

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINAS Y  
METALÚRGICA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS**



**TESIS**

**EVALUACIÓN GEOMECÁNICA PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE  
SOSTENIMIENTO EN EL TÚNEL CASAHUIRI – PROYECTO  
VARIANTE DE CARRETERA CASAHUIRI – SAN GABAN – PUNO**

**PRESENTADO POR:**

Br. MILTON ALZAMORA CHOQUE

**PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO DE MINAS**

**ASESOR:**

Dr. MAURO VALDIVIA JORDÁN

**CUSCO - PERÚ**

**2024**

# INFORME DE ORIGINALIDAD

(Aprobado por Resolución Nro. CU-303-2020-UNSAAC)

El que suscribe, **Asesor** del trabajo de investigación/tesis titulada: EVALUACIÓN  
GEOMECÁNICO PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE SOSTENIMIENTO  
EN EL TÚNEL COSAHUIRI - PROYECTO VARIANTE DE  
CARRETERA COSAHUIRI - SAN GABAN - PUNO

Presentado por: MILTON ALZAMORA CHOQUE DNI N° 45157748

presentado por: ..... DNI N°: .....

Para optar el título profesional/grado académico de INGENIERO DE MINAS

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 2 veces, mediante el Software Antiplagio, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso de Sistema Antiplagio de la UNSAAC** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 10%.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No se considera plagio.	X
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las correcciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, quien a su vez eleva el informe a la autoridad académica para que tome las acciones correspondientes. Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	

Por tanto, en mi condición de asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto** las primeras páginas del reporte del Sistema Antiplagio.

Cusco, 16 de ABRIL de 2025



Firma

Post firma MAURO VALDIVIA JORDAN

Nro. de DNI 23833142

ORCID del Asesor 0000-0002-7880-4637

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Antiplagio: **oid:** 27259:449784968

# MILTON ALZAMORA CHOQUE

## EVALUACIÓN GEOMECÁNICA PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE SOSTENIMIENTO EN EL TUNEL CASAHUIRI - PROYECTO

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

---

### Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:449784968

Fecha de entrega

16 abr 2025, 1:39 p.m. GMT-5

Fecha de descarga

16 abr 2025, 1:58 p.m. GMT-5

Nombre de archivo

MILTON ALZAMORA.pdf

Tamaño de archivo

6.2 MB

160 Páginas

27.316 Palabras

143.124 Caracteres

# 10% Overall Similarity

The combined total of all matches, including overlapping sources, for each database.

## Filtered from the Report

- ▶ Bibliography
- ▶ Quoted Text
- ▶ Cited Text
- ▶ Small Matches (less than 15 words)

## Exclusions

- ▶ 28 Excluded Matches

---

## Top Sources

- 9%  Internet sources
- 0%  Publications
- 5%  Submitted works (Student Papers)

---

## Integrity Flags

### 1 Integrity Flag for Review

-  **Hidden Text**  
8 suspect characters on 4 pages  
Text is altered to blend into the white background of the document.

Our system's algorithms look deeply at a document for any inconsistencies that would set it apart from a normal submission. If we notice something strange, we flag it for you to review.

A Flag is not necessarily an indicator of a problem. However, we'd recommend you focus your attention there for further review.

## **DEDICATORIA**

*A mis padres: pilares fundamentales en mi vida Genara Choque Condori y Oscar Alzamora Ancaypuro, Con mucho amor y cariño les dedico todo mi esfuerzo, en reconocimiento a todo el sacrificio puesto en mí.*

*A mi hijo Oscar Manuel Alzamora S. quien es mi motor y me motiva a ser mejor cada día*

## **AGRADECIMIENTO**

A los Docentes de la UNSAAC de INGENIERÍA DE MINAS por todo sus esfuerzo y dedicación para mi formación profesional.

Al ing. Noé Cornejo (Q.E.P.D.) por sus enseñanzas y consejos en mi formación profesional.

## ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA .....	I
DEDICATORIA .....	II
AGRADECIMIENTO .....	III
.....	III
ÍNDICE GENERAL .....	IV
INTRODUCCIÓN .....	X
RESUMEN .....	XI
ABSTRACT.....	XII
ÍNDICE DE TABLAS .....	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XV
CAPITULO I .....	1
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA .....	1
1.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMA .....	2
1.2.1. Problema general .....	2
1.2.2. Problema específico.....	2
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.3.1. Objetivo general.....	2
1.3.2. Objetivo específico .....	2
1.4. HIPÓTESIS.....	3
1.4.1. Hipótesis general.....	3

