial del Macizo Rocoso (Hoek y Brown, 2002).

#### **2.2.2.2. Esfuerzo resistente principal mayor.**

Esfuerzo vertical resistente del macizo rocoso opuesto al esfuerzo vertical inducido una vez que se ha realizado la excavación, se ubica en la clave del túnel.

#### **2.2.2.3. Esfuerzo resistente principal menor.**

Esfuerzo horizontal resistente del macizo rocoso opuesto al esfuerzo horizontal inducido una vez que se ha realizado la excavación, se ubica en los hastiales del túnel.

### **2.3.1. Clasificaciones geomecánicas aplicadas a túneles.**

#### **2.3.1.1. Sistema RMR (Bieniawski 1973, 1989).**

En este sistema RMR se obtiene como suma de cinco parámetros que son a su vez función de:

- La resistencia a compresión simple de la roca matriz
- RQD
- Espaciamiento de las discontinuidades
- Condición de las discontinuidades
- Condición del agua

El sistema RMR esta sintetizado en la tabla 2.7 (sistema básico) y en el conjunto de gráficos de apoyo a la clasificación original que permiten hacer continuas algunas de las “ventanas”. Una vez que se obtiene el RMR básico (un número entre 1 y 100), Bieniawski propone ajustarlo en función de la relación entre la orientación del túnel y de las discontinuidades (Ver tabla 2.14).

El resultado de la resta con el factor de ajuste negativo nos da el sistema RMR final, que varía entre 0 – 100, y que clasifica a los macizos rocosos en cinco clases.

La clasificación RMR nos proporciona:

1. La calidad global del macizo rocoso
2. La cohesión y ángulo de fricción
3. Una idea del tiempo de autosostenimiento de la excavación

4. Recomendaciones para el sostenimiento de túneles en forma de arco de herradura construidos por el sistema convencional.
5. Correlaciones con otras propiedades del macizo rocoso.

**Tabla 2.7:** Parámetros de clasificación RMR.

Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo puntual carga	> 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 MP	< 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		

**Fuente y elaboración:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Tabla 2.8:** Puntaje según el valor del RQD.

RQD %	Puntaje
90 -100	20
75 - 90	17
50 - 75	13
25 - 50	8
< 25	3

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.9:** Puntaje según Resistencia a la Compresión Simple.

Índice del Ensayo de Carga Puntual (Mpa)	Resistencia a la Compresión Simple (RCS) (Mpa)	Puntaje
> 10	> 250	15
4 - 10	100 - 250	12
2 - 4	50 - 100	7
1 - 2	25 - 50	4
-	10 - 25	2
-	3 - 10	1
-	< 3	0

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.10:** Puntaje según Espaciamiento de discontinuidades de la familia más importante.

Espaciamiento (m)	Puntaje
> 2	20
0,6 - 2	15
0,2 - 0,6	10
0,06 - 0,2	8

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.11:** Puntaje según las condiciones de las discontinuidades.

Descripción	Puntaje
Superficies muy rugosas, de poca extensión, paredes de roca resistente	15
Superficies poco rugosas, apertura menor a 1mm, paredes de roca resistente	12
Superficies poco rugosas, apertura menor a 1mm, paredes de roca blanda	7
Superficies suaves o relleno de falla de 1 a 5 mm de espesor ó apertura de 1 a 5 mm, las discontinuidades se extienden por varios metros	4
Discontinuidades abiertas, con relleno de falla de mas de 5mm, las discontinuidades se extienden por varios metros	0

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.12:** Puntaje según las condiciones de las Aguas Subterráneas.

Filtración por cada 10 m de longitud de túnel ( L/min )	Presión del agua en la discontinuidad dividido la tensión principal mayor	Condiciones Generales	Puntaje
Nada	0	Completamente Seco	15
< 10	0,0 - 0,1	Apenas Húmedo	12
10 – 25	0,1 - 0,2	Húmedo	7
25 – 125	0,2 - 0,5	Goteo	4
> 125	> 0,5	Flujo continuo	0

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.13:** Puntaje según corrección por orientación de las discontinuidades.

Evaluación de la influencia de la orientación	Puntaje para Túneles	Puntaje para Fundaciones
Muy favorables	0	0
Favorable	-2	-2
Medio	-5	-7
Desfavorable	-10	-15
Muy desfavorable	-12	-25

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.14:** Puntaje según corrección por orientación de las discontinuidades con eje del túnel.

Corrección por orientación del eje del túnel con la principal familia de discontinuidades						
Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Cualquier dirección
Excavación a favor de buzamiento		Excavación en contra de buzamiento				
Buz 45 - 90°	Buz 20 - 45°	Buz 45 - 90°	Buz 20 - 45°	Buz 45 - 90°	Buz 20 - 45°	Buz 0 - 20°
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Media
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.15:** Categorías de las Clasificaciones Geomecánicas.

CLASIFICACIÓN GEOMECAICA FINAL (BIENIAWSKI)		
RMR Suma de los puntajes de las tablas	Calificación del Macizo Rocoso	Clase
81 - 100	Muy Bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.16:** Relación entre RMR y propiedades geomecánicas.

Clase	Calidad	RMR	Cohesión (kPa)	Angulo de fricción (°)
I	Muy buena	81 - 100	> 400	> 45
II	Buena	61 - 80	300 - 400	35 - 45
III	Regular	40 - 60	200 - 300	25 - 35
IV	Mala	21 - 40	100 - 200	15 - 25
V	Muy mala	0 - 20	< 100	< 15

**Fuente:** Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

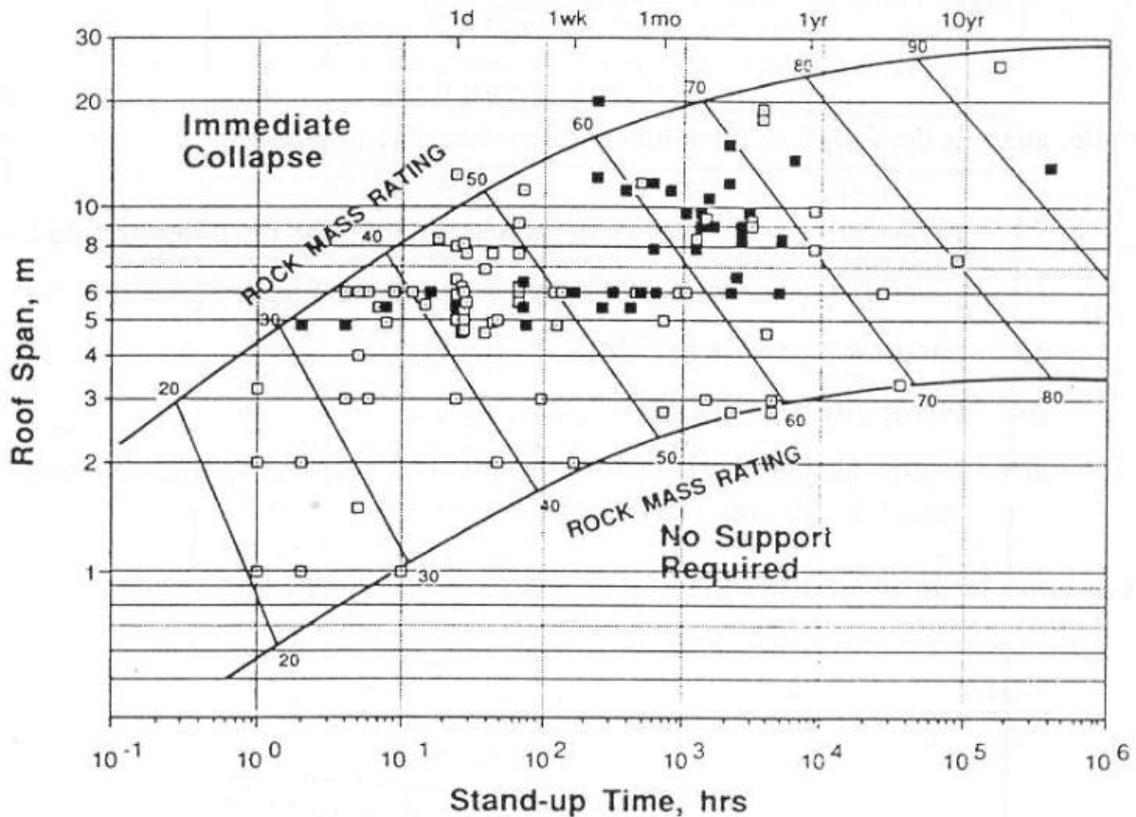
**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.17:** Recomendaciones para excavación y sostenimiento en túneles.

Clase de Macizo Rocoso	Excavación	Pernos de Roca (20mm, de diámetro, completamente inyectados)	Shotcrete	Cimbras
Roca muy buena I RMR: 81 - 100	Frente Completo 3m, de avance	Generalmente no se requiere ningún tipo de sostenimiento excepto pernos ocasionales		
Roca buena II RMR: 61 - 80	Frente Completo 1,5 - 3 de avance. Sostenimiento completo a 20m del frente	Localmente, pernos de 3m en la corona espaciados 2.5m, con malla de alambre ocasionalmente	50 mm en la corona donde sea requerido	Ninguno
Roca regular III RMR: 41 - 60	Socavón al tope y banqueo, 1.5 - 3m, de avance en el socavón. Iniciar el sostenimiento después de cada voladura, completar el sostenimiento a 10 m del frente.	Pernos sistemáticos de 4m de long. Espaciados 1.5 - 2m en la corona y en las paredes con malla de alambre en la corona	50 - 100 mm en la corona, y 30 mm en las paredes	Ninguno
Roca mala IV RMR: 21 - 40	Socavón al tope y banqueo, 1 - 1,5m, de avance en el socavón. Iniciar el sostenimiento con el avance de la excavación, a 10 m del frente de avance.	Pernos sistemáticos de 4 - 5m de longitud espaciados de 1 a 1,5m en la corona y en las paredes con malla de alambre	100 - 150 mm, en la corona y 100 mm en las paredes	Arcos ligeros a medianos espaciados 1.5m donde sean requeridos
Roca muy mala V RMR: <21	Galerías Múltiples. 0.5 - 1 de avance en el socavón de tope. Iniciar el sostenimiento con el avance de la excavación. Shotcrete tan pronto se haya producido la voladura	Pernos sistemáticos de 5 - 6m de long espaciados 1 - 1,5m en la corona y en las paredes, pernos en el piso	150 - 200 mm en la corona y 150 mm en las paredes y 50 mm en el frente	Arcos medianos a pesados espaciados a 0,75m. Con encostillado de acero y marchavantes de ser necesario la selección (invertida)

Fuente: Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

Elaboración: El autor.



**Figura 2.7:** Estimación de tiempo de autoapoyo de la excavación.

Fuente y elaboración: Engineering Rock Mass Classifications. Bieniawski R, 1989.

### 2.3.1.2. Sistema Q (Barton, Lien y Lunde, 1974).

Tras evaluar un gran número de casos históricos en excavaciones subterráneas, Barton, Lien y Lunde, (1974) del Instituto Geotécnico de Noruega propusieron un índice de calidad para túneles para la determinación de características del macizo y requisitos de soporte del túnel.

El índice Q se obtiene mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

$J_n$ : Parámetro para describir el número de familias de discontinuidad

$J_r$ : Parámetro para describir la rugosidad de las juntas

$J_a$ : Parámetro para describir la alteración de las juntas

$J_w$ : Factor asociado al agua en las juntas

$SRF$ : Factor asociado al estado tensional (zonas de corte, fluencia, expansividad, tensiones in-situ)

La asociación de factores permite dar un sentido físico a cada uno de ellos:

$\frac{RQD}{J_n}$ : Representa el tamaño del Bloque

$\frac{J_r}{J_a}$ : Represente la resistencia al corte entre bloques

$\frac{J_w}{SRF}$ : Representa una tensión activa o eficaz

Aunque en el índice Q no se menciona explícitamente la orientación de las juntas, señalan los autores que los valores de  $J_r$  y  $J_a$  se han de referir a la familia de junta que con más probabilidad puedan permitir el inicio de la rotura.

**Tabla 2.18:** Valor para describir el número de familias de discontinuidad.

Índice de Diaclasado Jn	Valor
Roca Masiva	0,5 - 1
Una Familia de diaclasas	2
Una Familia de diaclasas, con otras diaclasas ocasionales	3
Dos familias de diaclasas	4
Dos familias de diaclasas, con otras diaclasas ocasionales	6
Tres familias de diaclasas	9
Tres familias de diaclasas, con otras diaclasas ocasionales	12
Cuatro o más familias, roca muy fracturada	15
Roca triturada	20

**Fuente:** Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.19:** Valor para describir la rugosidad de discontinuidad.

Índice de Rugosidad Jr	Valor
<b>Diaclasas rellenas</b>	1
<b>Diaclasas limpias:</b> Discontinuas	4
Onduladas rugosas	3
Onduladas lisas	2
Planas rugosas	1,5
Planas lisas	1
<b>Lisos o espejos de Falla:</b> Discontinuas	1,5
Planos	0,5

**Fuente:** Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.20:** Valor para describir la alteración de la discontinuidad.

Índice de Alteración Ja	Valor
Diaclasas de paredes sanas	0,75 - 1
Ligera alteración	2
Alteraciones arcillosas	4
Con detritos arenosos	4
Con detritos arcillosos pre-consolidados	6
Con detritos arcillosos poco consolidados	8
Con detritos arcillosos expansivos	8 - 12
Milonita de roca y arcilla	6 -12
Milonita de arcilla limosa	5
milonita arcillosa gruesa	10 - 20

**Fuente:** Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.21:** Valor reductor por presencia de agua en la discontinuidad.

Coeficiente reductor por presencia de agua $J_w$	Presión de agua (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Valor
Excavaciones secas o flujo pequeño es decir con < 5 l/m localmente	< 1	1
Afluencia media con lavado de algunas diaclasas	1 - 2,5	0,66
Grandes flujos o presión alta en roca competente con juntas sin relleno	2,5 - 10	0,5
Grandes flujos o altas presiones	2,5 - 10	0,33
Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo	> 10	0,2 - 0,1
Afluencia excepcional inicial o presión continua, constante con el tiempo	> 10	0,1 - 0,05

**Fuente:** Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.22:** Valor reductor por presencia de zonas débiles, fuentes o expansivas.

Factor de Reducción de Tensiones SRF	Valor
<b>Zonas Débiles:</b>	
Multitud de zonas débiles o milonitas	10
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta cobertura < 50m	5
Zonas débiles aisladas con arcilla o roca descompuesta con cobertura > 50m	2,5
Abundantes zonas débiles en roca competente, a cualquier profundidad	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente, cobertura < 50m	5
Zonas débiles aisladas en roca competente, cobertura > 50m	2,5
Terreno en bloques muy fracturado, a cualquier profundidad	5
<b>Roca Competente:</b> Pequeña cobertura	2,5
Cobertura Media	1
Gran cobertura	0,5 - 2
<b>Terreno Fluyente:</b>	
Con bajas presiones	5 - 10
Con altas presiones	10 - 20
<b>Terreno Expansivo:</b>	
Con presión de hinchamiento moderada	5 - 10
Con presión de hinchamiento alta	10 - 15

**Fuente:** Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.23:** Valor de relación de soporte de la excavación.

Tipo de Excavación	ESR
Excavaciones mineras temporales	3 - 5
Excavaciones mineras permanentes, Túneles de conducción de agua para obras hidroeléctricas (con excepción de las cámaras de alta presión para compuertas), Túneles pilotos (exploración), Excavaciones parciales para cámaras subterráneas grandes.	1.6
Cámaras de almacenamiento, plantas subterráneas para tratamiento de agua, Túneles carreteros y ferrocarriles pequeños, Cámaras de alta presión, Túneles auxiliares	1.3
Casas de máquinas, Túneles carreteros y ferrocarriles mayores, refugios de defensa civil, Portales y cruces de túnel	1.0
Estaciones nucleoeeléctricas subterráneas, Estaciones de ferrocarril, Instalaciones para deportes y reuniones, Fabricas.	0.8

**Fuente:** Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974.

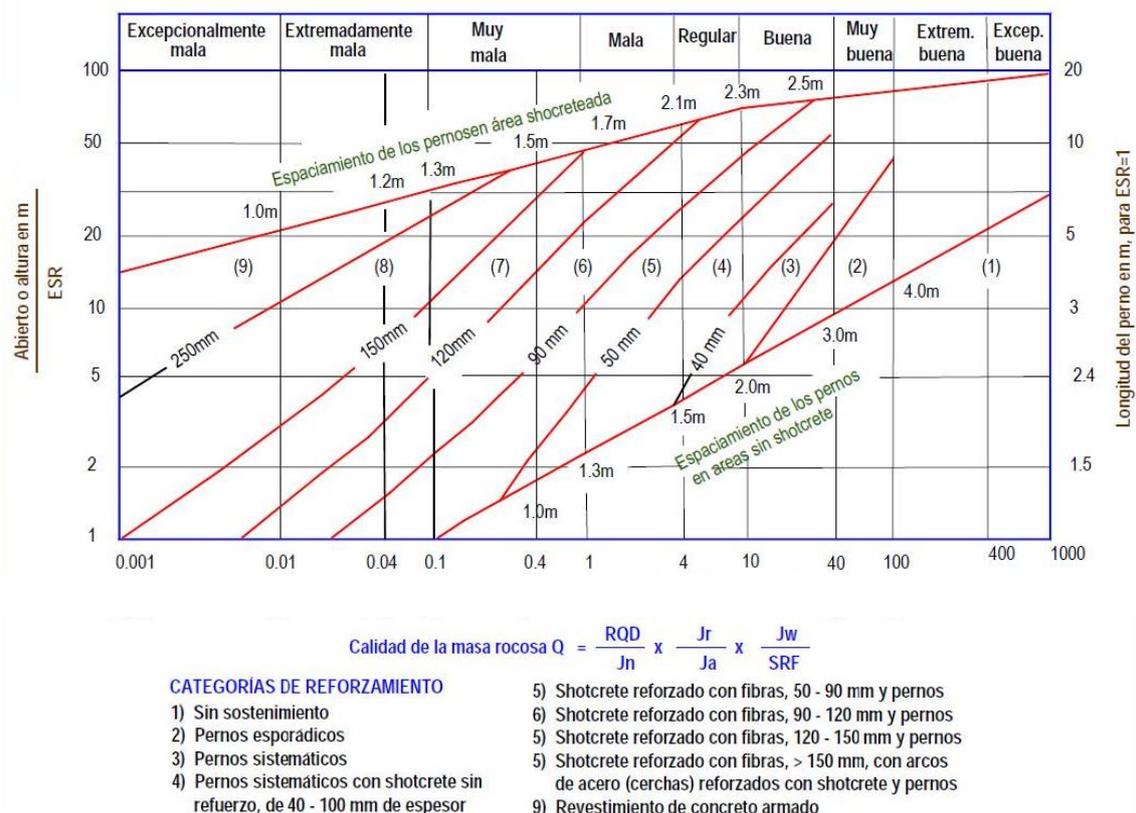
**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.24:** Valor del Parámetro Q.

Valoración	Parámetro Q
Excepcionalmente mala	0,001 - 0,01
Extremadamente mala	0,01 - 0,1
Muy mala	0,1 - 1,0
Mala	1,0 - 4
Regular	4 - 10
Buena	10 - 40
Muy buena	40 - 100
Extremadamente buena	100 - 400
Excepcionalmente buena	400 - 1000

**Fuente:** Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974.

**Elaboración:** El autor.



**Figura 2.8:** Estimación de soporte para la excavación.

**Fuente y elaboración:** Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974.

### 2.3.1.2.1. Presión en el techo de la excavación.

$$P_v = \frac{2 \cdot \sqrt[3]{J_n \cdot Q}}{3J_r} \quad \text{Para } J_n < \text{ de 3 familias}$$

Donde:

$P_v$ : Presión vertical (Kg/cm<sup>2</sup>)

$J_n$ : Factor de número de familias

$J_r$ : Factor de rugosidad.

$$P_v = \frac{2 \cdot Q^{-1/2}}{J_r} \quad \text{Para } J_n \geq \text{ de 3 familias}$$

### 2.3.1.2.2. Presión en hastiales de la excavación.

Para  $Q > 10$  ;  $Ph = 5 \cdot Q$

Para  $0,1 < Q < 10$  ;  $Ph = 2,5 \cdot Q$

Para  $Q < 0,1$  ;  $Ph = Q$

### 2.3.1.3. Índice de resistencia geológica GSI (Hoek y Marinos, Kaiser y Badwen, 1995).

Este índice ayuda a estimar la reducción de la resistencia del macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas.

La resistencia de un macizo rocoso fracturado depende de las propiedades de los bloques de la roca intacta y también de la libertad de estos para deslizar y girar bajo condiciones de esfuerzo. Los trozos de roca angulosos, con caras definidas por superficies lisas y abruptas, producen un macizo rocoso mucho más competente que uno que contenga bloques redondeados por material alterado.