1.4.2.	Hipótesis específica .....	3
1.5.	JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.6.	DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	4
1.6.1.	Delimitación temporal .....	4
1.6.2.	Delimitación espacial.....	4
1.7.	VARIABLES DEL ESTUDIO.....	4
1.7.1.	Variables e indicadores .....	4
1.8.	DISEÑO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN .....	5
1.8.1.	Tipo de investigación.....	5
1.8.2.	Nivel de investigación.....	5
1.9.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .....	5
1.9.1.	Técnicas recolección de datos:.....	5
1.9.2.	Instrumentos recolección de datos:.....	5
1.9.3.	Análisis, procesamiento y presentación de resultados .....	6
CAPITULO II.....		7
2.	MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL .....	7
2.1.	ANTECEDENTES.....	7
2.1.1.	Antecedentes internacionales.....	7
2.1.2.	Antecedentes nacionales .....	8
2.2.	BASES TEÓRICAS.....	9
2.2.1.	Clasificación geomecánica RMR de Bieniawski .....	9
2.2.2.	Sostenimiento según el RMR de Bieniawski 1989.....	10
2.2.3.	Calificación geomecánica en el túnel Casahuri .....	14
2.2.4.	Aplicación del Software Dips .....	14
2.2.5.	Proyección estereográfica .....	15

2.2.6.	Análisis Cinemático en Labores Subterráneas.....	16
2.2.7.	Aplicación del Software Unwedge .....	18
2.2.8.	Sostenimiento en Minería .....	19
2.2.9.	Sostenimiento de túnel con shotcrete.....	19
2.2.10.	Refuerzo con shotcrete .....	20
2.2.11.	Sostenimiento de túnel con pernos.....	20
2.2.12.	Sostenimiento con marcos metálicos .....	20
2.2.13.	Pre diseño del soporte .....	21
2.2.14.	Estado tensional en el túnel Casahuri.....	24
2.2.15.	Hidrogeología de los túneles .....	32
2.2.16.	Caudales drenados por el túnel.....	34
2.2.17.	Excavabilidad .....	36
2.2.18.	Riesgos geológico-geotécnicos en el túnel Casahuri .....	36
2.2.19.	Caracterización geomecánica de los macizos rocosos. ....	37
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS .....	47
2.3.1.	Macizo rocoso .....	47
2.3.2.	Matriz rocosa .....	47
2.3.3.	Discontinuidad .....	47
2.3.4.	Orientación.....	48
2.3.5.	Espaciado .....	48
2.3.6.	Persistencia .....	48
2.3.7.	Rugosidad .....	48
2.3.8.	Apertura .....	48
2.3.9.	Relleno .....	48
2.3.10.	Aguas subterráneas.....	49

2.3.11. Meteorización.....	49
2.3.12. Alteración.....	49
2.3.13. Factor de seguridad .....	49
2.3.14. Probabilidad de falla.....	49
2.3.15. Pernos de anclaje.....	50
2.3.16. Tipo de sostenimiento .....	50
CAPITULO III.....	51
3. EVALUACIÓN GEOMECÁNICA DE TÚNEL CASAHUIRI.....	51
3.1. ESTACIONES GEOMECÁNICAS.....	51
3.2. CARACTERIZACIÓN DE LA ROCA .....	54
3.3. Características geomecánicas de las discontinuidades.....	64
3.3.1. Resistencia a compresión simple .....	72
3.3.2. RQD (Rock Quality Designation).....	73
3.3.3. Espaciamiento de las discontinuidades.....	74
3.3.4. Condiciones de las discontinuidades .....	75
3.3.5. Condiciones hidrogeológicas .....	80
3.3.6. Corrección por orientación de fracturas.....	81
3.4. Análisis de Estabilidad.....	82
CAPITULO IV.....	84
4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS .....	84
4.1. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS EN EL TÚNEL CASAHUIRI.....	84
4.1.1. Dominios estructurales.....	86
4.1.2. Análisis de Estabilidad en el tramo 01 (0+271-0+216.10 = 54.90m).....	87
4.1.3. Análisis de Estabilidad en el tramo 02 (0+216.10 - 0+161.30 = 54.80m).....	91

4.1.4.	Análisis de Estabilidad en el tramo 03 (0+161.30 - 0+106.90 = 54.40m).....	96
4.2.	SELECCIÓN DE TIPO DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL CASAHUIRI.....	106
4.2.1.	Sostenimiento para Portal de entrada.....	106
4.2.2.	Sostenimiento para Portal de salida .....	107
4.2.3.	Sostenimiento constructivo del túnel Casahuiiri.....	110
4.3.	DISCUSIÓN.....	119
4.3.1.	Evaluación geomecánica y sostenimiento según especificaciones técnicas. ....	119
4.3.2.	Software Unwedge.....	119
CONCLUSIONES .....		121
RECOMENDACIONES.....		122
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA .....		123
ANEXOS .....		126
5.	ANEXO I: DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	126
5.1.	BREVE DESCRIPCIÓN DE LA EMPRESA .....	126
5.2.	UBICACIÓN Y ÁREA DE ESTUDIO .....	127
5.2.1.	Ubicación política y geográfica .....	127
5.2.2.	Accesibilidad área de estudio.....	129
5.3.	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.....	129
5.3.1.	Geología Regional .....	129
5.3.2.	Geología Local.....	131
5.3.3.	Unidades estratigráficas .....	133
5.3.4.	Geomorfología Regional.....	134
5.3.5.	Hidrogeología .....	135
ANEXO 2: Plano general por tramos para la ejecución del Túnel Casahuiiri.....		138
ANEXO 3: ficha de estación geomecánica.....		139

ANEXO 4: Fotografías .....	140
ANEXO 5: Sostenimiento Túnel Casahuri.....	141

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación se desarrolló con el objetivo de evaluar y determinar las características geomecánicas del macizo rocoso. Seleccionar el tipo de sostenimiento adecuado de acuerdo a las calidades del macizo rocoso para el Túnel Casahuari.

En el estudio se abarcaron diversos aspectos relacionados a la geomecánica, seguridad de la labor y costos de operación, estos aspectos están vinculados al sostenimiento en el túnel y han sido determinantes para elegir el sostenimiento más conveniente a medida que se profundicen las labores de excavación del túnel Casahuari.

El trabajo se ha dividido en 4 capítulos para una mejor comprensión y se da una introducción breve a continuación:

En el CAPÍTULO I, Se abarco la problemática de la investigación, se planteó el problema general y los problemas específicos, objetivos e hipótesis, se indican las técnicas y el análisis que se utilizó para llegar a las conclusiones.

En el CAPÍTULO II, Se presentan los trabajos anteriores relacionados con el tema de investigación y todos los conceptos vinculados, se revisó todo el marco teórico relacionado con el sostenimiento con pernos que se utilizan en trabajos subterráneos en minería.

En el CAPITULO III, En esta parte se detalla los estudios realizados para el túnel Casahuari, recolección de datos de estaciones geomecánicas, mapeo geomecanico y la caracterización de macizo rocoso.

En el CAPÍTULO IV, Se muestran los resultados de las evaluaciones y análisis realizados para el sostenimiento del portal de entrada y salida del túnel Casahuari y el túnel propiamente dicho.

ANEXOS Se describe el área de estudio donde se realizó las evaluaciones, también se describe la excavación del túnel Casahuari, en general tanto aspectos geológicos, geo mecánicos y operacionales, así mismo se hace un enfoque al sostenimiento utilizado.

## RESUMEN

La presente investigación es la “Evaluación geomecánica para la selección del tipo de sostenimiento en el túnel Casahuari – proyecto variante de carretera Casahuari – San Gabán – Puno” por la empresa Hydro Global, el proyecto es un desvío de 743 m de longitud en la carretera interoceánica Perú–Brasil el proyecto contempla la construcción de 538.90 m de carretera a cielo abierto, 40m de carretera en falso túnel y 164.10 m de carretera en túnel. Las características del túnel son: túnel Carretero de 164.10 m, cuya forma geométrica es tipo herradura, la sección es 13.86 m de ancho y 8.38 m de altura, el desvío se hizo para liberar área para las obras cabecera de la central hidroeléctrica San Gabán III. Con el siguiente estudio se evaluara las características geotécnicas y geomecánicas del macizo rocoso, se determina el sostenimiento más adecuado para cada tramo de roca en el Túnel Casahuari, esto a través de las teorías y recomendaciones de sostenimiento planteadas por Bieniawski y Barton en este estudio se cumple con los siguientes objetivos: Se da a conocer la problemática que se presenta en el proceso constructivo del Túnel Casahuari, respecto al tipo de sostenimiento a optar para las características geomecánicas y geotécnicas existentes. Se detalla la metodología, los instrumentos y procedimientos a ejecutar para la caracterización y tipo de sostenimiento a emplear que con lleva un diseño metodológico descriptivo no-experimental, se expone y analiza los resultados principalmente la determinación del tipo de sostenimiento adoptado para el túnel Casahuari según las recomendaciones mencionadas en la parte teórica, además de la discusión de resultados que demuestra que los factores de seguridad son óptimos.

**Palabras clave:** Evaluación geomecánica, Túnel vial, caracterización geomecánica, sostenimiento

## **ABSTRACT**

The present investigation is the “Geomechanical evaluation for the selection of the type of support in the Casahuiri tunnel – Casahuiri highway variant project – San Gaban – Puno” project by the company Hydro Global, the project is a 743 m long detour on the Peru-Brazil interoceanic highway. The project includes the construction of 538.90 m of open-air road, 40m of false tunnel road and 164.10 m of tunnel road. The characteristics of the tunnel are: 164.10 m highway tunnel, whose geometric shape is horseshoe type, the section is 13.86 m wide and 8.38 m high, the detour was made to free up area for the headworks of the San Gabán III hydroelectric plant. With the following study, the geotechnical and geomechanical characteristics of the rock mass will be evaluated, the most appropriate support for each section of rock in the Casahuiri Tunnel will be determined, This, through the theories and support recommendations proposed by Bieniawski and Barton, in this study the following objectives are met: The problems that arise in the construction process of the Casahuiri Tunnel are made known, regarding the type of support to be chosen for the existing geomechanical and geotechnical characteristics. The methodology, instruments and procedures to be executed for the characterization and type of support to be used are detailed, which carries a non-experimental descriptive methodological design, the results are presented and analyzed, mainly the determination of the type of support adopted for the Casahuiri tunnel according to the recommendations mentioned in the theoretical part, in addition to the discussion of results that demonstrate that the safety factors are optimal.