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI)		CONDICIÓN SUPERFICIE DE DISCONTINUIDAD				
A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta gráfica. Estimar el valor promedio del Índice de Resistencia Geológica (GSI) de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI = 38. También es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de Hoek-Brown no debería ser utilizado.		MUY BUENA Superficie lisa, rugosa, banded zonas, superficies conchadas, air rellenos	BUENA Rugosa, ligeramente meteorizada, abertura menor a 0.1 mm, predominan los rellenos duros	MEDIA Ligeramente rugosa, moderadamente meteorizada, abertura entre 0.1-1.0 mm, rellenos duros y blandos	MALA Liza, muy meteorizada, abertura entre 1.0-5.0 mm, predominan los rellenos blandos	MUY MALA Espesos de tala, superficies descompuestas, abertura mayor a 5.0 mm, rellenos blandos
ESTRUCTURA		DISMINUCIÓN EN CALIDAD DE SUPERFICIE				
MACIZOS NO FOLIADOS	MACIZOS FOLIADOS	DISMINUCIÓN DEL ENTORQUEMIENTO ENTRE BLOQUES				
<b>INTACTO O MASIVO</b> macizo rocoso con pocas discontinuidades, carentes de planos de foliación		90			N/A	N/A
<b>NO FOLIADO FRACTURADO</b> macizo rocoso poco perturbado consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas ortogonales de discontinuidades, muy bien unidos entre sí	<b>POCO FOLIADO</b> macizo rocoso parcialmente fracturado con hasta tres sistemas de discontinuidades. Puede contener intercalaciones delgadas de rocas foliadas	70				N/A
<b>NO FOLIADO MUY FRACTURADO</b> macizo rocoso parcialmente perturbado consistente de bloques angulares unidos entre sí, formados por cuatro o más sistemas de discontinuidades	<b>MODERADAMENTE FOLIADO</b> macizo rocoso fracturado constituido por intercalaciones de rocas foliadas y no foliadas en proporciones semejantes	50				
<b>NO FOLIADO PERTURBADO</b> macizo rocoso plegado y/o fallado con bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades	<b>FOLIADO</b> macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, donde predominan las rocas foliadas, con ocasionales intercalaciones de rocas no foliadas	30				
<b>NO FOLIADO DESINTEGRADO</b> macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente unidos entre sí	<b>MUY FOLIADO</b> macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, constituido únicamente por rocas muy foliadas	N/A			20	
<b>NO FOLIADO PULVERIZADO</b> macizo rocoso altamente fracturado producto de la alteración tectónica, carente de bloques	<b>BRECHADO/CIZALLADO</b> macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoide.	N/A	N/A		10	
		AUMENTO EN LA PRESENCIA DE MACIZOS FOLIADOS O DISMINUCIÓN DEL ENTORQUEMIENTO ENTRE BLOQUES				

Figura 2.9: Estimación de GSI para macizos diaclasados y foliados.

Fuente y elaboración: Hoek y Marinos, 2000.

#### **2.3.1.4. Criterio de rotura y resistencia uniaxial del macizo rocoso (Hoek y Brown, 2002).**

Hoek y Brown introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas en roca competente y fracturada. El criterio se dedujo a partir de los resultados de las investigaciones de Hoek de roturas frágiles de rocas intactas y de un modelo de estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown.

##### **2.3.1.4.1. Ecuación original Hoek y Brown.**

Modelo para roca competente, parte del estudio de la roca intacta, incluye factores reductores.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5}$$

Donde:

$\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$ : Esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el momento de rotura

$\sigma_{ci}$ : Resistencia a la compresión uniaxial de material intacto

m y s: constantes del material, s=1 para roca intacta

##### **2.3.1.4.2 Criterio de Hoek y Brown generalizado.**

El concepto del criterio de Hoek y Brown generalizado radica en que la forma de la curva de la tensión principal o la envolvente de Mohr podría ajustarse por medio de un coeficiente variable,  $a$ , en lugar del término de la raíz cuadrada.

Una vez que la rotura se propaga desde el borde de la excavación formando un campo de esfuerzos biaxial en rotura, se estabiliza cuando la relación de esfuerzos de resistencia (definidas por la siguiente ecuación) llegan a ser mayores que los esfuerzos inducidos.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( mb \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde  $m_b$  es valor reducido de la constante del material  $m_i$  y está dada por:

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

s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

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

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

D es un factor de daños por voladuras y varía desde 0 para macizos inalterados a 1 para macizos muy alterados.

#### 2.3.1.4.3. Resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso.

La rotura se inicia en el contorno de una excavación cuando los esfuerzos inducidos en dicho contorno exceden el valor de  $\sigma_c$

Se obtiene haciendo que  $\sigma_3 = 0$  dando así:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a$$

#### 2.3.1.4.4. Resistencia a tracción del macizo rocoso.

Se obtiene haciendo  $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$  lo cual representa una condición de tensión biaxial.

$$\sigma_t = -\frac{s * \sigma_{ci}}{m_b}$$

#### 2.3.1.4.5. Módulo de deformación del macizo rocoso.

Sí;  $\sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$

$$Em \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

Sí;  $\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}$

$$Em \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

#### 2.3.1.4.6. Resistencia global del macizo rocoso.

Existe un gran número de problemas prácticos en los que el comportamiento mecánico del macizo rocoso no resulta directamente controlado ni por planos específicos de discontinuidades ni por las resistencias a la compresión uniaxial o al corte intrínseco a los materiales rocosos constituyentes del macizo, sino por la resistencia global del conjunto constituido por los materiales rocosos, geometría específica y relativa de las

macro-estructuras del medio discontinuo, entre otros. Ej. Cuando se considera la rotura de un pilar es útil tener una estimación de la resistencia global del pilar.

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] (m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

#### 2.3.1.4.7. Angulo de fricción y resistencia cohesiva.

Es necesario tener el ángulo de fricción y la resistencia cohesiva para cada macizo rocoso e intervalo de esfuerzos. Esto se consigue ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación del criterio generalizado para un intervalo de esfuerzo principal definido  $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ .

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

siendo  $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$ .

#### 2.3.1.4.8. Determinación de $\sigma'_{3max}$ .

Para el caso de túneles profundos el método usa soluciones elasto-plásticas que incorporan los criterios de Hoek-Brown Generalizado y Mohr Coulomb para generar cientos de resultados donde el valor de  $\sigma'_{3max}$  genera curvas características similares para ambos criterios de rotura, o perfiles de subsidencia equivalentes para túneles superficiales.

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

**Tabla 2.25:** Valor “D” define la calidad de excavación.

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel	<i>D</i> = 0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.  Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.	<i>D</i> = 0  <i>D</i> = 0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.	<i>D</i> = 0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting  <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.  En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting  <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

**Fuente y elaboración:** Failure criterion. Hoek and Brown, 2002 Edition.

### 2.3.1.5. Correlación entre RMR, Q Y GSI.

$$RMR = 9L_n Q + 44$$

$$Q = 2,7^{\left(\frac{RMR-44}{9}\right)}$$

$$GSI = RMR - 5 ; \text{Para macizos } RMR < 20$$

$$GSI = RMR ; \text{Para macizos } RMR > 20$$

### 2.3.1.6. Teoría del sólido de cargas para tensión principal mayor (Terzaghi 1946, modificado por Perri, 2002)

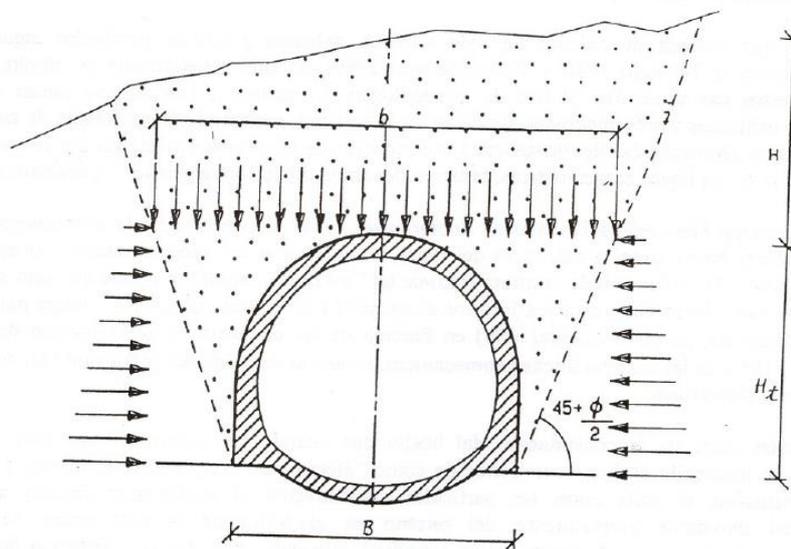
Para determinar las cargas actuantes sobre el soporte de una sección de túnel, es en práctica conveniente y necesario diferenciar las secciones de excavación de acuerdo con su correspondiente rango de coberturas (H): “bajas-medias-altas” en función del ancho sólido de cargas.

La cobertura inferior  $H < b$  representa para un túnel determinado el limite las secciones bajas de las intermedias  $b < H < 2.5b$  y la cobertura superior representa  $H > 2.5b$ .

Para túneles excavados en suelo en coberturas inferiores, la altura de carga  $H = H_p$ , en coberturas intermedias, la altura de carga es la que resulte mayor entre  $H_p = b$  y  $H_p = ((b - 2c) / \gamma)(1 - \exp(-2H \operatorname{tg}\phi) / b) / 2\operatorname{tg}\phi$ .

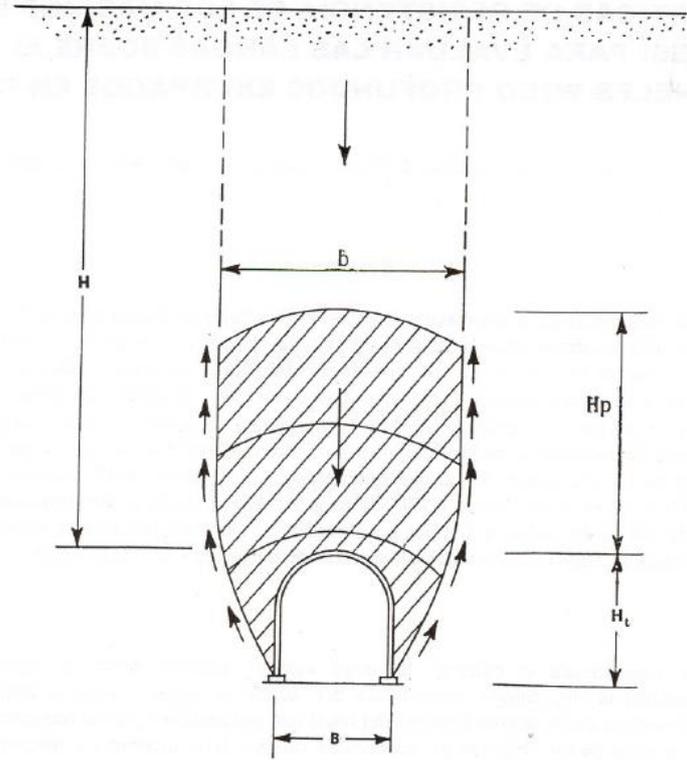
Para túneles excavados en roca con coberturas intermedias, la altura de carga es igual  $H_p = \alpha(B+H)$ , siendo ( $\alpha$ ) un coeficiente empírico función del índice GSI –  $m_i$  (Perri, 2002) del macizo rocoso (figura 2.13) y con  $b = B + 2H \operatorname{tg}(45 - \phi/2)$ . Se sugiere aplicar ésta fórmula para macizos rocosos de clase V de Bienyawski. Para coberturas altas, la altura de carga  $H_p = (b - 2c) / 2\operatorname{tg}\phi$ , (para  $\phi \neq 0$ ) y,  $H_p = H(1 - 2c/\gamma b)$ , (para  $\phi = 0$ ).

$$\alpha = 1244 m_i^{-1,4330} \text{GSI}^{(0.0004 * m_i^2 - 0.0046 * m_i - 1.2344)}$$



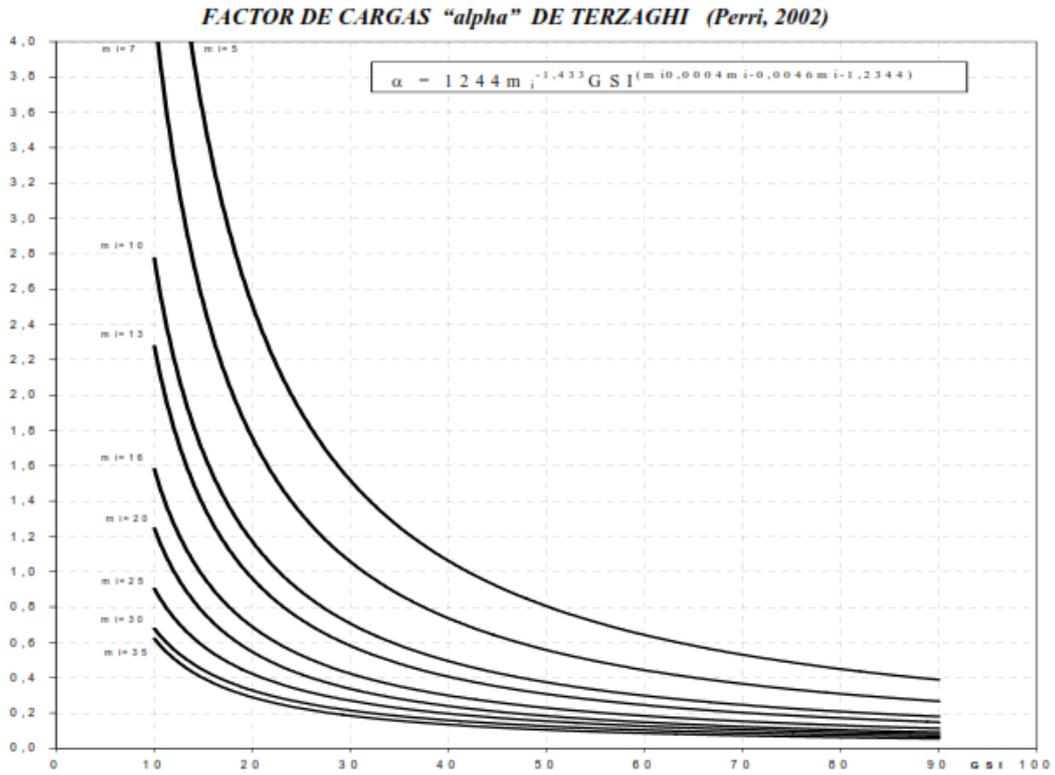
**Figura 2.10:** Modelo de altura de carga en secciones de túnel en suelo..

**Fuente y elaboración:** Terzaghi 1946.



**Figura 2.11:** Modelo de altura de carga en secciones de túnel en roca.

Fuente y elaboración: Terzaghi 1946.



**Figura 2.12:** Factor alpha de Terzaghi en función de GSI y mi (Perri, 2002)

Fuente y elaboración: Terzaghi 1946 modificada por Perri, 2002.

### 2.3.1.7. Tensión principal menor por método de Sheorey, 1994.

Tiene en cuenta las tensiones de origen no renovable, de membrana, térmicas y de origen elástico, no considera las tensiones tectónicas.

Para materiales poco competentes, o viscoplasticos a cualquier profundidad, o para materiales competentes a profundidades mayores a 600 m.

$$\sigma_3 = k * \sigma_1$$

$$k = 0.4 + \frac{800}{h}$$

Para materiales más o menos competentes situados a profundidades medias se puede usar la fórmula de Sheorey.

$$\sigma_3 = k * \sigma_1$$

$$k = 0.25 + 7 * E_h \left( 0.001 + \frac{800}{h} \right)$$

$k$  = Coeficiente de distribución de tensiones

$E_h$  = Módulo de deformación del macizo rocoso

$h$  = profundidad

$\sigma_3$  = Esfuerzo principal menor

$\sigma_1$  = Esfuerzo principal mayor

### 2.3.1.8. Ecuaciones para deformación en roca.

#### 2.3.1.8.1. Deformación elástica en túneles y galerías.

$$\mu_e = r_o * \left( \frac{1 + \nu}{E} \right) (P_o - P_i)$$

Donde:

$\mu_e$ : Deformación elástica (m)

$r_o$ : Radio de la excavación (m)

$\nu$ : Coeficiente de Poisson del macizo (adimensional)

$E$ : Módulo de deformación del macizo (MPa)

$P_o$ : Presión del terreno en la excavación (MPa)

$P_i$ : Presión de soporte (MPa)

### 2.3.1.8.2 Deformación plástica en túneles y galerías.

$$\mu_p = \frac{r_o(1 + \nu)}{E} * \left[ 2(1 - \nu)(P_o - P_{cr})\left(\frac{r_p}{r_o}\right)^2 - (1 - 2\nu)(P_o - P_i) \right]$$

Donde:

$\mu_p$ : Deformación plástica (m)

$P_{cr}$ : Presión crítica (Mpa)

$r_p$ : Radio en el punto de análisis (m).

### 2.4.1. Condiciones geomecánicas y diseño constructivo del túnel de carga y ventanas de acceso.

#### 2.4.1.1. Condiciones geomecánicas del túnel de carga.

El túnel de carga se encuentra en el macizo montañoso del margen izquierdo, se encuentra generalmente a una profundidad entre 100 m y 500 m, mientras la mínima profundidad de cobertura se ubica en sitios donde el túnel atraviesa las quebradas o planicies alrededor de 56 m. En general, existe una distribución de suelo residual, coluvial y cuerpo deluvial en el terreno, subyacente por basamento rocoso, cuya roca tipo está dominada por gneis. La máxima profundidad de cobertura (suelo residual + coluvial + depósito deluvial) revelados por las perforaciones presentes en el área del proyecto es de 18,2 m. Tomando en cuenta que la sección del túnel es pequeña se puede inferir que el túnel entero se excavará en basamento rocoso ligeramente meteorizado a fresco y la profundidad de cobertura del túnel en el basamento es tres veces mayor que el diámetro del túnel.

La roca circundante a todo el túnel de carga ha sido dividida en secciones en este informe basados en la profundidad de cobertura del túnel, meteorización del basamento y el ángulo entre la foliación del macizo rocoso y el eje del túnel, una revisión y evaluación de las subsecciones son hechas en la roca circundante al túnel en conjunto con la clasificación geomecánica del macizo rocoso. Se podría notar que la zona de enriquecimiento o zona de alteración de minerales blandos (mica, hornblenda etc.) distribuida a lo largo de la foliación tiene un gran impacto en la formación de la sección de excavación del túnel y en la clasificación de la calidad de la roca circundante. Como la sección del túnel es pequeña los ángulos entre la dirección de foliación y la dirección del túnel son más pequeñas, incluso si existen zonas débiles o zonas alteradas con poco espesor, la longitud afectada de la roca que rodea la sección del túnel es muy

grande, dando como resultado pobres condiciones para la construcción del túnel y disminución de la calidad de la roca circundante, lo cual es desfavorable a la estabilidad del túnel la evaluación de las subsecciones se describe brevemente a continuación.

1- Sección T0+000 m a T0+100 m (longitud 100 m); tipo de roca gneis; foliación: dirección N5°E –N24°E, buzamiento al NW ángulo de buzamiento < 72 a 85°, la profundidad del túnel 26 m a 74 m, la roca está débil a ligeramente meteorizada y bastante dura, pero con desarrollo de fracturas, al menos hay tres sistemas de fracturas, espaciadas a menos de 20 cm, se puede encontrar ángulos fuertes o suaves de buzamiento, el macizo rocoso tiene una pobre integridad, la estructura en su mayoría es clástica de acuerdo a los datos del sondeo ZK03, el RQD de 20 m dentro del techo del túnel es de 0 a 95, con un valor medio de 48, la calidad del macizo rocoso es buena, el macizo presenta importante relajamiento debido a la poca distancia al lado del margen, en conjunto con la intersección con fracturas no hay presión medida en ensayos de presión de agua cuando la profundidad del sondeo es hasta los 68 m. La orientación del eje del túnel es S85°E antes de llegar al PK T0+054 m (punto T2), y la foliación tiene un ángulo de 61-90, el cual no es favorable para la excavación del túnel, pero la orientación del eje del túnel cambia a S24°E después del PK T0+054 m punto T2, la foliación tiene entonces un ángulo de 34 a 44°, intersectando el eje del túnel con un pequeño ángulo agudo, el cual es desfavorable a la excavación del túnel. La roca circundante en esta sección es clasificada como Clase IV considerándola globalmente.

2- Sección T0+100 m – T1+675 ( 1665 m de longitud); tipo de roca gneis, foliación: dirección N10°E – N31°E, buzamiento al NW, ángulo de buzamiento < 72 – 84°, la profundidad del túnel de 60 a 100 m antes de llegar a PK T1+725 m, y alrededor de 100 m – 250 m después del PK T1+725m, la roca está ligeramente meteorizada a fresca y bastante dura, moderadamente facturada, espaciada 20 a 60 cm, el macizo tiene relativamente buena integridad, la estructura en su mayoría es a manera de bloque. La orientación del eje del túnel cambia de S54°E después del PK T0+054 m (punto 2) a S54°E, formando un ángulo interno de 22° a 45° con la foliación, intersectando con un ángulo agudo pequeño, lo cual es desfavorable a la excavación del túnel. La roca circundante de esta sección es clasificada como Clase III considerándola globalmente, en ciertos lugares de tipo IV, con una longitud estimada de 120 m, hay zonas de alteración imprevistas en el gneis, zonas de falla o fracturamiento intenso. La roca circundante de Clase

III en esta sección tiene una longitud de 1555 m, se prevé que el macizo rocoso de clase IV tenga una longitud de 120 m aproximadamente, distribuida aleatoriamente.