**Keywords:** Geomechanical evaluation, road tunnel, geomechanical characterization, support.

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b>	Variables para el desarrollo de la investigación. ....	5
<b>Tabla 2</b>	Procedimiento para desarrollo de investigación. ....	6
<b>Tabla 3</b>	Guía de sostenimiento primario según el RMR.....	11
<b>Tabla 4</b>	Clasificación geomecánica adoptada en este proyecto .....	14
<b>Tabla 5</b>	Clasificación geomecánica RMR de Bieniawski.....	14
<b>Tabla 6</b>	Criterio de Bieniawski .....	22
<b>Tabla 7</b>	Índice E.S.R. ....	22
<b>Tabla 8</b>	Principales características de puntos de agua inventariados en el entorno del túnel. ....	33
<b>Tabla 9</b>	Resultados de los ensayos realizados.....	34
<b>Tabla 10</b>	Clasificación del índice RMR.....	39
<b>Tabla 11</b>	Corrección del índice RMR de Bieniawski, 1989 de acuerdo a la orientación. ....	39
<b>Tabla 12</b>	Valores de los parámetros característicos del índice Q de Barton.....	41
<b>Tabla 13</b>	Calidad del macizo rocoso en función del índice Q de Barton.....	44
<b>Tabla 14</b>	Influencia de la parametrización en el GSI.....	45
<b>Tabla 15</b>	Resistencia a la compresión simple del macizo.....	52
<b>Tabla 16</b>	Densidad de la roca Ortogneis de biotita.....	53
<b>Tabla 17</b>	Gravedad específica de la roca Ortogneis de biotita.....	53
<b>Tabla 18</b>	Principales características de las estaciones geomecánicas realizadas a lo largo de la zona de estudio, se hace promedio para cada tramo de tipo de roca. ....	54
<b>Tabla 19</b>	Resumen de ensayos de laboratorio sobre muestras de roca tomadas de sondeos de proyecto actual.....	60
<b>Tabla 20</b>	Resumen de ensayos de laboratorio sobre muestras de roca tomadas de sondeos de proyecto actual.....	61
<b>Tabla 21</b>	Propiedades geotécnicas estimadas para la roca.....	62
<b>Tabla 22</b>	Composición mineral de la roca. ....	63
<b>Tabla 23</b>	Composición química de la roca. (Datos extraídos análisis de laboratorio).....	64
<b>Tabla 24</b>	Tabla de Clasificación geomecánica RMR.....	65
<b>Tabla 25</b>	Clasificación geomecánica por cada avance.....	66
<b>Tabla 26</b>	Resistencia a la compresión simple en el túnel Casahuiri .....	72

<b>Tabla 27</b> RQD en el túnel .....	73
<b>Tabla 28</b> Espaciamiento de las discontinuidades en el túnel Casahuiri .....	74
<b>Tabla 29</b> Persistencia de fracturas en el túnel Casahuiri.....	75
<b>Tabla 30</b> Apertura en las juntas del túnel Casahuiri .....	76
<b>Tabla 31</b> Rugosidad en las juntas del túnel Casahuiri .....	77
<b>Tabla 32</b> Relleno en las juntas del túnel Casahuiri .....	78
<b>Tabla 33</b> Alteración de las juntas en el túnel Casahuiri.....	79
<b>Tabla 34</b> Condiciones Hidrogeológicas en el túnel Casahuiri .....	80
<b>Tabla 35</b> Corrección por orientación de fracturas.....	81
<b>Tabla 36</b> Resumen de tipo de roca en el túnel Casahuiri .....	84
<b>Tabla 37</b> Resumen de los elementos de sostenimiento instalados en el túnel Casahuiri .....	115
<b>Tabla 38</b> Accesibilidad al lugar de proyecto VCC .....	129
<b>Tabla 39</b> Principales características de los puntos de agua inventariados. ....	137

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Cálculo de RQD .....	13
<b>Figura 2</b> Representación de un plano con su polo .....	15
<b>Figura 3</b> Análisis cinemático de excavaciones subterráneas .....	16
<b>Figura 4</b> Caída libre de techo.....	16
<b>Figura 5</b> Caída por deslizamiento de cuña .....	17
<b>Figura 6</b> Caída por deslizamiento de una cuña de hastial.....	17
<b>Figura 7</b> Software Unwedge.....	18
<b>Figura 8</b> Clasificación de Barton y Grimstad 2000 .....	23
<b>Figura 9</b> Ubicaciones y orientaciones relativas de las fuerzas que generan campos de esfuerzos en la litosfera.....	25
<b>Figura 10</b> Esfuerzos verticales en función de la profundidad.....	27
<b>Figura 11</b> Coeficientes $K_0$ en función de la profundidad.....	28
<b>Figura 12</b> World Stress Map para la zona de proyecto.....	30
<b>Figura 13</b> Efecto de la topografía y presencia de singularidades tectónicas .....	31
<b>Figura 14</b> Esquema de circulación de agua por fracturas en un macizo rocoso.....	35
<b>Figura 15</b> Carta para la estimación del índice GSI (Índice de resistencia geológica) en macizos rocosos.....	46
<b>Figura 16</b> Valores de la constante $m_i$ de la roca intacta para distintos tipos de roca.....	57
<b>Figura 17</b> Valores del Módulo Relativo para diferentes litologías según Deere y Palmstrom y Singh.....	59
<b>Figura 18</b> Gráfico de histograma de ensayos RCS realizados .....	61
<b>Figura 19</b> Gráfico histograma ensayos realizados para determinar el módulo de deformación.....	62
<b>Figura 20</b> Porcentajes de roca identificadas en el túnel Casahuiri .....	70
<b>Figura 21</b> Perfil longitudinal del túnel.....	71
<b>Figura 22</b> Resistencia a la compresión Simple, predominancia de R4 (50 -100 Mpa).....	72
<b>Figura 23</b> El RQD, predominancia de excelente (90-100) a buena (75-90).....	73
<b>Figura 24</b> El espaciamiento entre fracturas predomina fracturada (0.2 -0.6m).....	74
<b>Figura 25</b> La persistencia de juntas en el macizo rocoso, predominancia de 3 a 10m .....	75

<b>Figura 26</b> La apertura de juntas del macizo rocoso, predominancia < 0.1 mm .....	76
<b>Figura 27</b> Rugosidad en el macizo rocoso, predominancia de rugosa.....	77
<b>Figura 28</b> El relleno en las juntas, predominancia relleno duro <5mm.....	78
<b>Figura 29</b> Alteración del macizo rocoso, predominancia de A2 y A3.....	79
<b>Figura 30</b> Condiciones de agua en el macizo rocoso, predominancia de húmedo y seco .....	80
<b>Figura 31</b> Corrección por orientación de fracturas, predominancia de corrección media y corrección favorable.....	81
<b>Figura 32</b> Hoja de levantamiento geomecanico.....	83
<b>Figura 33</b> Calidad geomecánica según índice RMR del ortogneis .....	85
<b>Figura 34</b> Calidad geomecánica según índice GSI del ortogneis .....	85
<b>Figura 35</b> Calidad geomecánica según índice Q del ortogneis.....	86
<b>Figura 36</b> Estereograma con densidad de polos. Tramo: 0+271 - 0+216.10.....	87
<b>Figura 37</b> Diagrama de rosetas. Tramo: 0+271 - 0+216.10.....	87
<b>Figura 38</b> Estereograma de planos medios. Tramo: 0+271 - 0+216.10.....	89
<b>Figura 39</b> Software Unwedge túnel sin sostenimiento. Tramo: 0+271 - 0+216.10.....	90
<b>Figura 40</b> Software Unwedge túnel con sostenimiento. Tramo: 0+271 - 0+216.10.....	91
<b>Figura 41</b> Estereograma con densidad de polos. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.....	92
<b>Figura 42</b> Diagrama de rosetas. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.....	93
<b>Figura 43</b> Estereograma de planos medios. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.....	94
<b>Figura 44</b> Software Unwedge túnel sin sostenimiento. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.....	95
<b>Figura 45</b> Software Unwedge túnel con sostenimiento. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.....	96
<b>Figura 46</b> Estereograma con densidad de polos. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.....	97
<b>Figura 47</b> Diagrama de rosetas. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.....	97
<b>Figura 48</b> Estereograma de planos medios. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.....	98
<b>Figura 49</b> Software Unwedge túnel sin sostenimiento. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.....	99
<b>Figura 50</b> Software Unwedge túnel con sostenimiento. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.....	100
<b>Figura 51</b> Estereograma con densidad de polos. Tramo: 0+271.00 – 106.90. ....	101
<b>Figura 52</b> Diagrama de rosetas. Tramo: 0+271.00 – 106.90. ....	102
<b>Figura 53</b> Estereograma de planos medios. Tramo: 0+271.00 – 106.90 .....	103
<b>Figura 54</b> Software Unwedge túnel sin sostenimiento. Tramo: 0+271.00 – 106.90. ....	104
<b>Figura 55</b> Software Unwedge túnel con sostenimiento. Tramo: 0+271.00 – 106.90. ....	105