- 3- Sección T1+775 – T7+185 m (longitud 5410 m); tipo de roca gneis, foliación: dirección general N5°E – N21°E, buzamiento al NW, ángulo de buzamiento < 75 – 87° (se supone que el ángulo de inclinación de la foliación se reduce a aproximadamente 40° - 50° en T6+600 m aguas arriba del socavón de construcción No. 3, la profundidad del túnel es 100 a 510m, la roca fresca y dura, poco fracturada y espaciada sobre 60 cm; el macizo rocoso tiene buena integridad, la estructura en su mayoría es todo bloques. La orientación del eje del túnel cambia a S54°E en el PK T3+170 m (punto T4), formando un ángulo interno de 59 – 75° con la foliación, intersectando con un ángulo grande, lo cual es favorable a la excavación. Sin embargo hay una quebrada grande (QUEBRADA PAN DE AZUCAR), con flujo perenne sobre el lado opuesto del río Sabanilla, la quebrada es bastante profunda, paralela al río Sabanilla con la misma dirección por lo que se infiere que en esta zona existe una falla con buzamiento fuerte y zona sacudida; cuando el túnel crece la quebrada (PAN DE AZÚCAR) al fondo en el PK T5+815 m se debe prestar atención especial a la filtración de agua en la roca circundante de la sección de cruce con la quebrada y el cambio de la calidad del macizo rocoso, se espera que la calidad de la roca circundante sea de Clase IV con una longitud de 50 m. El macizo rocoso en general en esta sección es clasificado como Clase II. La roca circundante de Clase II tiene alrededor de 5360 m.
  
- 4- Sección T7+185m – T8+138m (longitud 953m) tipo de roca gneis. La dirección general de la foliación N10°E – N31°E, buzamiento al NW, ángulo de buzamiento < 36 – 40°, la profundidad del túnel de 62 – 105m, la orientación del eje del túnel cambia gradualmente a S5°E, la roca está ligeramente meteorizada a fresca y relativamente dura, moderadamente fracturada, espaciada entre 20 – 60cm, el macizo rocoso relativamente tiene buena integridad, la estructura en su mayoría es en bloques. La orientación del eje del túnel tiene un ángulo interno de 10 a 26° con la foliación el mismo que es desfavorable a la excavación del túnel. La clasificación general para la roca circundante en esta sección es de Clase III, en ciertos lugares el macizo puede ser clase IV, se prevé la presencia de zonas de alteración en el gneis imprevistas, zonas de fracturamiento intensa, zonas de

fracturación intensa o fallas, cuando el túnel cruza al fondo de la quebrada al final del PK T7+298 m, se debe prestar especial atención a las filtraciones de agua; estallido en la roca circundante y cambio en la calidad del macizo rocoso, se prevé que la roca circundante de Clase IV tenga una longitud de 50 m. La sección global cae dentro de la clase III de roca circundante con una longitud de 903 m.

- 5- Sección T8+138m – T8+238m (longitud 100m). Esta es la sección de salida del túnel, está cubierta por coluviales y depósitos deluviales con una potencia de 9 – 12,5 m, subyacida por basamento; roca tipo gneis; foliación: dirección general N5°E – N21°E, buzamiento al NW, ángulo de buzamiento < 27 a 30°. El macizo rocoso del túnel tiene una profundidad de 7.2m – 42.5m (pequeña en el portal de entrada, menos de dos veces el diámetro del túnel, la roca está ligeramente meteorizada, bastante dura, pero fracturada, hay al menos tres sistemas generales de fracturas, espaciadas a menos de 20 cm, se puede encontrar tanto fracturas con buzamientos fuertes como con suaves, el macizo rocoso tiene integridad muy pobre; estructura clástica en su mayoría; de acuerdo con los datos del sondeo ZK14, el RQD de la roca en la bóveda del túnel en su mayoría es 0, y el basamento está conformado comúnmente por arena producto de alteración que puede ser encontrado en muchas zonas, la calidad del macizo rocoso es muy pobre, la orientación del eje del túnel de 10° - 26° con la foliación, siendo desfavorable a la orientación del túnel. La clasificación general para la roca circundante en esta sección es de Clase IV.

En la tabla 2.26 se presenta clasificaciones de la calidad del macizo rocoso y parámetros geológicos relacionados obtenidos por las clasificaciones RMR y Q de la roca circundante. Los resultados de la evaluación de las subsecciones anteriores se estima en lo siguiente: la sección del túnel con roca circundante de Clase II (A y B) es de 5360 m de longitud, para el 65,1% del túnel, la sección del túnel con roca circundante de Clase III (C y D) es de 2458m de longitud, para el 29,8%; y, la sección del túnel con roca Clase IV (E) es de 420m de longitud, para el 5,1% del túnel. La condición del túnel en general es buena.

El tipo de roca y la foliación a lo largo del lineamiento del túnel pueden diferir de los resultados de la excavación real, la clasificación del macizo rocoso también puede diferir, así que la predicción geológica para la construcción debería ser reforzada y ajustada a tiempo de acuerdo a las condiciones encontradas después de la excavación. De acuerdo con las investigaciones geológicas del túnel de aducción, hay numerosas

quebradas de varios tamaños y cascadas pequeñas a lo largo del alineamiento del túnel, con mucha agua en diferentes alturas, lo cual es un indicativo de que el basamento tiene una permeabilidad muy baja. El túnel se encuentra debajo del nivel de agua freático, la roca circundante es ligeramente fresca en general con poca permeabilidad. Las secciones del túnel con roca Clase II y III están en estado seco y húmedo, el factor de reducción de presión de agua externa se fija en 0,0 a 0,2; las secciones del túnel con roca Clase IV podrían tener filtraciones locales de agua, goteo de agua o flujo lineal de agua en el macizo rocoso debido a la poca profundidad de la cobertura, el factor de reducción de presión de agua externa se fija de 0,4 a 0,6. Las entradas de agua subterránea en el túnel no son importantes, pero se deberían tomar medidas de drenaje de respaldo.

**Tabla 2.26:** Parámetros generales RMR

CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO Parámetros básicos	Unidad	A	B	C	D	E
Long. Estimada del túnel	(m)	3600	1760	1500	958	420
Velocidad Sísmica	(m/s)	3500 - 4000	3000 - 3500	2500 - 3000	2000 - 2500	< 2000
Resistencia a la compresión (saturada)	(Mpa)	> 110	90 - 110	70 - 90	70 - 50	30 - 50
RQD	(%)	> 90	90 - 75	75 - 50	50 - 25	< 25
Espaciamiento de juntas	(cm)	> 100	60 - 100	40 - 60	20 - 40	< 20
RMR (Bieniawski)	/	> 76	73 - 76	52 - 56	48 - 52	29 - 24

**Fuente:** Informe Geológico Hydrochina Corporation.

**Elaboración:** El autor.

**Tabla 2.27:** Clasificación Q y parámetros geomecánicas.

Descripción de la roca	/	Roca buena				
Clasificación	/	Clase II	Clase II	Clase III	Clase III	Clase IV
Índice Q de Barton	/	> 19	19 - 10	6,8 - 9,4	4,2 - 6,8	2,1 - 1,2
Descripción de la roca	/	Roca buena	Roca buena	Roca media	Roca media	Roca pobre
Módulo de elasticidad Es	(Mpa)	20 - 22	18 - 20	13 - 18	8 - 13	5 - 8
Módulo de deformación Eo	(Mpa)	14 - 16	12 - 14	9 - 12	6 - 9	3 - 4
f"=tanΦ"	/	1,2 - 1,3	1,1 - 1,2	1,0 - 1,1	0,9 - 1,0	0,7 - 0,8
c"	(Mpa)	1,1 - 1,2	1,0 - 1,1	0,9 - 1,0	0,8 - 0,9	0,3 - 0,4
Coefficiente sólido de la roca circundante fk	/	10 - 12	8 - 10	6 - 8	4 - 6	3
Coefficiente unitario de resistencia elástica ko	(Mpa/cm)	100 - 120	80 - 100	60 - 80	40 - 60	30

**Fuente:** Informe Geológico Hydrochina Corporation.

**Elaboración:** El autor.

Las medidas de soporte recomendadas son las siguientes:

Para roca circundante Clase II (A + B), es necesario aplicar pernos aleatorios de anclaje de (Diam=25mm y L=2,5m), con hormigón lanzado de 5 cm de espesor.

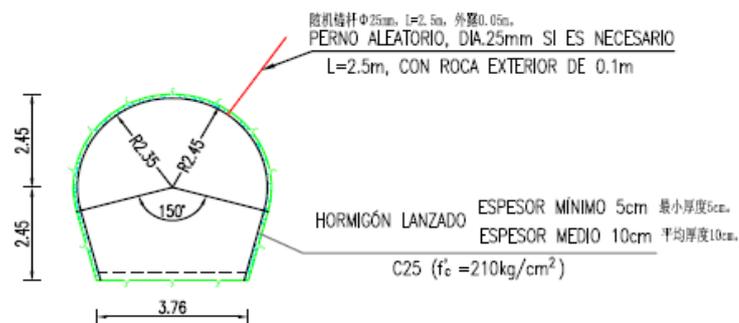
Para roca circundante Clase III (C), se aplique dentro del rango de corona de 120° sistema de pernos de anclaje (Diam=25mm y L=2,5m, espaciamiento 1,5m, pernos aleatorios se aplican para las posiciones de reposo. Refuerzo de malla ( $\phi$  6,5mm y 15cm x 15cm) aplicados dentro del sistema de pernos. Espesor de hormigón proyectado de 10 cm.

Para roca circundante Clase III (D) las medidas de soporte recomendadas son iguales como la roca circundante clase III (C). El revestimiento permanente, con hormigón de 30 cm de espesor.

Para roca circundante Clase IV (E), el sistema de pernos se aplicará para la mitad superior del túnel, las otras medidas de apoyo primario recomendadas son las mismas que para la roca circundante clase III (D). Adicionar la parrilla arqueada de refuerzo en rocas pobre circundantes. El revestimiento permanente con hormigón de 30 cm de espesor.

#### 2.4.1.2. Diseño de la sección y sostenimiento del túnel de carga.

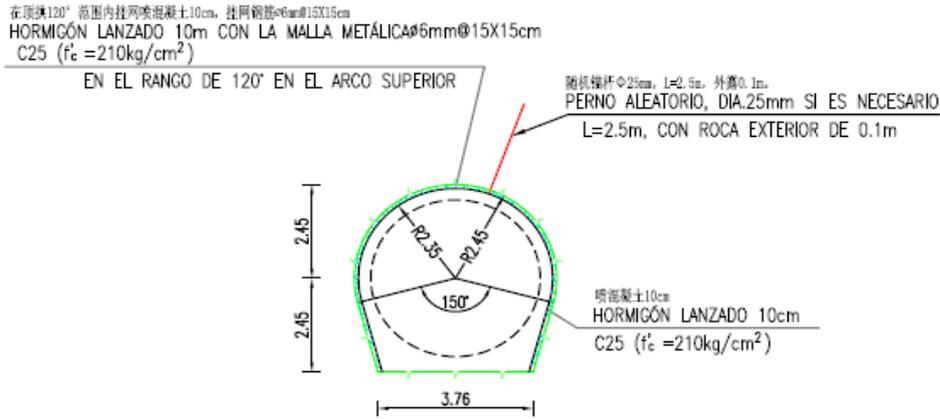
##### II (A&B) 类围岩 PARA LA ROCA CIRCUNDANTE DE II (A&B)



**Figura 2.13:** Diseño de soporte para macizo II (A y B).

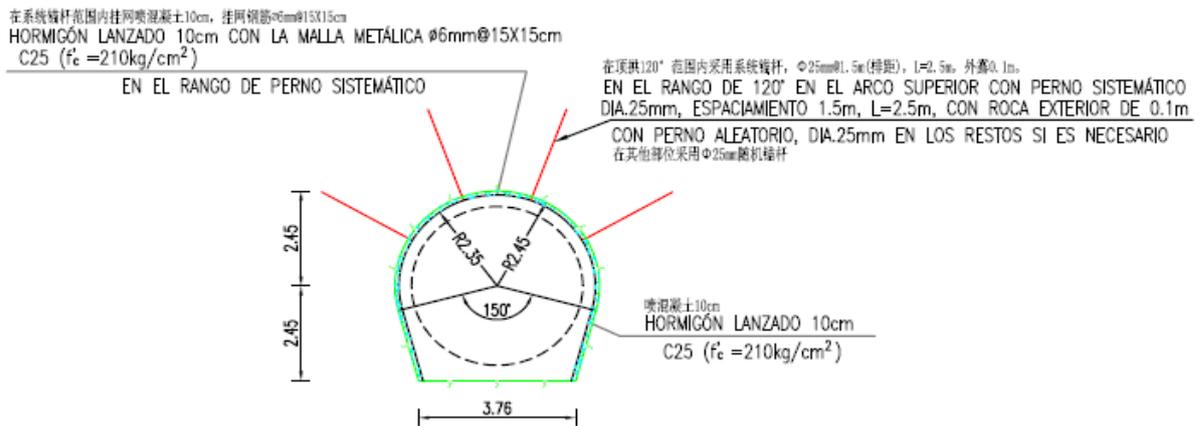
**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation.

### III (C) 类围岩 PARA LA ROCA CIRCUNDANTE DE III (C)



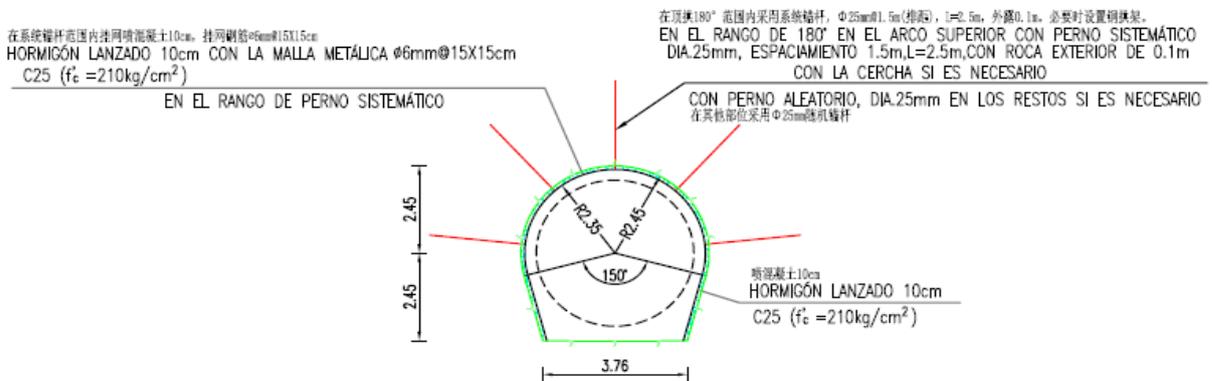
**Figura 2.14:** Diseño de soporte para macizo III (C).  
**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation.

### III (D) 类围岩 PARA LA ROCA CIRCUNDANTE DE III (D)



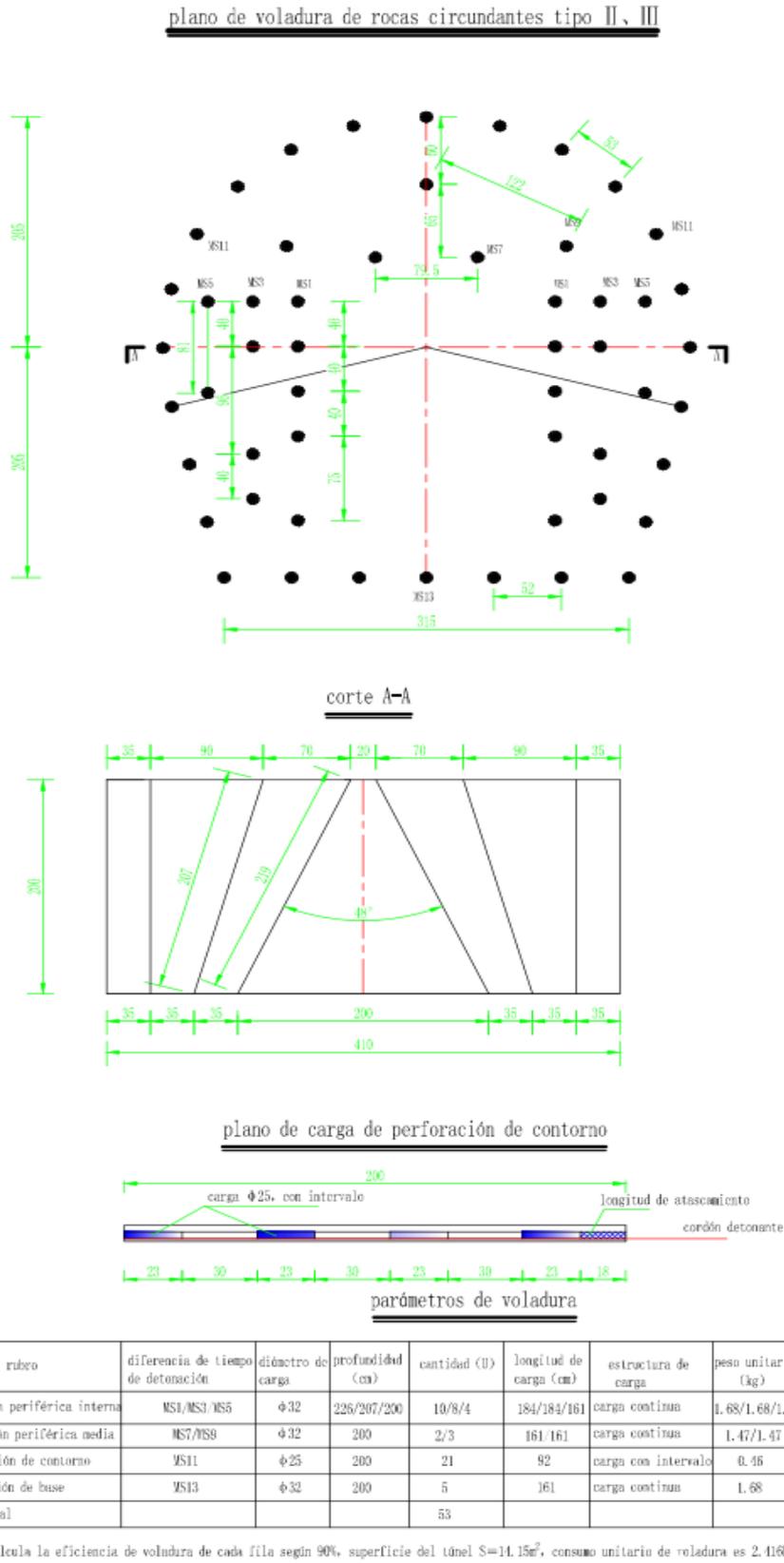
**Figura 2.15:** Diseño de soporte para macizo III (D).  
**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation.

### IV (E) 类围岩 PARA LA ROCA CIRCUNDANTE DE IV (E)



**Figura 2.16:** Diseño de soporte para macizo IV (E).  
**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation.

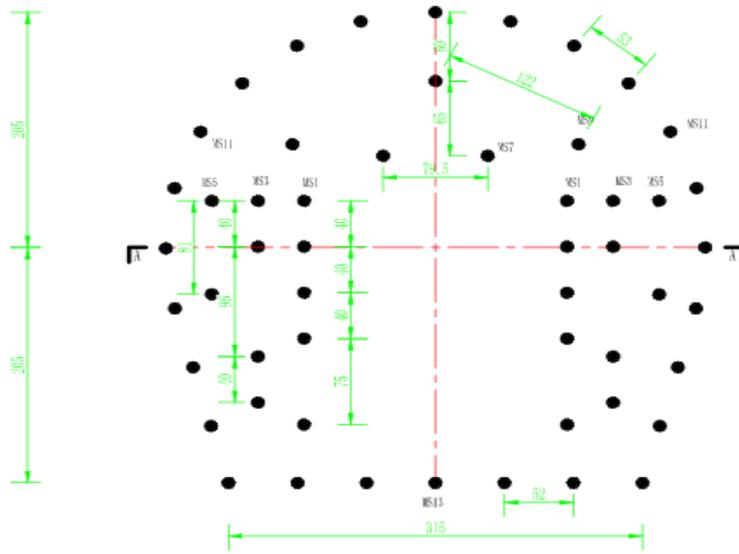
### 2.4.1.3. Diseño de perforación y voladura del túnel de carga.



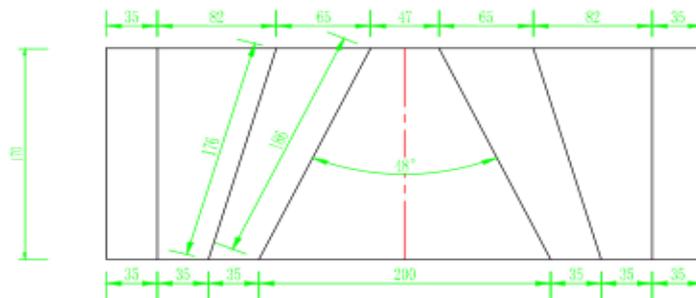
**Figura 2.17:** Diseño perforación y voladura para macizo II y III.

**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation.

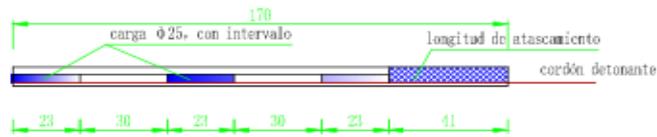
plano de voladura de rocas circundantes tipo IV



corte A-A



plano de carga de perforación de contorno



parámetros de voladura

no.	rubro	diferencia de tiempo de detonación	diámetro de carga	profundidad (cm)	cantidad (L)	longitud de carga (cm)	estructura de carga	peso unitario (kg)	peso total (kg)
1	perforación periférica interna	MS1/MS3/MS5	φ32	186/176/170	10/8/4	161/161/138	carga continua	1.47/1.47/1.26	31.5
2	perforación periférica media	MS7/MS9	φ32	170	2/3	138/138	carga continua	1.47/1.47	7.35
3	perforación de contorno	MS11	φ25	170	21	69	carga con intervalo	0.345	7.245
4	perforación de base	MS13	φ32	170	5	138	carga continua	1.38	6.9
	total				53				52.995

Notas: se calcula la eficiencia de voladura de cada fila según 90%, superficie del túnel S=14.15m<sup>2</sup>, consumo unitario de voladura es 2.448kg/m<sup>3</sup>.

**Figura 2.18:** Diseño perforación y voladura para macizo IV.

**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation.

#### **2.4.1.4. Condiciones geomecánicas de ventanas de acceso al túnel de carga.**

Basados en las investigaciones realizadas, las localizaciones de las galerías de construcción N°1, N°2 y N°3 fueron seleccionadas y ubicadas en los PK T0+965,0 m, T3+405,0 m y T6+665 a lo largo de la alineación del túnel de carga.

Galería de construcción N°1 se ubica aguas arriba con respecto a una quebrada grande, 1 Km aguas abajo del eje de presa en el margen izquierdo, donde la pendiente del terreno natural es muy pronunciada, la vegetación es densa, el talud natural del margen está cubierto con suelo residual y una gran cantidad de depósitos coluviales y deluviales; el volumen de excavación de la cobertura en el portal de ingreso es grande. Dentro del basamento corresponde a gneis, las características de la foliación son las siguientes: dirección general NE  $5^{\circ}$  -  $21^{\circ}$ , buzando al NW, ángulo de buzamiento  $< 75^{\circ}$  -  $87^{\circ}$ , la orientación de la excavación de la galería No. 1 es NE $86^{\circ}$ , formando un ángulo con la foliación de  $65^{\circ}$  a  $81^{\circ}$ , el mismo que es favorable a la excavación del túnel. Los 20 m de longitud del portal de ingreso, sometidos a meteorización y descompresión, el macizo rocoso cerca del talud del margen puede ser designado como Clase IV, requiriendo medidas de tratamiento para el soporte, después de los 20 m de longitud de la sección del portal de ingreso el macizo rocoso está ligeramente meteorizado a fresco en su mayor parte, por lo que ha sido clasificado como clase II, requiriendo empernado puntual.

Galería de construcción N°2 en el PK T3+405 m del túnel de carga, 80 m aguas arriba hay una pequeña quebrada con flujo perenne respectivamente, se puede observar afloramientos de la roca base en la quebrada, el macizo rocoso es integral, con un desarrollo menor de fracturas. El portal de la galería exploratoria está formada por gneis cuarzo-biotítico blanquecino, las características de la foliación son las siguientes: dirección casi SN, buzando al W, ángulo de buzamiento  $< 75^{\circ}$  -  $85^{\circ}$ , la orientación de la excavación de la galería No.2 de alrededor de NE $50^{\circ}$  formando un ángulo interno con la dirección de la foliación de  $50^{\circ}$ , el mismo que es favorable a la excavación del túnel. Los 20 m de ingreso en el portal del túnel el macizo tiene una pobre cobertura (alrededor de dos veces el diámetro del túnel), la roca está moderadamente meteorizada, con un desarrollo relativo de fracturas, la roca es bastante integral, el macizo puede ser designado con clase III, requiriendo medidas de soporte para el portal del túnel; después de los 20 m de longitud a partir del portal de ingreso, el macizo rocoso es ligeramente meteorizado a fresco en su mayor parte, puede ser designado con clase II, requiriendo empernado puntual.

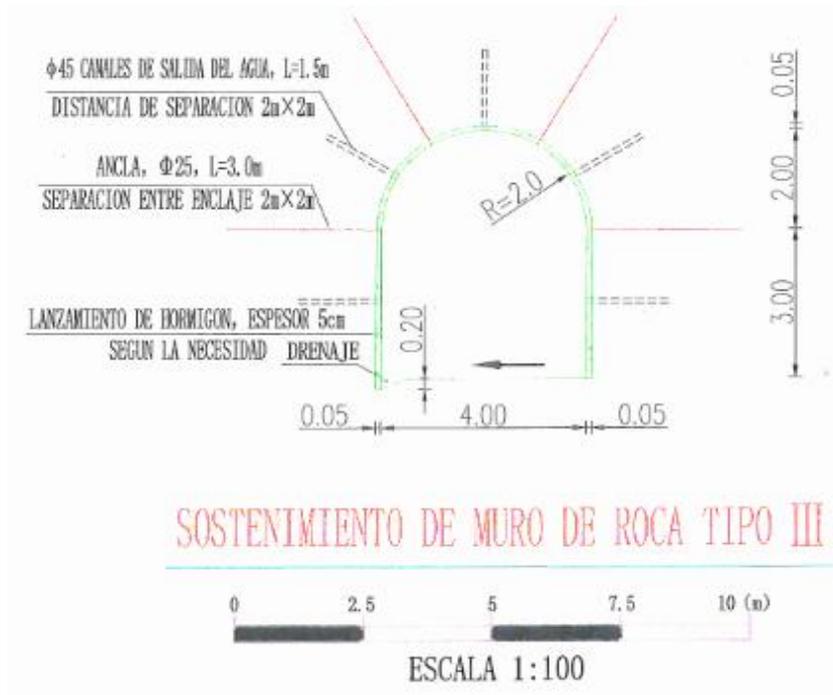
Galería de construcción N°3 ubicada en el PK T6+665 m del túnel de carga, el portal de ingreso seleccionado se localiza en el lado derecho aguas debajo de un farallón rocoso al final de una quebrada grande; hay una pequeña cascada sobre el farallón rocoso. El basamento está compuesto por gneis cuarzo biotítico, la roca es fresca e integral, el farallón rocoso es estable, y es una posición ideal para ubicar el portal de excavación. La roca está ligeramente meteorizada a fresca, con un bajo desarrollo de fracturas. El macizo rocoso tiene buena integridad, puede ser designado con clase II, pero el soporte debería ser fortalecido en los primeros 10 m desde la sección de ingreso; puede ser necesario aplicar eventualmente soporte en otras secciones del túnel.

#### 2.4.1.5. Diseño de la sección y sostenimiento de ventanas de acceso.

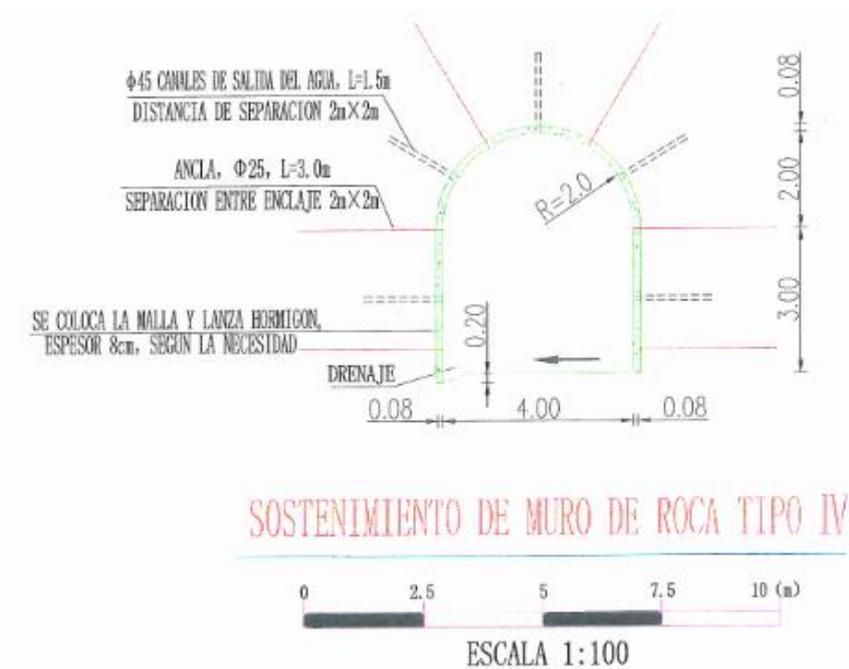


**Figura 2.19:** Diseño de sostenimiento para macizo I y II.

**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation

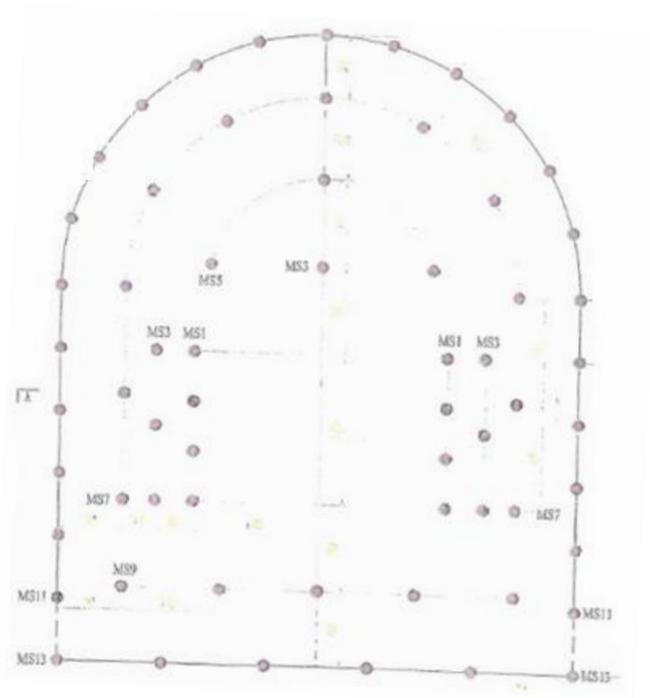


**Figura 2.20:** Diseño de sostenimiento para macizo III.  
**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation



**Figura 2.21:** Diseño de sostenimiento para macizo IV.  
**Fuente y elaboración:** Hydrochina Xibei Engineering Corporation

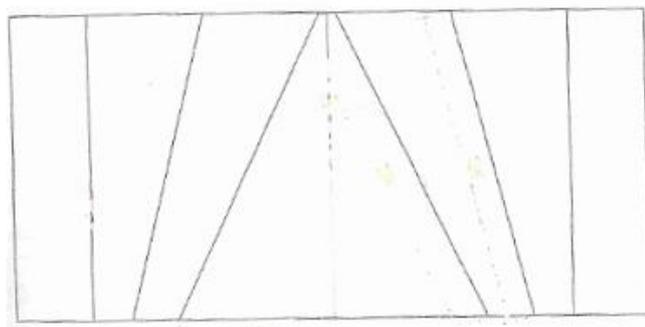
### 2.4.1.6. Diseño de perforación y voladura en ventanas de acceso.



LISTADO DE PARÁMETROS DE VOLADURA

NO.	GRUPO	ESPESURA DE TUBO DE DETONANTE	ESPESURA DE PERFORACIÓN (cm)	DIAMETRO (cm)	PLAQUEO DE LABORATORIO (kg)	PESO TOTAL DE MATERIALES (kg)
1	PERFORACIÓN PERFORACIÓN (MS1)	MS1/3	224/206	8/7	2.1/1.89	30.03
2	PERFORACIÓN PERFORACIÓN (MS3)	MS3/7/9	200	3/11/5	1.26	23.94
3	PERFORACIÓN DE CORONA	MS11	200	20	0.46	10.58
4	PERFORACIÓN DE TUBO	MS13	200	5	1.68	10.09
Total				63		74.63

CORTE A-A



ESQUEMA DE CARGA DE DETONANTE (CONTORNO)



Figura 2.22: Diseño de perforación y voladura en ventanas

Fuente y elaboración: Hydrochina Xibei Engineering Corporation

**CAPITULO III**  
**METODOLOGÍA**

### **3.1 Tipo de estudio.**

El estudio a realizar es de tipo descriptivo – cuantitativo, fundamentado en la bibliografía actual e investigación de campo.

Descriptivo ya que busca estimar mediante análisis las propiedades geomecánicas del macizo en las intersecciones del túnel de carga con ventanas de acceso. Cuantitativo ya que debe estimar mediante un número la estabilidad de la excavación.

La investigación es de campo por el lugar de estudio y muestreo, ya que la toma de datos será en la obra, para posteriormente realizar el análisis geomecánico.

### **3.2 Universo y muestra.**

En el presente estudio el universo está constituido por el macizo rocoso circundante en los 8 km al túnel de carga y 1Km del túnel Subhorizontal del Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua.

La muestra está conformada por los tramos de macizo rocoso en las intersecciones del túnel de carga con ventanas 1, 2, 3, 4 y estación del túnel subhorizontal, lugares a realizar el análisis.

### **3.3 Métodos y técnicas.**

Se inicia con la revisión de informes técnicos proporcionado por CELEC – EP, así como bibliografía relacionada, tales como:

- Informe Geológico de factibilidad y pre factibilidad.
- Diseño y topografía de las diferentes zonas del proyecto.
- Estudios geomecánicos del proyecto.
- Estudios similares en hidroeléctricas.
- Libros, tesis y webgrafía relacionada al tema de estudio.

#### **3.3.1 Métodos y técnicas para el levantamiento geomecánica.**

##### **3.3.1.1. Métodos y técnicas en la descripción geomecánica del macizo rocoso.**

- Reconocimiento visual del macizo rocoso.
- Levantamiento estructural de las discontinuidades.
- Descripción de las características de las discontinuidades.
- Identificación global de las estructuras de importancia geomecánica.

##### **3.3.1.2. Métodos y técnicas para la clasificación del macizo.**

Existen muchas clasificaciones geomecánicas según la aplicación que éstas tengan, para el caso de estudio se utilizarán las que se aplique a túneles en roca y que sean equivalentes, correlacionables.

- RMR (Rock Mass Rating, Bieniawski, 1989).
- Q (Barton, 2000)
- GSI (Hoek, 2000)
- Resistencia Uniaxial del Macizo Rocosos (Hoek and Brown, 2002)
- Sólido de cargas (Terzaghi).

### **3.4. Recolección de datos**

#### **3.4.1. Trabajo de campo.**

El levantamiento geomecánico del macizo rocoso se realizará en las cuatro intersecciones del túnel de carga con ventanas de acceso y en una estación del túnel subhorizontal, el estadillo (Tabla 2.28) llevará los datos recolectados de manera que no haya inconvenientes en gabinete.

#### **3.4.2. Trabajo de gabinete.**

Se recolectará toda la información de campo para tratar datos de manera que la información se encuentre ordenada para su fácil análisis e interpretación.

### **3.5. Tabulación de datos**

Toda la información que se han recolectado debe ser analizada en los siguientes programas:

- Programa Dips tratamiento y análisis estereográfico de datos estructurales.
- Excel: cálculo de esfuerzos inducidos, resistencias del macizo y factores de seguridad.

De manera que los resultados se encuentren en cuadros comparativos para una fácil interpretación.



## **CAPITULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS**

#### 4.1. Estimación de parámetros geomecánicos y comportamiento geotécnico de las intersecciones del túnel de carga con ventanas de acceso

##### 4.1.1. Clasificación geomecánica en intersecciones.

El análisis geomecánico realizado en cuatro intersecciones del túnel de carga con ventanas de acceso y en dos estaciones en el túnel sub-horizontal. (Tabla 4.1).

**Tabla 4.1:** Puntaje de clasificación geomecánica en intersecciones y túnel sub horizontal.

INTERSECCIÓN	ABSCISAS		PUNTAJES RMR			Q		GSI
	INICIAL	FINAL	RMRb	RMRc	TIPO	PUNTAJE	TIPO	PUNTAJE
T. CARGA	T0+534	T0+559	52.67	47.67	III D	2.6	Roca mala	47.67
T. CARGA	T0+559	T0+584	52.67	47.67	III D	2.6	Roca mala	47.67
VENTANA 1	T0+216	T0+241	52.67	47.67	III D	2.6	Roca muy mala	47.67
T. CARGA	T3+380	T3+405	62	57	III C	7.4	Roca media	57
T. CARGA	T3+405	T3+430	62	62	II B	7.4	Roca media	62
VENTANA 2	T0+550	T0+575	62	50	III D	7.4	Roca mala	50
T. CARGA	T6+640	T6+665	59.2	54.2	III C	5.4	Roca mala	54.2
T. CARGA	T6+665	T6+690	59.2	59.2	III C	5.4	Roca media	59.2
VENTANA 3	T0+398	T0+423	59.2	54.2	III C	5.4	Roca mala	54.2
T. CARGA	T7+960	T7+985	58.75	53.75	III C	5.1	Roca mala	53.75
T. CARGA	T7+985	T8+010	58.75	58.75	III C	5.1	Roca media	58.75
VENTANA 4	T0+352	T0+377	58.75	46.75	III D	5.1	Roca mala	46.75
T. SUBHORIZONTAL	P1+007	P1+032	39.5	34.5	IV E	0.6	Roca muy mala	34.5
T. SUBHORIZONTAL	P1+107	P1+132	39.5	34.5	IV E	0.6	Roca muy mala	34.5

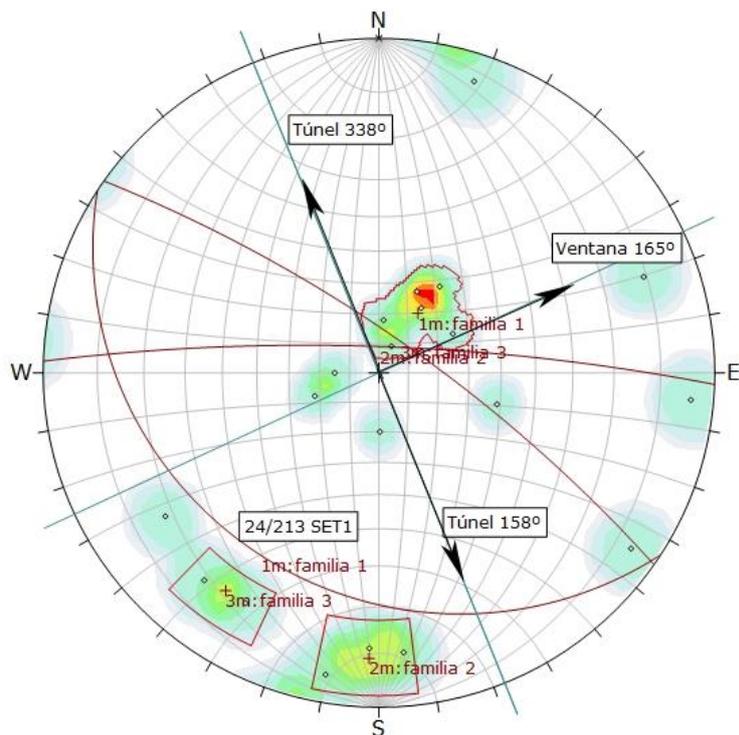
Fuente y elaboración: El autor



**Figura 4.1:** Mapeo geomecánico en túnel de carga, abscisa T3+380-T3+405.

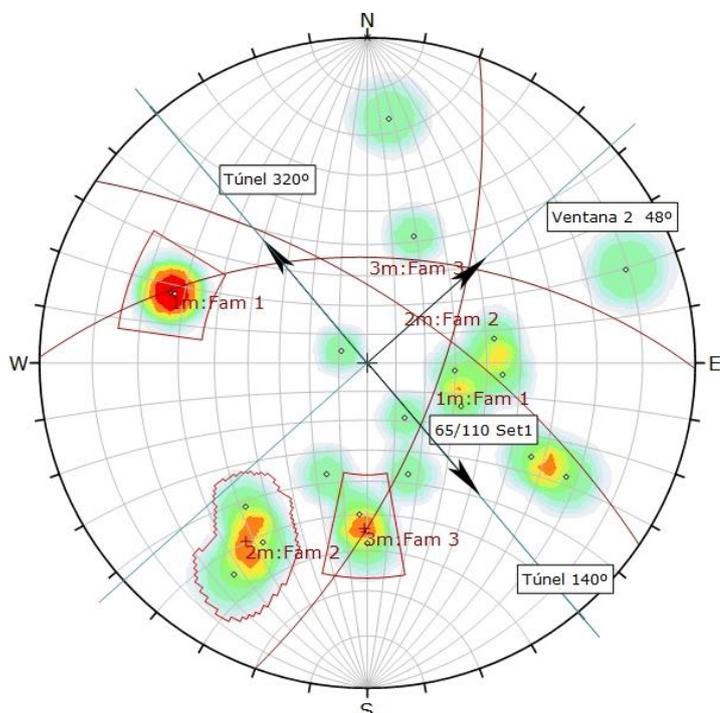
Fuente y elaboración: El autor

#### 4.1.2. Análisis estereográfico.



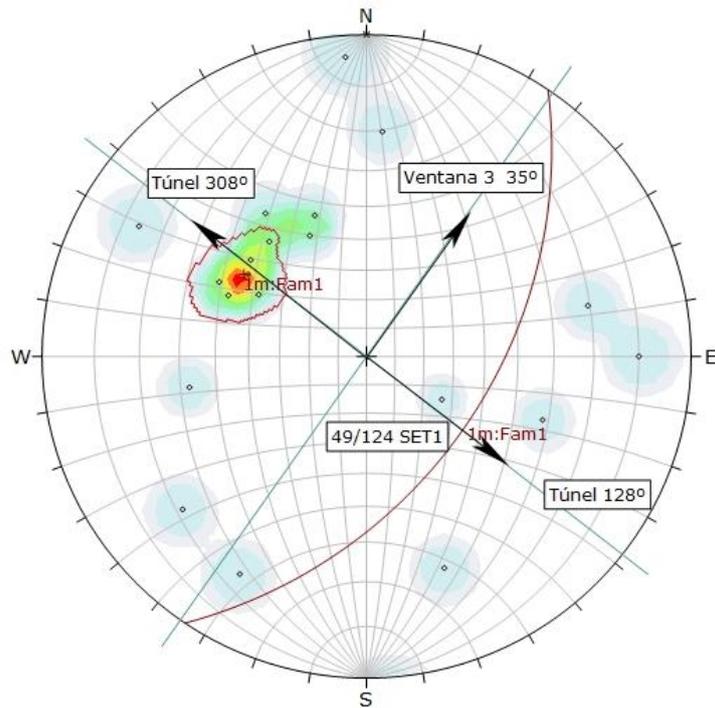
**Figura 4.2:** Estereograma de intersección túnel de carga con ventana 1 abscisa TO+534-TO+ 584, abscisa ventana 1 TO+216 – TO+241.