<b>Figura 56</b> Esquema de sostenimiento para el portal de entrada del túnel Casahuri .....	106
<b>Figura 57</b> Esquema de sostenimiento para el portal de salida del túnel Casahuri .....	108
<b>Figura 58</b> Croquis del sostenimiento: 6 pernos de 4 m, 6 pernos de 3 m y 10 pernos de 2 m. Shotcrete localizado en la parte superior excavada .....	109
<b>Figura 59</b> Croquis del sostenimiento: Soporte ST-A.....	111
<b>Figura 60</b> Croquis del sostenimiento: Soporte ST-B.....	112
<b>Figura 61</b> Croquis del sostenimiento: Soporte ST-C.....	113
<b>Figura 62</b> Croquis del sostenimiento: Soporte ST-D.....	114
<b>Figura 63</b> Esquema de la inestabilidad tipo toppling.....	117
<b>Figura 64</b> Corte longitudinal por el hastial derecho del túnel, se muestra la distribución de los pernos autoperforantes de 6m desde la progresiva 0+120 hasta la progresiva 0+107.....	118
<b>Figura 65</b> Diseño de túnel del proyecto VCC.....	127
<b>Figura 66</b> Localización de área de estudio.....	128
<b>Figura 67</b> Mapa de dominios geotectónicos de Perú .....	131
<b>Figura 68</b> Mapa Geológico del cuadrángulo de Ayapata (28v4). Escala 1:25.000. ....	132
<b>Figura 69</b> Unidades hidrogeológicas de la zona de estudio.....	135

## **CAPITULO I**

### **PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

#### **1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

La red vial en el Perú está compuesta por más de 78.000 km de carreteras, organizada en tres grandes grupos: las carreteras longitudinales, las carreteras de penetración y las carreteras de enlace, todas estas están condicionadas a la orografía peruana por lo que se hace necesario o conveniente, la construcción de túneles viales, los que den seguridad en el transporte de mercancías y pasajeros a todos los puntos del país.

Para la construcción de túneles es necesario realizar la correcta caracterización geomecánica del macizo rocoso, utilizando las herramientas adecuadas de evaluación que son: La clasificación geomecánica (RMR y/o Q), el mapeo geomecánico y el análisis cinemático con los softwares de apoyo, las herramientas de evaluación son respaldados por los datos obtenidos del análisis de laboratorio, para finalmente en función al tipo de roca seleccionar el tipo de sostenimiento adecuado y así evitar posibles daños a los equipos, daño físico a las personas que trabajan durante la construcción del túnel y su tiempo de vida útil de la infraestructura.

Si no se realizara la caracterización geomecánica y el tipo de sostenimiento en el túnel Casahuari, se podrían generar incidentes y/o accidentes que atenten contra la seguridad del personal de operaciones; además de la pérdida de materiales y equipos debido a la inestabilidad en el túnel.

## **1.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMA**

### ***1.2.1. Problema general***

¿Cómo influyen las características geomecánicas del macizo rocoso en la selección del tipo de sostenimiento adecuado en la construcción del túnel Casahuiri?

### ***1.2.2. Problema específico***

- ✓ ¿Cuáles son las características geomecánicas del macizo rocoso predominante en la construcción del Túnel Casahuiri?
- ✓ ¿Qué tipo de sostenimiento adecuado se implementará para la construcción del Túnel Casahuiri?
- ✓ ¿Cuál será el factor de seguridad adecuado para el tipo de sostenimiento que va a ser analizados con los softwares correspondientes?

## **1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### ***1.3.1. Objetivo general***

Realizar la caracterización geomecánica del macizo rocoso en la selección del tipo de sostenimiento adecuado en el túnel Casahuiri.

### ***1.3.2. Objetivo específico***

- ✓ Determinar las características geomecánicas del macizo rocoso en la construcción del Túnel Casahuiri.
- ✓ Seleccionar el tipo de sostenimiento adecuado de acuerdo al tipo de macizo rocoso del Túnel Casahuiri.
- ✓ Determinar el factor de seguridad adecuado para el tipo de sostenimiento seleccionado a aplicarse en el túnel Casahuiri.

## **1.4. HIPÓTESIS**

### ***1.4.1. Hipótesis general***

Mediante las características geomecánicas del macizo rocoso nos permite determinar el tipo de sostenimiento más adecuado en la construcción del túnel Casahuiri.

### ***1.4.2. Hipótesis específica***

- ✓ Con la determinación de las características geomecánicas del macizo rocoso en la construcción del túnel Casahuiri nos permite una mejor elección del tipo de sostenimiento.
- ✓ La implementación adecuada del tipo de sostenimiento garantiza la estabilidad y seguridad en la construcción del túnel Casahuiri.
- ✓ El factor de seguridad adecuado permite tener mayor control y eficiencia en el sostenimiento en la construcción del túnel Casahuiri.

## **1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

En el proceso constructivo de un túnel, se presentan condiciones geológicas diferentes a las del estudio, incluso hay tratamientos que no están contempladas por el diseñador, es por eso que el geólogo responsable de la etapa constructiva del túnel, debe ser un profesional que tenga todas las herramientas para sustentar posibles cambios al diseño original, o simplemente sustentar al diseñador las condiciones geológicas no identificadas o contempladas en la etapa de estudio, para que el diseñador los considere en un posible nuevo cálculo, por lo que se requiere cuantificar las características geomecánicas para el tipo de sostenimiento y a la vez se tendrá a disposición el sistema de información geomecánico para diversas aplicaciones y garantizar la estabilidad del túnel.