**Fuente y elaboración:** El autor (Dips 6.0).

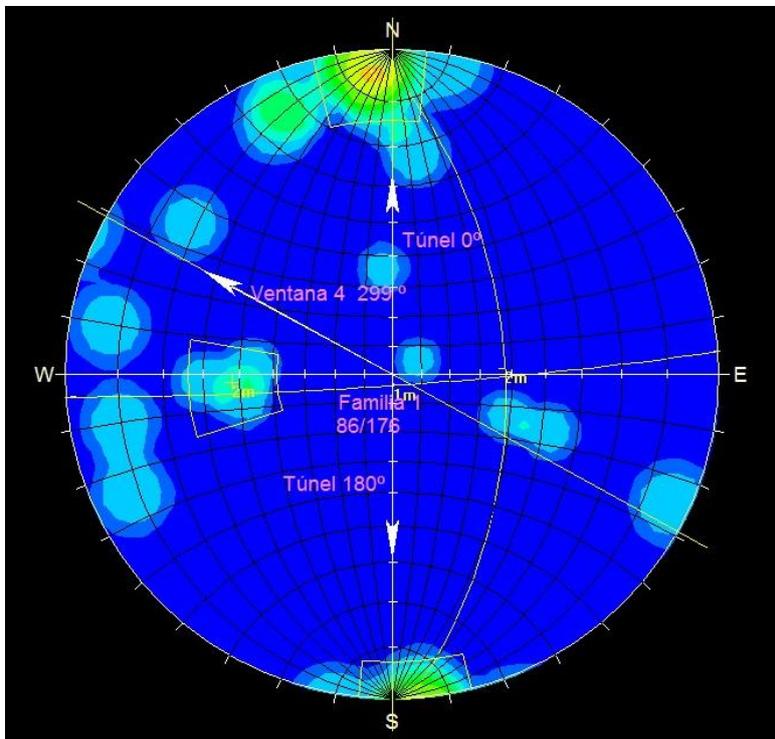


**Figura 4.3:** Estereograma de intersección túnel de carga con ventana 2 abscisa T3+380-TO+ 430, abscisa ventana 2 TO+550 – TO+575.

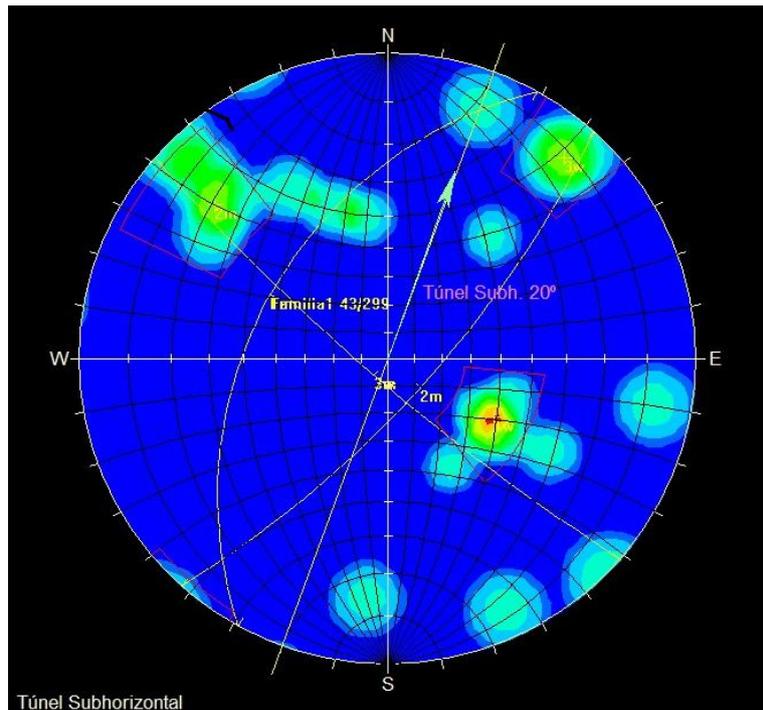
**Fuente y elaboración:** El autor (Dips 6.0).



**Figura 4.4:** Estereograma de intersección túnel de carga con ventana 3 abscisa T6+640-T6+ 690, abscisa ventana 3 TO+398 – TO+423.  
**Fuente y elaboración:** El autor (Dips 6.0).



**Figura 4.5:** Estereograma de intersección túnel de carga con ventana 4 abscisa T7+960-T8+ 010, abscisa ventana 4 TO+352 – TO+377.  
**Fuente y elaboración:** El autor (Dips 5.1).



**Figura 4.6:** Estereograma del túnel sub horizontal abscisa P1+007-P1+ 032.  
Fuente y elaboración: El autor (Dips 5.1).

#### 4.1.3. Análisis tensión inducida horizontal y vertical.

**Tabla 4.2:** Presión inducida en bóveda y hastiales de excavación, método de Barton.

INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA (m)	Num. Familia	METODO DE BARTON				
			Q	Jn	Jr	Presión v (Mpa)	Presión h (Mpa)
T. CARGA	T0+550	3	2.6	9	3.7	0.038	0.64266
T. CARGA	T0+575		2.6	9	3.7	0.038	0.64266
VENTANA 1	T0+230		2.6	9	3.7	0.038	0.64266
T. CARGA	T3+395	3	7.4	12	3	0.034	1.81217
T. CARGA	T3+415		7.4	12	3	0.034	1.81217
VENTANA 2	T0+565		7.4	12	3	0.034	1.81217
T. CARGA	T6+655	1	5.4	3	4.3	0.015	1.32765
T. CARGA	T6+680		5.4	3	4.3	0.015	1.32765
VENTANA 3	T0+415		5.4	3	4.3	0.015	1.32765
T. CARGA	T7+975	2	5.1	6	9.5	0.010	1.26290
T. CARGA	T8+000		5.1	6	9.5	0.010	1.26290
VENTANA 4	T3+365		5.1	6	9.5	0.010	1.26290
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	3	0.6	12	4	0.058	0.14875
T. SUBHORIZONTAL	P1+120		0.6	12	4	0.058	0.14875

Fuente y elaboración: El autor.

**Tabla 4.3:** Presión inducida en bóveda y hastiales de excavación método de Sheorey.

INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA (m)	METODO DE CONVENCIONAL CONVENCIONAL - SHEOREY					
		Profund. (m)	Peso espec. (MN/m <sup>3</sup> )	E (GPa)	Factor K (adimens)	Presión v (Mpa)	Presión h (Mpa)
T. CARGA	T0+550	115	0.0269	8.52	0.83	3.09	2.56
T. CARGA	T0+575	129	0.0269	8.52	0.77	3.47	2.68
VENTANA 1	T0+230	122	0.0269	8.52	0.80	3.28	2.62
T. CARGA	T3+395	205	0.0269	14.58	0.85	5.51	4.69
T. CARGA	T3+415	213	0.0269	19.45	1.03	5.73	5.87
VENTANA 2	T0+565	210	0.0269	9.75	0.64	5.65	3.63
T. CARGA	T6+655	200	0.0269	12.41	0.77	5.38	4.15
T. CARGA	T6+680	182	0.0269	16.55	1.00	4.90	4.91
VENTANA 3	T0+415	190	0.0269	12.41	0.79	5.11	4.06
T. CARGA	T7+975	108	0.0269	12.10	1.12	2.91	3.25
T. CARGA	T8+000	106	0.0269	16.13	1.43	2.85	4.07
VENTANA 4	T3+365	107	0.0269	8.08	0.84	2.88	2.40
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	200	0.0269	3.99	0.42	5.38	2.25
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	115	0.0269	3.99	0.52	3.09	1.61

Fuente y elaboración: El autor.

**Tabla 4.4:** Presión inducida en bóveda y hastiales de excavación, método de Terzaghi y Sheorey.

INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA (m)	Cohesión (Mpa)	Ang.Fricción radianes	Ancho Excav. (m)	Alto Excav. (m)	Ancho sólido de carga "b" (m)	GSI	mi	Coef. Proporcionalidad α	Peso esp. (MN/m <sup>3</sup> )	Alt. Sólido Hp (m)	Presión v (Mpa)	Factor K (adimens)	Presión h (Mpa)
T. CARGA	T0+550	1.047	1.034	5.1	5.1	8.0	47.67	28	0.182	0.0269	64.79	1.74	0.83	1.44
T. CARGA	T0+575	1.119	1.022	5.1	5.1	8.0	47.67	28	0.182	0.0269	66.75	1.77	0.77	1.37
VENTANA 1	T0+230	1.083	1.028	5.1	5.1	8.0	47.67	28	0.182	0.0269	65.30	1.76	0.80	1.40
T. CARGA	T3+395	1.782	1.009	5.1	5.1	8.1	57	28	0.151	0.0269	53.03	1.43	0.85	1.21
T. CARGA	T3+415	2.048	1.024	5.1	5.1	8.0	62	28	0.138	0.0269	44.36	1.19	1.03	1.22
VENTANA 2	T0+565	1.564	0.978	5.1	5.1	8.3	50	28	0.173	0.0269	64.44	1.73	0.64	1.11
T. CARGA	T6+655	1.601	1.011	5.1	5.1	8.1	54.2	28	0.159	0.0269	56.83	1.53	0.77	1.18
T. CARGA	T6+680	1.712	1.038	5.1	5.1	7.9	59.2	28	0.145	0.0269	49.35	1.33	1.00	1.33
VENTANA 3	T0+415	1.555	1.017	5.1	5.1	8.1	54.2	28	0.159	0.0269	56.80	1.53	0.79	1.21
T. CARGA	T7+975	1.142	1.074	5.1	5.1	7.7	53.75	28	0.160	0.0269	55.02	1.48	1.12	1.66
T. CARGA	T8+000	1.308	1.090	5.1	5.1	7.6	58.75	28	0.146	0.0269	48.78	1.31	1.43	1.87
VENTANA 4	T3+365	0.959	1.052	5.1	5.1	7.9	46.75	28	0.186	0.0269	63.04	1.70	0.84	1.42
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	1.139	0.910	5	7	9.9	34.5	28	0.255	0.0269	109.70	2.95	0.42	1.23
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	0.796	0.975	5	7	9.4	34.5	28	0.255	0.0269	97.87	2.63	0.52	1.37

Fuente y elaboración: El autor.

#### 4.1.4. Análisis resistencia del macizo y parámetros geomecánicos.

**Tabla 4.5:** Resistencia vertical y horizontal del macizo rocoso.

INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA (m)	RCS Mpa	GSI		D	mb	s	a	Peso esp. (MN/m <sup>3</sup> )	Prof. Túnel (m)	Resistencia v (MPa)	Resistencia v Global (MPa)	Resistencia h (MPa)	Mod. Deform. (MPa)	Cohesion (MPa)	Fricción φ
			mi	mi												
T. CARGA	T0+550	95	47.67	28	0	4.3200887	0.002984	0.506746	0.0269	115	4.99	26.06	1.65	8523.4	1.05	59.26
T. CARGA	T0+575	95	47.67	28	0	4.3200887	0.002984	0.506746	0.0269	129	4.99	26.06	1.84	8523.4	1.12	58.55
VENTANA 1	T0+230	95	47.67	28	0	4.3200887	0.002984	0.506746	0.0269	122	4.99	26.06	1.75	8523.4	1.08	58.90
T. CARGA	T3+395	95	57	28	0	6.0284518	0.008415	0.503523	0.0269	205	8.57	31.42	2.88	14583.5	1.78	57.81
T. CARGA	T3+415	95	62	28	0	7.207064	0.014666	0.502464	0.0269	213	11.39	34.77	3.00	19447.4	2.05	58.65
VENTANA 2	T0+565	95	50	28	0	4.694963	0.003866	0.505745	0.0269	210	5.72	27.31	2.92	9746.8	1.56	56.01
T. CARGA	T6+655	95	54.2	28	0	5.4547687	0.006165	0.5	0.0269	200	7.46	30.05	2.58	12412.6	1.60	57.94
T. CARGA	T6+680	95	59.2	28	0	6.5212212	0.010745	0.5	0.0269	182	9.85	33.09	2.40	16552.4	1.71	59.50
VENTANA 3	T0+415	95	54.2	28	0	5.4547687	0.006165	0.5	0.0269	190	7.46	30.05	2.46	12412.6	1.56	58.26
T. CARGA	T7+975	95	53.75	28	0	5.3678035	0.005864	0.5	0.0269	108	7.27	29.79	1.44	12095.2	1.14	61.52
T. CARGA	T8+000	95	58.75	28	0	6.4172535	0.010221	0.5	0.0269	106	9.60	32.80	1.44	16129.2	1.31	62.46
VENTANA 4	T3+365	95	46.75	28	0	4.1804456	0.002694	0.5	0.0269	107	4.93	26.13	1.40	8083.7	0.96	60.28
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	95	34.5	28	0	2.6991011	0.000691	0.516531	0.0269	200	2.21	19.72	2.73	3993.6	1.14	52.15
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	95	34.5	28	0	2.6991011	0.000691	0.516531	0.0269	115	2.21	19.72	1.62	3993.6	0.80	55.89

Fuente y elaboración: El autor.

**Tabla 4.6:** Parámetros geomecánicos del macizo rocoso

INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA (m)	rp (m)	ro (m)	v (adim)	Em (Mpa)	Cohesion (Mpa)	Frcción <sup>e</sup>	Fricción rad
T. CARGA	T0+550	2.5	2.45	0.22	8523.4	1.05	59.26	1.034
T. CARGA	T0+575	2.5	2.45	0.22	8523.4	1.12	58.55	1.022
VENTANA 1	T0+230	2.55	2.5	0.22	8523.4	1.08	58.90	1.028
T. CARGA	T3+395	2.5	2.45	0.22	14583.5	1.78	57.81	1.009
T. CARGA	T3+415	2.5	2.45	0.22	19447.4	2.05	58.65	1.024
VENTANA 2	T0+565	2.55	2.5	0.22	9746.8	1.56	56.01	0.978
T. CARGA	T6+655	2.5	2.45	0.22	12412.6	1.60	57.94	1.011
T. CARGA	T6+680	2.5	2.45	0.22	16552.4	1.71	59.50	1.038
VENTANA 3	T0+415	2.55	2.5	0.22	12412.6	1.56	58.26	1.017
T. CARGA	T7+975	2.5	2.45	0.22	12095.2	1.14	61.52	1.074
T. CARGA	T8+000	2.5	2.45	0.22	16129.2	1.31	62.46	1.090
VENTANA 4	T3+365	2.55	2.5	0.22	8083.7	0.96	60.28	1.052
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	3.35	3.3	0.22	3993.6	1.14	52.15	0.910
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	3.35	3.3	0.22	3993.6	0.80	55.89	0.975

Fuente y elaboración: El autor.

#### 4.1.5. Análisis deformacional en excavación.

**Tabla 4.7:** Deformación en la bóveda y hastiales del túnel.

Análisis en bóveda del túnel				Análisis en hastiales del túnel			
Pi (Mpa)	Po (Mpa)	σcm (Mpa)	Def. elástica (μe) (m)	Pi (Mpa)	Po (Mpa)	σcm (Mpa)	Def. elástica (μe) (m)
4.99	1.74	4.99	-0.0011	1.65	1.44	1.65	-0.0001
4.99	1.77	4.99	-0.0011	1.84	1.37	1.84	-0.0002
4.99	1.76	4.99	-0.0012	1.75	1.40	1.75	-0.0001
8.57	1.43	8.57	-0.0015	2.88	1.21	2.88	-0.0003
11.39	1.19	11.39	-0.0016	3.00	1.22	3.00	-0.0003
5.72	1.73	5.72	-0.0012	2.92	1.11	2.92	-0.0006
7.46	1.53	7.46	-0.0014	2.58	1.18	2.58	-0.0003
9.85	1.33	9.85	-0.0015	2.40	1.33	2.40	-0.0002
7.46	1.53	7.46	-0.0015	2.46	1.21	2.46	-0.0003
7.27	1.48	7.27	-0.0014	1.44	1.66	1.44	0.0001
9.60	1.31	9.60	-0.0015	1.44	1.87	1.44	0.0001
4.93	1.70	4.93	-0.0012	1.40	1.42	1.40	0.0000
2.21	2.95	2.21	0.0007	2.73	1.23	2.73	-0.0015
2.21	2.63	2.21	0.0004	1.62	1.37	1.62	-0.0003

Fuente y elaboración: El autor.

#### 4.1.6. Análisis de estabilidad en las diferentes estaciones.

**Tabla 4.8:** Factores de seguridad sin considerar sostenimiento.

FACTOR DE SEGURIDAD EN FUNCION DE HOEK-BROWN Y BARTON							
INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA (m)	Presión v (Mpa)	Presión h (Mpa)	Resistencia v (MPa)	Resistencia h (MPa)	F.S en bóveda	F.S en hastiales
T. CARGA	T0+550	0.04	0.64	4.99	1.65	129.69	2.57
T. CARGA	T0+575	0.04	0.64	4.99	1.84	129.69	2.86
VENTANA 1	T0+230	0.04	0.64	4.99	1.75	129.69	2.72
T. CARGA	T3+395	0.03	1.81	8.57	2.88	255.03	1.59
T. CARGA	T3+415	0.03	1.81	11.39	3.00	338.86	1.66
VENTANA 2	T0+565	0.03	1.81	5.72	2.92	170.28	1.61
T. CARGA	T6+655	0.02	1.33	7.46	2.58	496.89	1.94
T. CARGA	T6+680	0.02	1.33	9.85	2.40	655.99	1.81
VENTANA 3	T0+415	0.02	1.33	7.46	2.46	496.89	1.85
T. CARGA	T7+975	0.01	1.26	7.27	1.44	744.59	1.14
T. CARGA	T8+000	0.01	1.26	9.60	1.44	983.00	1.14
VENTANA 4	T3+365	0.01	1.26	4.93	1.40	504.69	1.11
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	0.06	0.15	2.21	2.73	38.21	18.38
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	0.06	0.15	2.21	1.62	38.21	10.92

Fuente y elaboración: El autor.

**Tabla 4.9:** Factores de seguridad sin considerar sostenimiento.

FACTOR DE SEGURIDAD EN FUNCION DE HOEK-BROWN Y (CONVENCIONAL - SHEOREY)							
INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA	Presión v	Presión h	Resistencia v	Resistencia h	F.S en bóveda	F.S en hastiales
	(m)	(Mpa)	(Mpa)	(MPa)	(MPa)		
T. CARGA	T0+550	3.09	2.56	4.99	1.65	1.61	0.64
T. CARGA	T0+575	3.47	2.68	4.99	1.84	1.44	0.69
VENTANA 1	T0+230	3.28	2.62	4.99	1.75	1.52	0.67
T. CARGA	T3+395	5.51	4.69	8.57	2.88	1.55	0.61
T. CARGA	T3+415	5.73	5.87	11.39	3.00	1.99	0.51
VENTANA 2	T0+565	5.65	3.63	5.72	2.92	1.01	0.80
T. CARGA	T6+655	5.38	4.15	7.46	2.58	1.39	0.62
T. CARGA	T6+680	4.90	4.91	9.85	2.40	2.01	0.49
VENTANA 3	T0+415	5.11	4.06	7.46	2.46	1.46	0.61
T. CARGA	T7+975	2.91	3.25	7.27	1.44	2.50	0.44
T. CARGA	T8+000	2.85	4.07	9.60	1.44	3.37	0.35
VENTANA 4	T3+365	2.88	2.40	4.93	1.40	1.71	0.58
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	5.38	2.25	2.21	2.73	0.41	1.22
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	3.09	1.61	2.21	1.62	0.72	1.01

**Fuente y elaboración:** El autor.

**Tabla 4.10:** Factores de seguridad sin considerar sostenimiento.

FACTOR DE SEGURIDAD EN FUNCION DE HOEK-BROWN Y (TERZAGHI-SHEOREY)							
INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA	Presión v	Presión h	Resistencia v	Resistencia h	F.S en bóveda	F.S en hastiales
	(m)	(Mpa)	(Mpa)	(MPa)	(MPa)		
T. CARGA	T0+550	1.74	1.44	4.99	1.65	2.86	1.14
T. CARGA	T0+575	1.77	1.37	4.99	1.84	2.82	1.35
VENTANA 1	T0+230	1.76	1.40	4.99	1.75	2.84	1.24
T. CARGA	T3+395	1.43	1.21	8.57	2.88	6.01	2.37
T. CARGA	T3+415	1.19	1.22	11.39	3.00	9.54	2.45
VENTANA 2	T0+565	1.73	1.11	5.72	2.92	3.30	2.62
T. CARGA	T6+655	1.53	1.18	7.46	2.58	4.88	2.19
T. CARGA	T6+680	1.33	1.33	9.85	2.40	7.42	1.80
VENTANA 3	T0+415	1.53	1.21	7.46	2.46	4.88	2.02
T. CARGA	T7+975	1.48	1.66	7.27	1.44	4.92	0.87
T. CARGA	T8+000	1.31	1.87	9.60	1.44	7.32	0.77
VENTANA 4	T3+365	1.70	1.42	4.93	1.40	2.91	0.99
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	2.95	1.23	2.21	2.73	0.75	2.22
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	2.63	1.37	2.21	1.62	0.84	1.18

**Fuente y elaboración:** El autor.

## 4.2. Interpretación de resultados

### 4.2.1. Análisis geomecánico.

En la intersección de túnel de carga con ventana “1” el macizo rocoso está estable, se encuentra tres familias de discontinuidades donde el set principal 24°/213° disminuye la calidad del macizo al estar casi paralelo al avance aguas arriba y aguas abajo en el túnel de carga, desfavorable para ventana “1” al estar en contra del avance, con roca tipo IIID para los tres casos.