La presente investigación determinará el tipo de sostenimiento adecuado, en función a la caracterización geomecánica del macizo rocoso en la Variante de Carretera Casahuiri, km 260+300 al km 261+100, del Corredor Vial Interoceánico Sur Perú-Brasil, donde la empresa Hydro Global construirá la futura Central Hidroeléctrica San Gabán III.

El tramo objeto de estudio pertenece a la carretera Interoceánica, que constituye un eje de conexión vial entre Brasil y Perú, conectando el Océano Atlántico en el extremo brasileño con el Océano Pacífico en el extremo peruano, atravesando el continente sudamericano por su parte

central, la cual servirá para dar nuevas alternativas para el transporte, la integración y el desarrollo regional.

## **1.6. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

### ***1.6.1. Delimitación temporal***

El presente trabajo de investigación se realizará desde el mes de agosto del 2023 y concluirá en el mes de febrero del 2024, en este plazo se concluirá con el trabajo planteado.

### ***1.6.2. Delimitación espacial***

La presente investigación está ubicada en el área de la región de Puno y la unidad de investigación se encuentra situada en Casahuiiri-Sam Gaban-Puno.

Se trata de una variante de 800 m. de longitud de una carretera bidireccional a cielo abierto que incluye un tramo de túnel (túnel Casahuiiri) de 200 m. de longitud.

## **1.7. VARIABLES DEL ESTUDIO**

### ***1.7.1. Variables e indicadores***

#### **Variables Independientes:**

- Tipo del macizo rocoso

#### **Variables Dependientes:**

- Sostenimiento de la excavación subterránea

**Tabla 1**

*Variables para el desarrollo de la investigación.*

<b>Variab</b> les	<b>Indicadores</b>	<b>Escala de medición</b>
<b>X: Independiente</b> <b>Evaluación geomecánica</b>	- Tipo del macizo rocoso	RMR, Q
	- Factor de seguridad	Numerico
	- Esfuerzos	Mpa
<b>Y: Dependiente</b> <b>Sostenimiento del túnel</b>	- Tipos de Sostenimiento	Unidades
	- Costos	\$/m

*Fuente: propia*

## **1.8. DISEÑO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.8.1. Tipo de investigación**

El tipo de la investigación será aplicada, no experimental, enfoque cuantitativo con base en la estimación de las propiedades geotécnicas del macizo rocoso y transversal.

### **1.8.2. Nivel de investigación**

La investigación que se desarrolla es descriptiva, correlacional.

## **1.9. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

### **1.9.1. Técnicas recolección de datos:**

- ✓ Análisis de campo
- ✓ Observación documental

### **1.9.2. Instrumentos recolección de datos:**

- ✓ Fichas bibliográficas

- ✓ Guías de observación de campo

**Tabla 2**

*Procedimiento para desarrollo de investigación.*

<b>TÉCNICAS</b>	<b>INSTRUMENTOS</b>	<b>FUENTES</b>
<b>Análisis de campo</b>	Guías de observación de campo	Toma de datos por parte del investigador
<b>Observación documental</b>	Fichas bibliográficas	Libros, internet, tesis, entre otros

*Fuente: propia*

### ***1.9.3. Análisis, procesamiento y presentación de resultados***

Se usarán las siguientes técnicas:

- ✓ Selección del tipo de sostenimiento mediante el sistema RMR, Q de Barton y GSI.
- ✓ Simulación de sostenimiento en el software de elementos finitos Phase2 de Rocscience.
- ✓ Para la presentación de resultados se realizará mediante gráficos estadísticos realizados en Excel.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL**

#### **2.1. ANTECEDENTES**

##### *2.1.1. Antecedentes internacionales*

###### **Antecedente N° 1:**

Márquez, Estrella Giselle (2018) -“Caracterización del Macizo Rocoso en el Sector del Túnel Corta Veta Ortiz y su Clasificación Geomecánica desde el Portal de Acceso hasta la Progresiva 130; Complejo Minero Capillitas Andalgalá-Catamarca-Argentina”- Universidad Nacional de Catamarca-Argentina.

###### **Resumen:**

El estudio se centra en caracterizar el macizo rocoso del Túnel Corta Veta Ortiz (TCVO), ubicado en un macizo granítico del Batolito Capillitas. El objetivo es obtener la clasificación geomecánica del macizo rocoso desde el portal de acceso hasta la progresiva 130 m. El estudio consistió en cuatro etapas: investigación geológica, mapeo y logueo de sondajes, ensayos de resistencia y análisis de la información con software específico. Los resultados muestran la caracterización del macizo rocoso, incluyendo la calidad del macizo y la identificación de sectores inestables propensos a caídas de bloques de roca. Se ofrecen recomendaciones basadas en el estudio y se adjuntan mapas y planos geomecánicos y geológico-estructurales.