**Figura 4.7:** Perfil de excavación en túnel de carga, abscisa T0+534-T0+559.

**Fuente y elaboración:** El autor

En intersección de túnel de carga con ventana “2” el macizo rocoso presenta tres familias de discontinuidades y otras aleatorias donde el set principal  $65^{\circ}/110^{\circ}$  en el túnel de carga favorece al avance aguas abajo, desfavorece el avance aguas arriba al estar en contra y casi paralelo a ventana “2” con roca tipo IIIC, IIB, IIID, respectivamente.

En intersección de túnel de carga con ventana “3” el macizo rocoso presenta una familia de discontinuidad y aleatorias, donde el set principal  $49^{\circ}/124^{\circ}$  favorece a la excavación aguas abajo, desfavorece aguas arriba al estar en contra al avance y muy desfavorable en ventana “3” teniendo rocas tipo IIIC para todos los casos ya que los diferentes puntajes están en el rango.

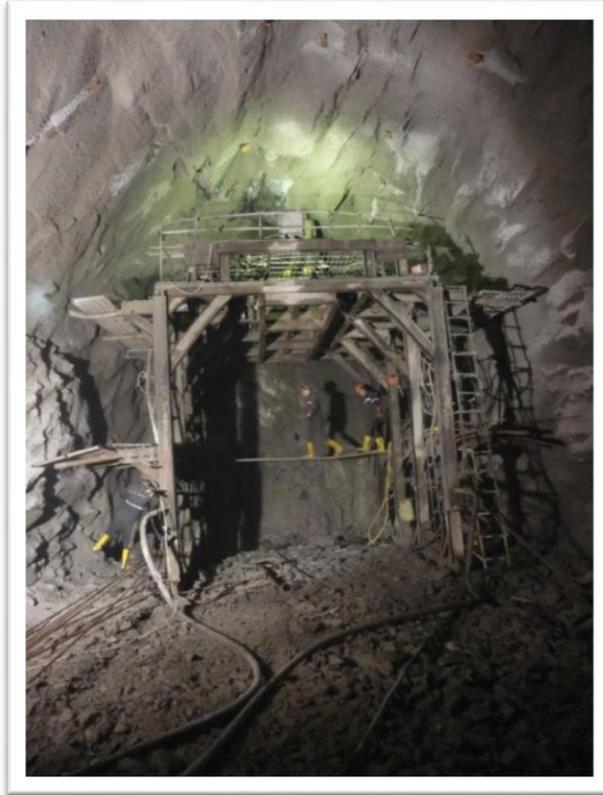


**Figura 4.8:** Perfil de excavación en túnel de carga, abscisa T6+640-T6+665.

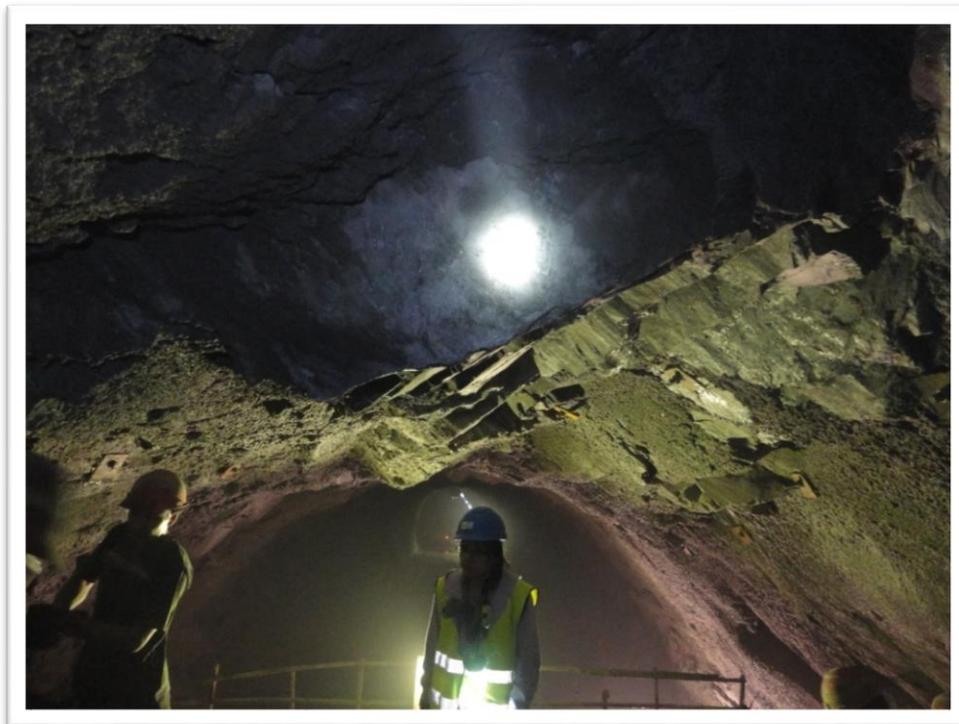
**Fuente y elaboración:** El autor

En intersección del túnel de carga con ventana “4” el macizo rocoso presenta dos familias de discontinuidades y aleatorias donde el set principal  $86^{\circ}/176^{\circ}$  en el túnel de carga favorece el avance aguas abajo, tiene en condición media aguas arriba y desfavorece el avance en ventana “4” al encontrarse casi paralelo, con macizos de tipo IIIC, IIIC y IIID respectivamente.

En el túnel sub horizontal el macizo rocoso presenta tres familias de discontinuidades donde el set principal  $43^{\circ}/299^{\circ}$  desfavorece la excavación al estar paralelo al eje de avance, el macizo rocoso se encuentra muy diaclasado con pliegues y micropliegues siguiendo las láminas de foliación del gneis, la roca es de tipo IVE.



**Figura 4.9:** Perfil de excavación en túnel subhorizontal, abscisa T1+107-T1+132.  
**Fuente y elaboración:** El autor



**Figura 4.10:** Diaclasamiento en bóveda de excavación en túnel subhorizontal, abscisa T1+107-T1+132.  
**Fuente y elaboración:** El autor

#### 4.2.2. Análisis constructivo.

Desde el punto de vista constructivo existen factores que influyen en la estabilidad de las obras, en el proyecto todas las excavaciones se han diseñado con voladuras controladas de tipo pre-corte las cuales han dado buenos resultados en el avance de los diferentes frentes del túnel de carga y sus intersecciones, a diferencia del túnel sub horizontal el cual tiene una abertura considerable, hubo muchas sobre excavaciones lo cual se puede explicar por diseño inadecuado de carga en la línea de pre-corte, macizo muy fracturado, tipo de partición, presencia de agua en flujo, etc.

La forma en herradura del túnel de carga hace que exista una buena distribución de tensiones lo cual favorece su estabilidad, al contrario en el túnel sub horizontal es de tipo abovedado y generalmente existe acumulación de tensiones en las esquinas lo cual desfavorece en cierto grado su estabilidad.



**Figura 4.11:** Diseño de carga para línea de taladros de pre corte en las excavaciones subterráneas

**Fuente y elaboración:** El autor



**Figura 4.12:** Cargas de emulsión especiales para macizo rocoso mojado, espaciadas para disminuir la presión dentro del taladro en línea de pre-corte.

**Fuente y elaboración:** El autor



**Figura 4.13:** Aspecto de bóveda del túnel de carga después de voladura controlada, se observan las medias cañas de los taladros.

**Fuente y elaboración:** El autor

### 4.2.3. Esfuerzos inducidos.

Las tensiones a lo largo de los puntos de análisis son bajas lo cual se explica por las coberturas litostáticas moderadas (Ver Tabla 4.4), al existir una presión de confinamiento diferente a la vertical en el macizo, hace que las tensiones no se comporten como un sistema hidrostático. Los métodos usados como son la teoría del solido de carga de Terzaghi, y el factor K para la presión vertical de Sheorey toman en cuenta factores geomecánicos los cuales influyen en la estimación de tensiones principales mayor y menor.



**Figura 4.14:** Imagen escala donde se observa el emboquille del túnel subhorizontal y su carga litostática.

**Fuente y elaboración:** El autor

#### **4.2.4. Esfuerzos resistentes.**

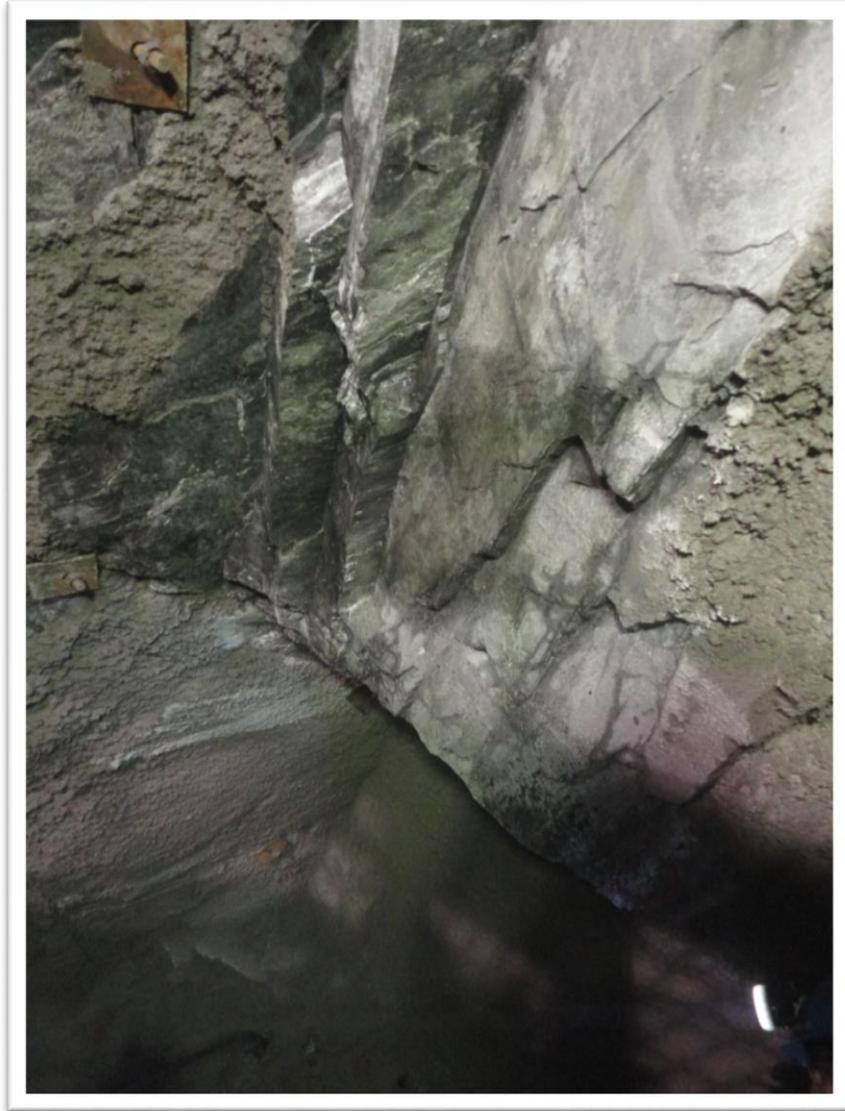
Las resistencias del macizo rocoso son altas (Ver Tabla 4.5), existen factores que apoyan estos resultados empezando por mencionar el método de cálculo Hoek – Brown general el cual únicamente puede emplearse en macizos donde existan tres o más familias de diaclasas y el método de Hoek y Brown original para macizos de alta calidad el primer método aplicado en intersección 1, 2 y Túnel sub horizontal, el segundo en intersecciones 3 y 4, macizos donde se tiene menos de tres familias de diaclasas.

Para ambos casos es determinante la resistencia uniaxial de la roca intacta y el índice GSI de calidad del macizo, en las intersecciones 2 y 3 los valores son más altos debido a que el hecho de existir pocas familias es decir menos fracturado hace que el macizo sea más resistente y el factor de calidad de voladura no sería muy necesario, mientras mejor es la roca mejor es el pre-corte en excavaciones, a diferencia en macizos con más familias la voladura puede fracturar aún más el macizo rocoso remanente y este factor si es tomado en cuenta para las intersecciones 1, 4 y túnel sub horizontal.

Con respecto a las resistencias en los hastiales se observan mucho más uniformes, donde depende de la profundidad en la que se encuentra la excavación y por supuesto la resistencia en la bóveda.

#### **4.2.5. Parámetros geomecánicos.**

Los parámetros geomecánicos calculados en los diferentes frentes de trabajo van acordes con la realidad es decir no son valores muy optimistas, ya que al ser tratados por modelos matemáticos no lineales dan un comportamiento más real del macizo rocoso, ya que en modelos geotécnicos aún se trabaja en función de cohesión y fricción el modelo está en función de parámetros de modelo lineal que es ajustado a bilineal, con respecto a los módulos de deformación fueron tratados en función de la calidad del macizo ya que el nivel de fracturamiento tiene gran influencia en su comportamiento y deformación obteniendo así módulos del macizo más realistas.



**Figura 4.15:** Macizo rocoso típico en el proyecto.

**Fuente y elaboración:** El autor

#### **4.2.6. Deformaciones en las excavaciones.**

Las deformaciones en todos los frentes no exceden los 0,002 m en la bóveda y en los hastiales de 0.001 m (túnel de carga); 0,002 m (túnel sub horizontal), lo cual está en función del comportamiento del macizo es decir elástico o plástico, para identificar el comportamiento se ha trabajado en función de resistencia de la roca, el fracturamiento del macizo y profundidad de la obra, en las cuatro intersecciones del túnel de carga ha usado un modelo de deformación elástica, ya que la roca es dura en donde existen tres familias los bloques formados entre éstas, son grandes y pueden incluirse en modelos elásticos, en el túnel sub horizontal a pesar de su intenso fracturamiento, su profundidad

no es considerable como para altas tensiones y no fue considerado como plástico. De manera general la excavación no se encuentra a altas profundidades por lo que la roca dura no puede llegar a presiones de transición confinantes por lo que no podría tener comportamientos de elásticos a plásticos.

#### **4.2.7. Factor de seguridad.**

Los factores de seguridad han sido calculados con el criterio (resistencia del macizo/Tensión inducida en la excavación), para lo cual el grado de precisión en la estimación depende de los criterios usados tanto en la resistencia como en la tensión, en resistencia únicamente fue usado el criterio de Hoek y Brown (original y general) ya que es bilineal.

En la primera tabla (Ver tabla 4.8) las tensiones inducidas estimadas por la clasificación de Barton se observa factores demasiado altos, esto se debe a las bajas tensiones que proporciona el método, el cual no incluye factores como densidad de roca, profundidad de excavación.

En la segunda tabla (Ver tabla 4.9) los factores se observan en rangos más lógicos, las tensiones inducidas son estimadas por método convencional ( $\gamma * H$ ) para la tensión vertical y Sheorey (Ko) en la tensión horizontal el cual es basado en ecuaciones de casos reales, por lo cual sus valores son más aproximados.

En la tercera tabla (Ver tabla 4.10) los factores de seguridad son más reales que en la tabla anterior (Ver tabla 4.9) ya que las tensiones inducidas, vertical se estima con el método del sólido de cargas (Terzaghi, 1946) el cual considera parámetros geomecánicos y la horizontal por el método de Sheorey, ambos consideran valores más realistas, ya que incluyen factores como densidad de roca, profundidad, dimensiones de excavación, cohesión y fricción del macizo para la altura teórica a tomarse en cuenta.



**Figura 4.16:** Intersección de túnel de carga con ventana 1, abscisa TO+559.

**Fuente y elaboración:** El autor.



**Figura 4.17:** Intersección del túnel de carga con ventana 2, abscisa T3+405.

**Fuente y elaboración:** El autor



**Figura 4.18:** Intersección del túnel de carga con ventana 3, abscisa T6+605.

**Fuente y elaboración:** El autor.



**Figura 4.19:** Intersección del túnel de carga con ventana 4, abscisa T7+985.  
**Fuente y elaboración:** El autor.



**Figura 4.20:** Perfil de excavación en ventana 4 aguas abajo, abscisa T8+010.  
**Fuente y elaboración:** El autor.



**Figura 4.21:** Perfil de excavación con sostenimiento pesado en túnel subhorizontal, se observa cerchas, malla y pernos revestidos con hormigón lanzado.

**Fuente y elaboración:** El autor.

## CONCLUSIONES

- Los valores obtenidos los cuales cuantifican la estabilidad, sí tienen coherencia con lo observado en las excavaciones ya que en las intersecciones no se tiene sostenimiento pesado, únicamente pernos y shotcrete en lugares puntuales de bloques o goteos, incluso las medias cañas de los taladros de pre-corte son notorias viéndose la buena calidad de la excavación y del macizo. En túnel subhorizontal donde se tiene bajos factores de seguridad es frecuente las sobre-excavaciones y el fuerte soporte para estabilización.
- Las deformaciones elásticas en los diferentes frentes son mínimas ya que las tensiones inducidas son bajas, no se corre riesgo de pérdidas de sección que afecten al sistema de generación.
- Las clasificaciones geomecánicas para túneles RMR<sub>89</sub> y Q son efectivas para estimar la calidad del macizo así como para asignar sostenimiento, cada cual con sus ventajas, pero no son recomendables para estimar tensiones inducidas en la excavación.
- La estimación de la tensión vertical y horizontal en las excavaciones es más aproximada por el método del sólido de cargas (Terzaghi, 1946) para la tensión principal mayor, y por el método de Sheorey para la tensión principal menor.
- La estimación de los esfuerzos resistentes vertical y horizontal así como los parámetros geomecánicos del macizo es mejor trabajarlos por el método de Hoek y Brown, ya que toma en cuenta la profundidad de la excavación la cual influye determinadamente en la cohesión y ángulo de fricción el macizo rocoso, parámetros que son ajustados a la curva bilineal de comportamiento lo cual hace que sea viable el cálculo la tensión principal mayor por el método del sólido de cargas.
- La calidad de la campaña de levantamiento de datos en campo es fundamental ya que es el punto de partida de todo el proceso, así como la información topográfica superficial y subterránea, en cortes o en planta es de suma importancia ya que es un parámetro en la mayoría de cálculos que aporta precisión a las estimaciones.

## RECOMENDACIONES

- La metodología usada en esta investigación es consecutiva, se recomienda usar el método actualizado  $RMR_{14}$  que presenta un factor tensional de corrección que toma en cuenta la forma de la excavación, proporcionando así más precisión a la clasificación desde un inicio.
- En el momento de asignar puntajes a cada parámetro de la clasificación se recomienda hacerlo directamente de las curvas propuestas por el autor Bieniawsky, y no de promedios por tablas presentados en rangos.
- Ya que las zonas de intersección de túneles son críticas por el área expuesta a tensión vertical, generalmente se realizan pilares triangulares a los cuales también se les debe evaluar la estabilidad, a través de un factor de seguridad. En caso de seguir la metodología de esta investigación se debe usar la resistencia global del macizo, la cual es mayor a la local usada en el factor de seguridad del túnel, se debe recordar que la metodología matemática para el factor de seguridad de pilares es diferente a la de túneles.
- En intersecciones de túneles, con pilares centrales se recomienda zonificar a detalle el RMR, por cada cambio de dirección en avance de excavación de túneles alrededor del pilar, a fin de una mejor estimación del soporte y estabilidad del macizo.
- A pesar que el método de Sheorey para el cálculo de la tensión principal menor es una mejor aproximación, ya que se aleja de un modelo hidrostático de presiones, se recomienda usar un modelo para  $K_0$  que tome en cuenta el tectonismo como el método SRF, stress relief factor (Gonzalez de Vallejo et al., 1988), ya que influye de manera determinante en macizos donde existe plegamiento.
- En el diseño de voladuras controladas en macizos fracturados seleccionar el C.E de explosivo en función de la calidad del macizo por el método de Ashby y asegurarse que la presión de detonación dentro del taladro sea menor que la

resistencia a la compresión de la roca intacta en la línea de los taladros pre-corte de manera que se eviten inestabilidades desde las voladura.

- Para tener un rango más claro al momento de determinar el comportamiento del macizo, como lo es el tipo de deformación se recomienda usar el ICE, índice de comportamiento de la excavación, incluso para el análisis numérico.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ambiente, Desarrollo y Planificación (Adeplan cia. Ltda). (2011). Informe de estudio de Impacto ambiental del Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW, Zamora, Ecuador. Celec-Ep, Gensur.
- Hydrochina Corporation, sucursal Ecuador. (2012). Informe de Geología, Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW, Zamora, Ecuador. Celec-Ep, Gensur.
- Hydrochina Corporation, sucursal Ecuador. (2014). Informe de Geología, Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW, Zamora, Ecuador. Celec-Ep, Gensur.
- Hydrochina Corporation. (2013). Perfil geológico del túnel de carga, GEO-DRAWING13. DWG. Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW, Zamora, Ecuador. Celec-Ep, Gensur.
- Hydrochina Corporation. (2013). Túnel de carga - planta general, D-401B-LT-201. Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua 180 MW. Zamora, Ecuador. Celec-Ep, Gensur.
- Paladines, A., Soto, J. (2010). Geología y Yacimientos Minerales del Ecuador. UTPL, Loja.
- Litherland, M., Aspden, J. A. & Jemielita, R. A. (1994). The Metamorphic Belts of Ecuador. British Geological Survey.
- Alonso, E. (2002). "Apuntes de la asignatura de Túneles. Teoría 1ª Parte.: Tensiones en torno a excavaciones". UPC, E.T.S.E.C.C.P.B. Edición 2002.
- Bieniawski, Z. T. (1973). "Engineering Classification of Jointed Rock Masses", Transactions of the South African Institution of Civil Engineering, Vol. 15, No 12, p. 335-344.
- Bieniawski, Z. T. (1984). Rock Mechanics Design in Mining and Tunelling, A.A. Bakelma, Rotterdam, p. 97-133.
- Bieniawski, Z. T. (1989). "Engineering Rock Mass Classification", A Wiley-Interscience, USA.
- Terzaghi, K. (1946). Rock defects and load son tunnel supports. Rock tunneling with steel support Proctor and With.

- Perri, G. (1999). Características de resistencia de los macizos rocosos y uso del GSI para evaluar las cargas sobre el soporte de túneles poco profundos excavados en rocas.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). "Hoek – Brown. Failure Criterion 2002 Edition". Proceedings of the North American Rock Mechanics Society Meeting.
- Hoek, E., and E.T. Brown. (1980) "Empirical Strength Criterion for Rock Masses", J. Geotech. Eng. 106 (GT9). p. 1030-1035.
- Hoek, E. (2000). "Practical Rock Engineering". 2000 Edition.
- Hoek. E., Brown, E.T. "Underground Excavation in Rock". [www.24-7literatureexpert.com/Hoek-E-Brown-E-T-Undreground-E-0419160302.html](http://www.24-7literatureexpert.com/Hoek-E-Brown-E-T-Undreground-E-0419160302.html)
- Luis I. González de Vallejo., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Madrid, España.
- Gavilanes, H., Andrade, B. (2004). Introducción a la Ingeniería de Túneles, Caracterización, clasificación y análisis de macizos rocosos: Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador (AIME).
- Barton, N. (1988). "Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement Selection Using the Q-System", Rock Classification Systems for Engineering Purposes, ASTM STP 984, Louis Kirkaldie, Ed., American Society for Testing and Material, Philadelphia. p. 59-88.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. (1974). "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6, No.4. p. 189-236.
- Lowson, A., Bieniawski, Z.T. (2013). "Critical assessment of RMR based tunnel design practices: A practical engineers approach (con A. Lowson). Proc. RETC. 2013 Washington, DC. P. 180-198.
- Celada, B., Tardáguila, V., Rodríguez, A., Varona, P., Bieniawki, Z. T. (2014). Actualización y mejora del RMR. Ingeopres, nº 234.
- Hudson, J., Harrison, J. (1997). Engineers of Rock Mechanics. Pergamons.
- Jaeger, Cook, Zimmerman. (2007). Fundamentals of Rock Mechanics. Blackwell Publishing.

Consultoría – Diseños de Ingeniería – Laboratorio (Codicer). (2013). Informe de Laboratorio, Cod-13-Info-056-Rochidro, Estudio propiedades mecánicas de la roca.

Yautibug, G. (2009). Geología y Metalogénia del Área Minera Sultana, Provincia de Zamora Chinchipe. (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional.

Alquinga, D., Asimbaya, D. (2013). “Análisis del comportamiento geomecánico del macizo rocoso para la estimación del sistema de soporte en la excavación del tramo inferior de las tuberías de presión del proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair”. (Tesis de Pregrado). Universidad Central Del Ecuador.

## **ANEXOS**

**ANEXOS 1:**

*1.1 MAPA CON FOTOGRAFÍA AÉREA DE LA ZONA DE EMPLAZAMIENTO  
DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO DELSITANISAGUA 180MW.*

# 1.1 MAPA CON FOTOGRAFÍA AÉREA DE LA ZONA DE EMPLAZAMIENTO DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO DELSITANISAGUA 180MW.

Fotografía Aérea de la Zona de Emplazamiento del Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua y Área de Influencia mas próxima



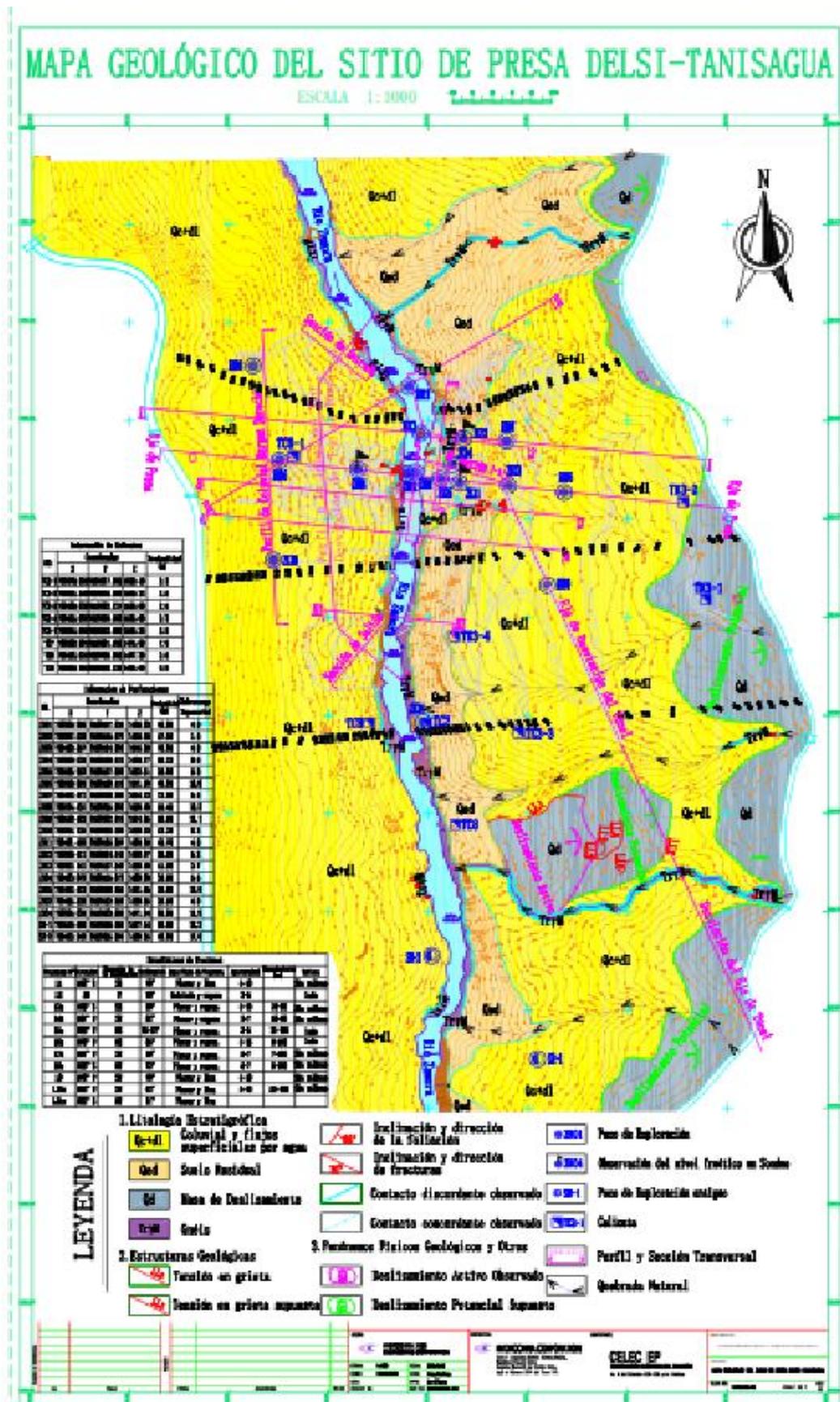
LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAFICO Y RESTITUCION CARTOGRAFICA DEL AREA DE EMPLAZAMIENTO DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO DELSITANISAGUA Y DEL AREA DE INFLUENCIA MAS PRÓXIMA	
Escala: 1:15000	Tema: No
Zona de Emplazamiento y Área de influencia mas próxima	Consultor: Ing. David Verdugo
<small>INSTITUTO VECINAL DEL CANTÓN DELSITANISAGUA</small> <small>100729-SASSA/00-04-18/21</small>	
SISTEMA DE COORDENADAS PROYECTADAS WGS 1984 UTM ZONA 17E	
Contiene: Imagen Aérea y Ubicación	Noviembre / 2014
	Hija Única

**ANEXOS 2:**

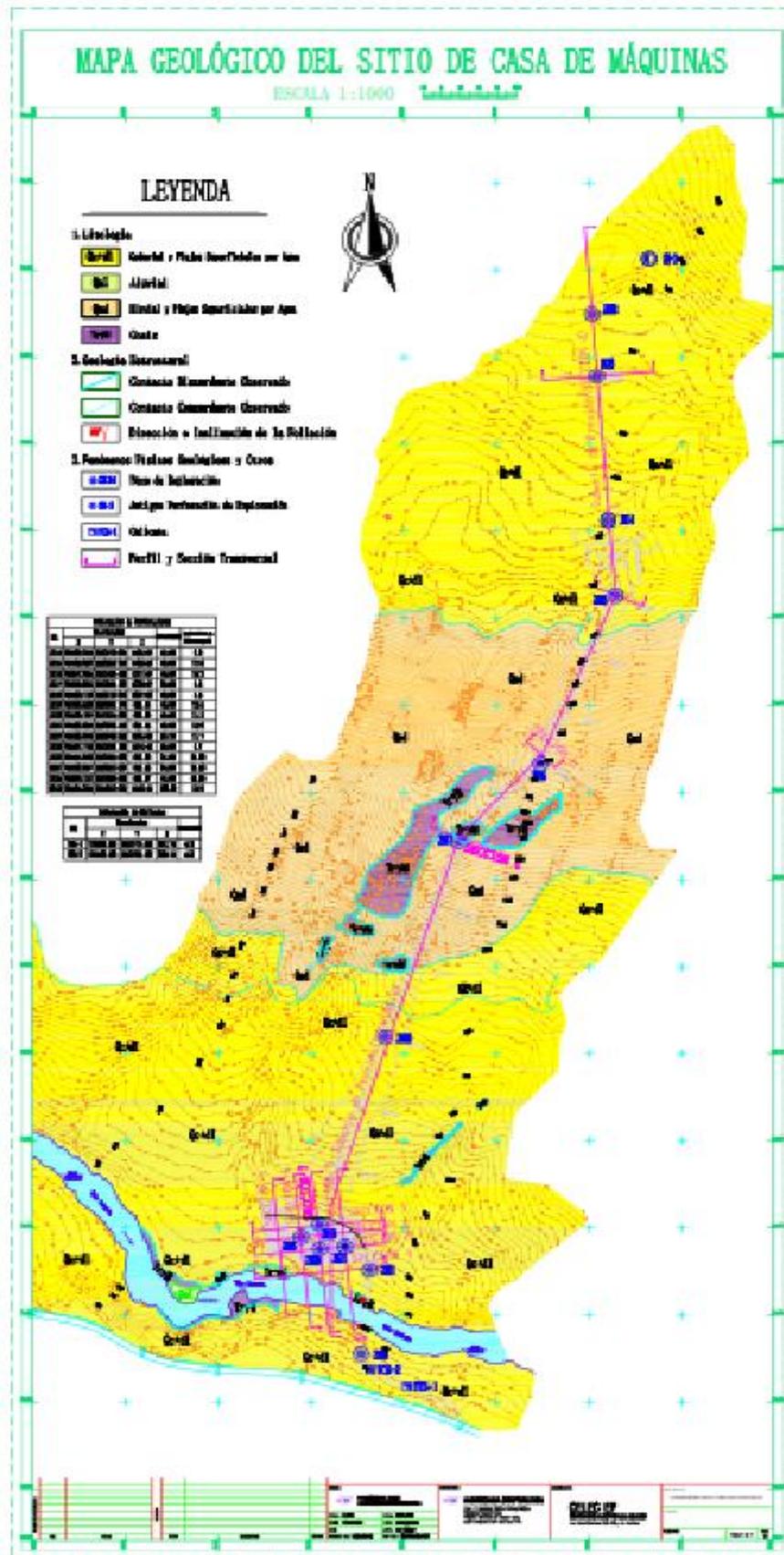
*2.1 MAPA GEOLÓGICO DE LA ZONA DE EMPLAZAMIENTO DE LA PRESA.*

*2.2 MAPA GEOLÓGICO DE LA ZONA DE EMPLAZAMIENTO DE CASA DE MÁQUINAS.*

2.1 MAPA GEOLÓGICO DE LA ZONA DE EMPLAZAMIENTO DE LA PRESA.



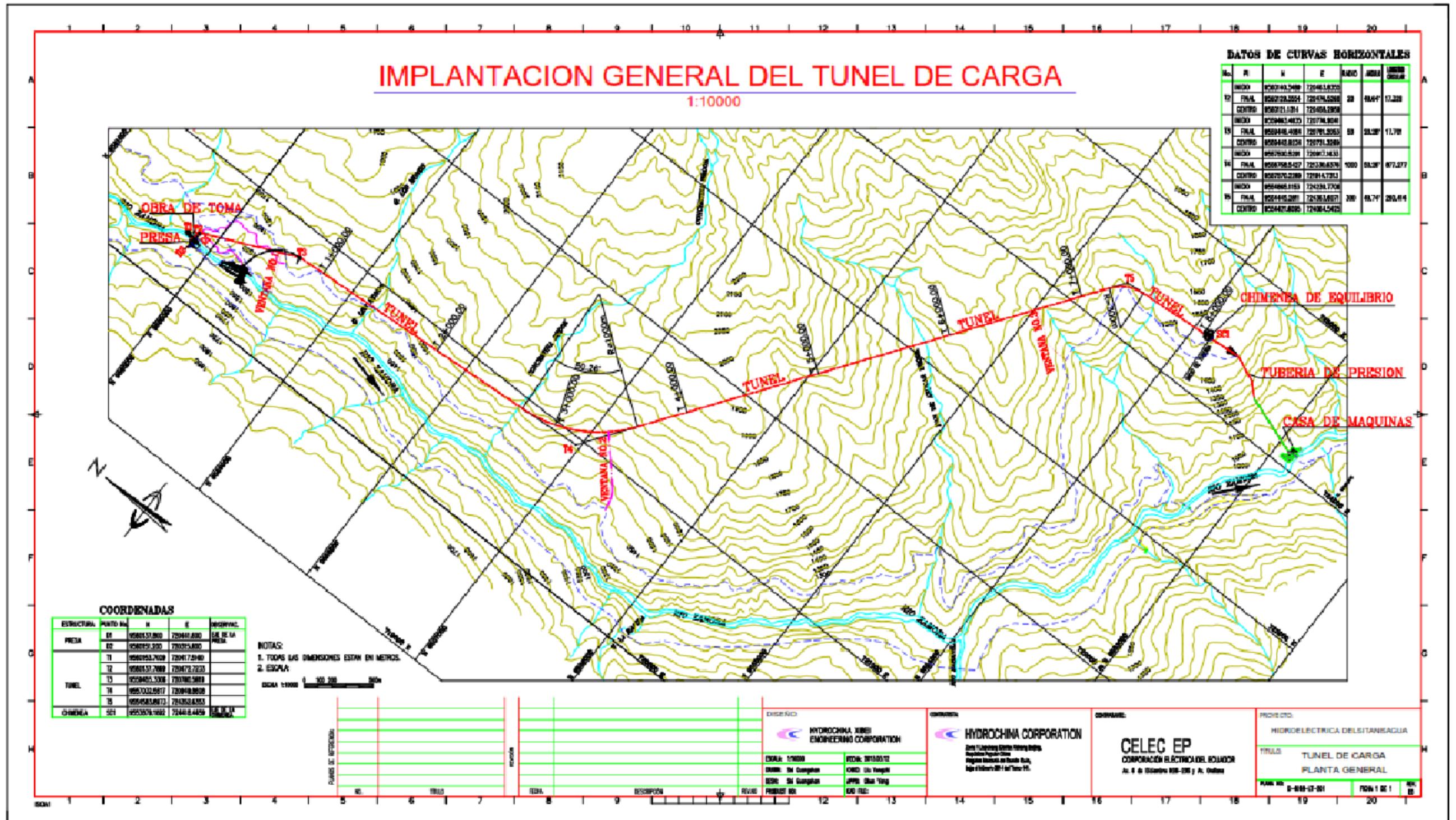
## 2.2 MAPA GEOLÓGICO DE LA ZONA DE EMPLAZAMIENTO DE CASA DE MÁQUINAS.



**ANEXOS 3:**

**3.1 *IMPLANTACIÓN DEL TÚNEL DE CARGA.***

3.1 IMPLANTACIÓN DEL TÚNEL DE CARGA.



**ANEXOS 4:**

**4.1 SECCIÓN A LO LARGO DEL TÚNEL DE CARGA.**



**ANEXOS 5:**

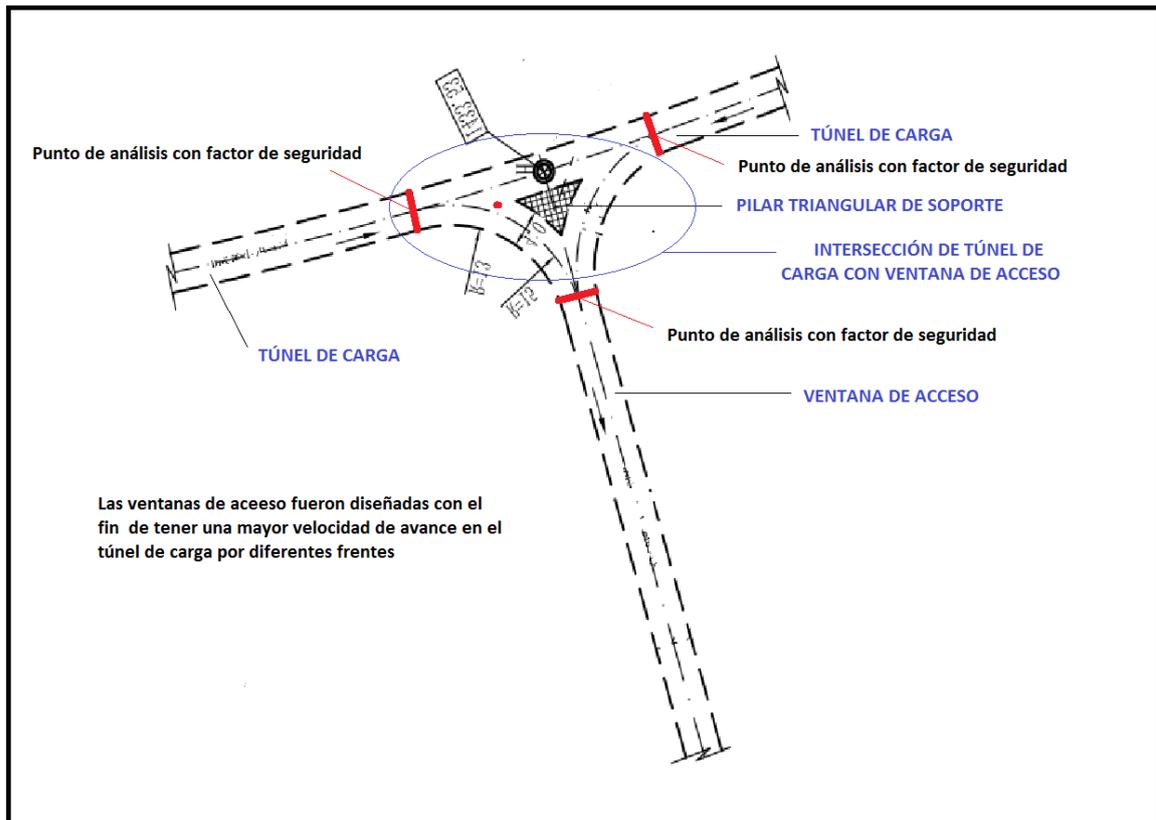
**5.1 SECCIÓN A LO LARGO DE CHIMENEA Y TÚNEL SUBHORIZONTAL.**



**ANEXOS 6:**

**6.1 ESQUEMA MODELO DE INTERSECCIÓN DE TÚNEL DE CARGA CON VENTANA DE ACCESO.**

6.1 ESQUEMA MODELO DE INTERSECCIÓN DE TÚNEL DE CARGA CON VENTANA DE ACCESO.



**ANEXOS 7:**

*7.1 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO, REALIZADOS A CILINDROS DE ROCA RECOLECTADOS EN SONDEOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE LA ROCA.*

7.1 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO, REALIZADOS A CILINDROS DE ROCA RECOLECTADOS EN SONDEOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE LA ROCA.



中国水电顾问集团厄瓜多尔分公司

HYDROCHINA CORPORATION SUCURSAL ECUADOR

(Av. República de El Salvador y Barón, Edificio COSWOS Piso, N° 8 Quito, Ecuador) ☎ +593  
0987971826, 0983601986

OFICIO N° HYDROCHINA- DTE-13-10-13

Zamora, 18 de Octubre de 2013

Señor Ingeniero  
Henrique Pérez  
**JEFE DE FISCALIZACIÓN DEL PROYECTO HIDROELECTRICO DELSITANISAGUA**  
Zamora.-

De mis consideraciones:

**ASUNTO: Entrega del plano del levantamiento geológico del túnel de carga.**

Ahora se hace entrega del plano del levantamiento geológico del tramo entre las abscisas T3+200 y T3+300m después de la expansión de excavación del túnel de carga, para su revisión y aprobación. El número del plano es:  
D-201D-LT-033-00 (T3+200-T3+300).

**ANEXO:**

- 1 CD
- 1 plano
- 1 formulario de la clasificación del tipo de roca circundante
- 1 reporte de ensayos

Agradecemos de antemano su gentil atención al presente.

Atentamente,

AREA FISCALIZACIÓN  
RECIBIDO 18 OCT 2013  
Hora: 17:30

Ing. Gao Xiang.  
**GERENTE DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO DELSITANISAGUA HYDROCHINA CORPORATION**

C.c. Ing. Roger Carchipulla Apolo

ADMINISTRADOR DEL CONTRATO PROYECTO HIDROELECTRICO DELSITANISAGUA CELEC EP GENBUR

**PROYECTO:** Proyecto Hidroeléctrico Delsitanisagua  
**ESTUDIO:** Compresión Simple en Núcleos de Roca  
**UBICACIÓN:** Tunel de Carga - Abs. 3+605  
**SOLICITA:** HYDROCHINA

**FECHA:** may-2013  
**ENSAYADO:** Jorge Espejo  
**CALCULADO:** Pablo Torres  
**INFORME:** E6-HYDRO

### 1. DATOS DE LA PROBETA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	D				H				H/D
				Diámetro (cm)				Altura (cm)				Relación
				d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>3</sub>	D	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	H	
6.1	17-05-2013	22-05-2013	Tunel de Carga - Abs. 3+605	5.59	5.61	5.62	5.63	11.16	11.15	11.15	11.15	2.0

### 2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	A	V	W	$\beta$	Da
				Área (cm <sup>2</sup> )	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (gr)	Ángulo de Foliación (°)	Densidad Aparente (gr/cm <sup>3</sup> )
6.1	17-05-2013	22-05-2013	Tunel de Carga - Abs. 3+605	24.69	275.53	728.10	0	2.64

### 3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	Vc	L	$\sigma_{com}$	
				Velocidad de Ensayo (Kgf/s)	Carga (Kgf)	Resistencia a la Compresión	
						Kg/cm <sup>2</sup>	MPa
6.1	17-05-2013	22-05-2013	Tunel de Carga - Abs. 3+605	90	12960	565.07	55.41
Resistencia a la Compresión Promedio:						565.07 Kg/cm <sup>2</sup>	55.41 MPa

### 4. REGISTRO FOTOGRÁFICO

			
---	--	--	--

PROBETA 6.1

PROYECTO: Proyecto Hidroeléctrico Delataniagua  
ESTUDIO: Compresión Simple en Núcleos de Roca  
UBICACIÓN: Tunel de Desvío - Abs. 0+200  
SOLICITA: HYDROCHINA

FECHA: may-2013  
ENSAYADO: Jorge Espejo  
CALCULADO: Pablo Torres  
INFORME: E20-HYDRO

### 1. DATOS DE LA PROBETA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	D				H				H/D
				Diámetro (cm)				Altura (cm)				Relación
				d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>3</sub>	D	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	H	
1	01-08-2013	02-08-2013	Tunel de Desvío - Abs. 0+200	5.75	5.74	5.74	5.74	11.47	11.46	11.47	11.47	2.0
2	01-08-2013	02-08-2013	Tunel de Desvío - Abs. 0+200	5.75	5.75	5.70	5.75	9.54	9.55	9.54	9.54	1.7

### 2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	A	V	W	β	Da
				Área (cm <sup>2</sup> )	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (gr)	Ángulo de Falladura (°)	Densidad Aparente (gr/cm <sup>3</sup> )
1	01-08-2013	02-08-2013	Tunel de Desvío - Abs. 0+200	25.81	287.07	785.80	90	2.65
2	01-08-2013	02-08-2013	Tunel de Desvío - Abs. 0+200	26.00	248.10	649.90	90	2.62

### 3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	Ve	L	σ <sub>lim</sub>	
				Velocidad de Ensayo (Kg/s)	Carga (Kg)	Resistencia a la Compresión	
						Kg/cm <sup>2</sup>	MPa
1	01-08-2013	02-08-2013	Tunel de Desvío - Abs. 0+200	50	12587	485.75	47.62
2	01-08-2013	02-08-2013	Tunel de Desvío - Abs. 0+200	50	17720	605.10	59.23
Resistencia a la Compresión Promedio:						575.47 Kg/cm <sup>2</sup>	56.43 Kg/cm <sup>2</sup>

### 4. REGISTRO FOTOGRÁFICO



**PROYECTO:** Proyecto Hidroeléctrico Deslitanisagua  
**ESTUDIO:** Compresión Simple en Núcleos de Roca  
**UBICACIÓN:** Ventana # 1 - Abs. 0+170  
**SOLICITA:** HYDROCHINA

**FECHA:** may-2013  
**ENSAYADO:** Jorge Espejo  
**CALCULADO:** Pablo Torres  
**INFORME:** E19-HYDRO

### 1. DATOS DE LA PROBETA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	D				H				H/D
				Diámetro (cm)				Altura (cm)				
				d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>3</sub>	D	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	H	Relación
1	01-08-2013	02-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	5.78	5.75	5.77	5.77	12.12	12.13	12.15	12.13	2.1
2	09-08-2013	13-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	5.75	5.69	5.74	5.73	11.80	11.88	11.85	11.86	2.1
3	09-08-2013	13-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	5.68	5.69	5.72	5.70	10.04	9.99	10.02	10.02	1.8

### 2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	A	V	W	$\beta$	Da
				Área (cm <sup>2</sup> )	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (gr)	Ángulo de Foliación (°)	Densidad Aparente (gr/cm <sup>3</sup> )
1	01-08-2013	02-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	26.12	316.55	862.20	15	2.72
2	09-08-2013	13-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	25.76	305.48	827.40	15	2.71
3	09-08-2013	13-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	25.40	255.90	674.50	15	2.64

### 3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	Vc	L	$\sigma_{com}$	
				Velocidad de Ensayo (Kg/s)	Carga (Kg)	Resistencia a la Compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	MPa
1	01-08-2013	02-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	130	29690	1138.76	111.47
2	09-08-2013	13-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	50	30220	1173.28	115.05
3	09-08-2013	13-08-2013	Ventana # 1 - Abs. 0+170	50	20870	805.54	78.99
Resistencia a la Compresión Promedio:						1038.53 Kg/cm <sup>2</sup>	101.84 MPa

### 4. REGISTRO FOTOGRÁFICO



PROYECTO: Proyecto Hidroeléctrico Delitaniabagua  
ESTUDIO: Compresión Simple en Núcleos de Roca  
UBICACIÓN: 243/2K22(58.52m - 58.82m)  
SOLICITA: HYDROCHINA

FECHA: may-2013  
ENSAYADO: Jorge Espejo  
CALCULADO: Pablo Torres  
INFORME: E15-HYDRO

### 1. DATOS DE LA PROBETA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	D				H				H/D Relación
				Diámetro (cm)				Altura (cm)				
				d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>3</sub>	D	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	H	
1	01-08-2013	02-08-2013	243/2K22(58.52m - 58.82m)	5.40	5.40	5.40	5.40	11.16	11.17	11.17	11.17	2.1
2	01-08-2013	02-08-2013	243/2K22(58.52m - 58.82m)	5.40	5.40	5.40	5.40	11.27	11.27	11.27	11.27	2.1

### 2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	A	V	W	B	Da
				Área (cm <sup>2</sup> )	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (gr)	Ángulo de Foliación (°)	Densidad Aparente (gr/cm <sup>3</sup> )
1	01-08-2013	02-08-2013	243/2K22(58.52m - 58.82m)	22.90	255.59	766.00	40	3.00
2	01-08-2013	02-08-2013	243/2K22(58.52m - 58.82m)	22.90	258.11	773.20		3.00

### 3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	Ve	L	$\sigma_{lim}$	
				Velocidad de Ensayo (Kgf/s)	Carga (Kgff)	Resistencia a la Compresión	
						Kg/cm <sup>2</sup>	MPa
1	01-08-2013	02-08-2013	243/2K22(58.52m - 58.82m)	130	27900	1654.86	162.28
2	01-08-2013	02-08-2013	243/2K22(58.52m - 58.82m)	130	28900	1261.89	123.74

Resistencia a la Compresión Promedio:

1458.37 Kg/cm<sup>2</sup>    143.01 MPa

### 4. REGISTRO FOTOGRÁFICO



PROBETA 1

PROBETA 2

PROYECTO: Proyecto Hidroeléctrico Delutanasagua  
ESTUDIO: Compresión Simple en Núcleos de Roca  
UBICACIÓN: 189/2K3(69.10m - 69.60m)  
SOLICITA: HYDROCHINA

FECHA: may-2013  
ENSAYADO: Jorge Espejo  
CALCULADO: Pablo Torres  
INFORME: E17-HYDRO

### 1. DATOS DE LA PROBETA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	D				H				H/D Relación
				Diámetro (cm)				Altura (cm)				
				d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>3</sub>	D	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	H	
1	01-08-2013	02-08-2013	189/2K3(69.10m - 69.60m)	5.40	5.40	5.40	5.40	10.91	10.91	10.92	10.91	2.0
2	01-08-2013	02-08-2013	189/2K3(69.10m - 69.60m)	5.40	5.40	5.40	5.40	11.22	11.22	11.21	11.22	2.1

### 2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	A	V	W	$\beta$	Da
				Área (cm <sup>2</sup> )	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (gr)	Ángulo de Foliación (°)	Densidad Aparente (gr/cm <sup>3</sup> )
1	01-08-2013	02-08-2013	189/2K3(69.10m - 69.60m)	22.90	249.86	682.80	110	2.73
2	01-08-2013	02-08-2013	189/2K3(69.10m - 69.60m)	22.90	256.96	701.10	110	2.73

### 3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ROCA

Probeta	Fecha de Elaboración	Fecha de Ensayo	Elemento	Ve	L	$\sigma_{comp}$	
				Velocidad de Ensayo (Kg/s)	Carga (Kgfl)	Resistencia a la Compresión	
						Kg/cm <sup>2</sup>	MPa
1	01-08-2013	02-08-2013	189/2K3(69.10m - 69.60m)	130	20560	1159.71	113.72
2	01-08-2013	02-08-2013	189/2K3(69.10m - 69.60m)	130	29050	1294.62	126.95
Resistencia a la Compresión Promedio:						1227.17 Kg/cm <sup>2</sup>	120.34 MPa

### 4. REGISTRO FOTOGRÁFICO



**CODICER**  
CONSTRUCIONES S.A.



**FOTO**

PROYECTO HIDROELECTRICO DELSITANI SAGUA

**1**

DESCRIPCIÓN: Extracción de núcleos in situ Túnel de Carga Abs. 3+400

**CODICER**  
CONSTRUCIONES S.A.



**FOTO**

PROYECTO HIDROELECTRICO DELSITANI SAGUA

**2**

DESCRIPCIÓN: Extracción de núcleos in situ Ventana # 2 Abs. 0+300

**ANEXOS 8:**

**8.1 LEVANTAMIENTO GEOMECÁNICO EN LAS INTERSECCIONES DEL TÚNEL DE CARGA CON VENTANAS DE ACCESO Y TÚNEL SUBHORIZONTAL.**

**8.2. CLASIFICACIÓN GEOMECANICA EN LAS DIFERENTES INTERSECCIONES.**











## 8.2. CLASIFICACIÓN GEOMECANICA EN LAS DIFERENTES INTERSECCIONES.

### INTERSECCIÓN 1

T. CARGA	T0+534	T0+559									
DIR. TÚNEL	338	PUNTAJE	-5								
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	24	DIP DIRECTION	213					
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO	
7	13	9.5	2	5	0.17	2	6	8	52.67	47.67	
T. CARGA	T0+559	T0+584									
DIR. TÚNEL	158	PUNTAJE	-5								
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	24	DIP DIRECTION	213					
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO	
7	13	9.5	2	5	0.17	2	6	8	52.67	47.67	
VENTANA 1	T0+216	T0+241									
DIR. TÚNEL	65	PUNTAJE	-10								
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	24	DIP DIRECTION	213					
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO	
7	13	9.5	2	5	0.17	2	6	8	52.67	42.67	

INTERSECCIÓN 2

T. CARGA	T3+380	T3+405								
DIR. TÚNEL	320	PUNTAJE	-5							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	65	DIP DIRECTION	110				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	17	12.5	2	4	0	2	6	11.5	62	57
T. CARGA	T3+405	T3+430								
DIR. TÚNEL	140	PUNTAJE	0							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	65	DIP DIRECTION	110				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	17	12.5	2	4	0	2	6	11.5	62	62
VENTANA 2	T0+550	T0+575								
DIR. TÚNEL	48	PUNTAJE	-12							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	65	DIP DIRECTION	110				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	17	12.5	2	4	0	2	6	11.5	62	50

INTERSECCIÓN 3.

T. CARGA	T6+640	T6+665								
DIR. TÚNEL	308	PUNTAJE	-5							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	49	DIP DIRECTION	124				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	15	14.2	3	4.7	0	2	6	7.3	59.2	54.2
T. CARGA	T6+665	T6+690								
DIR. TÚNEL	128	PUNTAJE	0							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	49	DIP DIRECTION	124				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	15	14.2	3	4.7	0	2	6	7.3	59.2	59.2
VENTANA 3	T0+398	T0+423								
DIR. TÚNEL	35	PUNTAJE	-5							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	49	DIP DIRECTION	124				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	15	14.2	3	4.7	0	2	6	7.3	59.2	54.2

INTERSECCIÓN 4.

T. CARGA	T7+960	T7+985								
DIR. TÚNEL	0	PUNTAJE	-5							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	86	DIP DIRECTION	176				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	17	10.75	2.5	4.5	2	2	6	7	58.75	53.75
T. CARGA	T7+985	T8+010								
DIR. TÚNEL	180	PUNTAJE	0							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	86	DIP DIRECTION	176				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	17	10.75	2.5	4.5	2	2	6	7	58.75	58.75
VENTANA 4	T0+352	T0+377								
DIR. TÚNEL	299	PUNTAJE	-12							
PRINCIPAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	86	DIP DIRECTION	176				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	17	10.75	2.5	4.5	2	2	6	7	58.75	46.75

TÚNEL SUBHORIZONTAL.

T. SUBHORIZONTAL	P1+007	P1+032								
DIR. TÚNEL	20	PUNTAJE	-5							
PRINCIOAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	43	DIP DIRECTION	299				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	17	0	2.5	3	0	2	1	7	39.5	34.5
T. SUBHORIZONTAL	P1+107	P1+132								
DIR. TÚNEL	20	PUNTAJE	-5							
PRINCIOAL FAMILIA DE JUNTAS			DIP	43	DIP DIRECTION	299				
RCS	RQD	ESPACIAMIENTO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACIÓN	AGUA FREÁT.	RMR	RMR CORREGIDO
7	17	0	2.5	3	0	2	1	7	39.5	34.5

**ANEXOS 9:**

**9.1 TABLAS DE PRESIÓN – RESISTENCIA, FACTOR DE SEGURIDAD EN LAS INTERSECCIONES DEL TÚNEL DE CARGA CON VENTANAS DE ACCESO Y TÚNEL SUBHORIZONTAL.**

9.1 TABLAS DE PRESIÓN – RESISTENCIA, FACTOR DE SEGURIDAD EN LAS INTERSECCIONES DEL TÚNEL DE CARGA CON VENTANAS DE ACCESO Y TÚNEL SUBHORIZONTAL.

INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA	Cohesión	Ang.Fricción	Ancho Excav.	Alto Excav.	Ancho solido de carga "b"	GSI	mi	Coef. Proporcionalidad	Peso esp.	Alt. Sólido Hp	Presión v	Factor K	Presión h
	(m)	(Mpa)	radianes	(m)	(m)	(m)								
T. CARGA	T0+550	1.047	1.034	5.1	5.1	8.0	47.67	28	0.182	0.0269	64.79	1.74	0.83	1.44
T. CARGA	T0+575	1.119	1.022	5.1	5.1	8.0	47.67	28	0.182	0.0269	65.75	1.77	0.77	1.37
VENTANA 1	T0+230	1.083	1.028	5.1	5.1	8.0	47.67	28	0.182	0.0269	65.30	1.76	0.80	1.40
T. CARGA	T3+395	1.782	1.009	5.1	5.1	8.1	57	28	0.151	0.0269	53.03	1.43	0.85	1.21
T. CARGA	T3+415	2.048	1.024	5.1	5.1	8.0	62	28	0.138	0.0269	44.36	1.19	1.03	1.22
VENTANA 2	T0+565	1.564	0.978	5.1	5.1	8.3	50	28	0.173	0.0269	64.44	1.73	0.64	1.11
T. CARGA	T6+655	1.601	1.011	5.1	5.1	8.1	54.2	28	0.159	0.0269	56.83	1.53	0.77	1.18
T. CARGA	T6+680	1.712	1.038	5.1	5.1	7.9	59.2	28	0.145	0.0269	49.35	1.33	1.00	1.33
VENTANA 3	T0+415	1.555	1.017	5.1	5.1	8.1	54.2	28	0.159	0.0269	56.80	1.53	0.79	1.21
T. CARGA	T7+975	1.142	1.074	5.1	5.1	7.7	53.75	28	0.160	0.0269	55.02	1.48	1.12	1.66
T. CARGA	T8+000	1.308	1.090	5.1	5.1	7.6	58.75	28	0.146	0.0269	48.78	1.31	1.43	1.87
VENTANA 4	T3+365	0.959	1.052	5.1	5.1	7.9	46.75	28	0.186	0.0269	63.04	1.70	0.84	1.42
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	1.139	0.910	5	7	9.9	34.5	28	0.255	0.0269	109.70	2.95	0.42	1.23
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	0.796	0.975	5	7	9.4	34.5	28	0.255	0.0269	97.87	2.63	0.52	1.37

INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA (m)	RCS Mpa	GSI	mi	D	mb	s	a	Peso esp. (MN/m3)	Prof. Túnel (m)	Resistencia v (MPa)	Resistencia v Global (MPa)	Resistencia h (MPa)	Mod. Deform. (MPa)	Cohesion (MPa)	Fricción e
T. CARGA	T0+575	95	47.67	28	0	4.3200887	0.002984	0.506746	0.0269	129	4.99	26.06	1.84	8523.4	1.12	58.55
VENTANA 1	T0+230	95	47.67	28	0	4.3200887	0.002984	0.506746	0.0269	122	4.99	26.06	1.75	8523.4	1.08	58.90
T. CARGA	T3+395	95	57	28	0	6.0284518	0.008415	0.503523	0.0269	205	8.57	31.42	2.88	14583.5	1.78	57.81
T. CARGA	T3+415	95	62	28	0	7.207064	0.014666	0.502464	0.0269	213	11.39	34.77	3.00	19447.4	2.05	58.65
VENTANA 2	T0+565	95	50	28	0	4.694963	0.003866	0.505745	0.0269	210	5.72	27.31	2.92	9746.8	1.56	56.01
T. CARGA	T6+655	95	54.2	28	0	5.4547687	0.006165	0.5	0.0269	200	7.46	30.05	2.58	12412.6	1.60	57.94
T. CARGA	T6+680	95	59.2	28	0	6.5212212	0.010745	0.5	0.0269	182	9.85	33.09	2.40	16552.4	1.71	59.50
VENTANA 3	T0+415	95	54.2	28	0	5.4547687	0.006165	0.5	0.0269	190	7.46	30.05	2.46	12412.6	1.56	58.26
T. CARGA	T7+975	95	53.75	28	0	5.3678035	0.005864	0.5	0.0269	108	7.27	29.79	1.44	12095.2	1.14	61.52
T. CARGA	T8+000	95	58.75	28	0	6.4172535	0.010221	0.5	0.0269	106	9.60	32.80	1.44	16129.2	1.31	62.46
VENTANA 4	T3+365	95	46.75	28	0	4.1804496	0.002694	0.5	0.0269	107	4.93	26.13	1.40	8083.7	0.96	60.28
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	95	34.5	28	0	2.6991011	0.000691	0.516531	0.0269	200	2.21	19.72	2.73	3993.6	1.14	52.15
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	95	34.5	28	0	2.6991011	0.000691	0.516531	0.0269	115	2.21	19.72	1.62	3993.6	0.80	55.89

FACTOR DE SEGURIDAD EN FUNCION DE HOEK-BROWN Y (TERZAGHI-SHEOREY)							
INTERSECCIÓN	ABSCISA MEDIA (m)	Presión v (Mpa)	Presión h (Mpa)	Resistencia v (MPa)	Resistencia h (MPa)	F.S en bóveda	F.S en hastiales
T. CARGA	T0+575	1.77	1.37	4.99	1.84	2.82	1.35
VENTANA 1	T0+230	1.76	1.40	4.99	1.75	2.84	1.24
T. CARGA	T3+395	1.43	1.21	8.57	2.88	6.01	2.37
T. CARGA	T3+415	1.19	1.22	11.39	3.00	9.54	2.45
VENTANA 2	T0+565	1.73	1.11	5.72	2.92	3.30	2.62
T. CARGA	T6+655	1.53	1.18	7.46	2.58	4.88	2.19
T. CARGA	T6+680	1.33	1.33	9.85	2.40	7.42	1.80
VENTANA 3	T0+415	1.53	1.21	7.46	2.46	4.88	2.02
T. CARGA	T7+975	1.48	1.66	7.27	1.44	4.92	0.87
T. CARGA	T8+000	1.31	1.87	9.60	1.44	7.32	0.77
VENTANA 4	T3+365	1.70	1.42	4.93	1.40	2.91	0.99
T. SUBHORIZONTAL	P1+020	2.95	1.23	2.21	2.73	0.75	2.22
T. SUBHORIZONTAL	P1+120	2.63	1.37	2.21	1.62	0.84	1.18

**ANEXOS 10:**

**10.1 *DISEÑO DE SOPORTE PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE ROCA.***