### *2.1.2. Antecedentes nacionales*

#### **Antecedente N° 1:**

Quispe Matos, Kenlly Anthony (2018) - Evaluación geomecánica para la elección del tipo de sostenimiento en el túnel Yauricocha del NV. 720, Sociedad Minera Corona S.A.- Universidad Continental - Lima

#### **Resumen:**

Este estudio busca evaluar la influencia de la evaluación geomecánica en la elección del tipo de sostenimiento para el Túnel Yauricocha, considerando el factor de seguridad y los costos unitarios. El objetivo principal es determinar cómo la evaluación geomecánica afecta la elección del sostenimiento, con objetivos específicos que incluyen evaluar la influencia del factor de seguridad y determinar la factibilidad de los costos unitarios de sostenimiento.

#### **Antecedente N° 2:**

Ríos Bartolo, Ricardo (2019)- Evaluación geomecánica para la determinación del tipo de sostenimiento del macizo rocoso en los túneles carreteros “Los Ángeles”- Universidad Nacional Federico Villarreal. - Lima

#### **Resumen:**

Este estudio evalúa la influencia de la evaluación geomecánica en la determinación del tipo de sostenimiento para los túneles carreteros "Los Ángeles", considerando el factor de seguridad y los costos unitarios. Se analizaron 13 estaciones geomecánicas a lo largo de los túneles, utilizando clasificaciones geomecánicas de Bieniawski y Barton. Los resultados mostraron que las recomendaciones de Barton son más acertadas y económicas, cumpliendo con los factores de seguridad establecidos, lo que las hace más viables para la realidad peruana.

### **Antecedente N° 3:**

Herrera Irigoín, Edilberto (2021)- Evaluación geomecánica para el diseño del sostenimiento del túnel de exploración Chaquicocha Fase II - Minera Yanacocha SRL,- Universidad Nacional de Cajamarca.- Cajamarca

#### **Resumen:**

El estudio se enfoca en el Túnel de Exploración Chaquicocha, donde se busca garantizar la estabilidad de las excavaciones subterráneas debido a la alta tasa de accidentes por caída de rocas en la minería peruana. Las evaluaciones geomecánicas indican que el macizo rocoso tiene calidad buena a regular, y se ha diseñado un sostenimiento con shotcrete y pernos Split Set. Los análisis y ensayos muestran que el sostenimiento es estable y seguro, con un factor de seguridad adecuado y resistencia suficiente en los materiales, lo que garantiza la operatividad del túnel durante 10 años.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. Clasificación geomecánica RMR de Bieniawski**

Bieniawski (1989) presentó un sistema de clasificación de la masa rocosa conocido como Geomecánica o RMR (Rock Mass Rating), que ha sido actualizado con el tiempo a medida que se han analizado más casos. Es importante tener en cuenta que Bieniawski realizó cambios significativos en las valoraciones de los parámetros. El sistema RMR utiliza seis parámetros clave para clasificar la masa rocosa.

- La resistencia a la compresión del material rocoso.
- La calidad de la roca, medida a través del índice RQD.
- La distancia entre las discontinuidades en la roca.
- El estado y características de las discontinuidades.
- La presencia y condiciones del agua subterránea.
- La dirección y orientación de las discontinuidades en la roca.

### ***2.2.2. Sostenimiento según el RMR de Bieniawski 1989***

Este soporte está diseñado para una sección en forma de herradura con un diámetro de 10 metros, capaz de soportar una presión de 25 MPa, lo que equivale a una cobertura de 1000 metros de profundidad, se muestra a continuación.

**Tabla 3**

*Guía de sostenimiento primario según el RMR*

Clase Macizo	Tipo De excavación	Soportes primarios		
		Pernos - malla	Hormigón lanzado	Perfil metálico
I	Sección completa, avance hasta de 3 m.	Generalmente no requiere soporte con la excepción de pernos ocasionales		
II	Sección completa, avance de 1 a 1,5 m. Soporte completo a 20 m del frente	Pernos sistemáticos de 3 m espaciados a 2,5 m. Malla ocasional en ciertas zonas del techo.	Hormigón lanzado sin fibra, 5 cm. en el techo si fuera necesario.	Ninguna
III	Sección completa, calota y banqueo. Avance de 1,5 m a 3m, instalación del soporte después de cada voladura, soporte completo a 10 m del frente.	Pernos sistemáticos de 4 m espaciados a 2 m en techo y paredes. Malla en el techo	Hormigón lanzado sin fibra, 5 a 10 cm en el techo, 3 cm en las paredes.	Ninguna
IV	Sección completa, calota y banqueo. Avance de 1 a 1,5 m. Instalación del soporte junto a la excavación.	Pernos sistemáticos de 4 a 5 m de longitud, espaciados de 1 a 1,5 m. Malla en el techo y las paredes.	Hormigón lanzado sin fibra de 10 a 15 cm en el techo, 10 cm en las paredes.	Perfiles livianos espaciados a 1,5 m uno de otro.
V	Secciones múltiples, avance de 0,5 a 1,5 m. Instalación del soporte junto a la excavación. Hormigón lanzado luego de cada voladura.	Pernos sistemáticos de 5 y 6 m de longitud espaciados de 1 a 1,5 m. Pernos en la solera. Inclusive, Malla en el techo y las paredes.	Hormigón lanzado sin fibra de 10 a 15 cm en el techo, 10 cm en las paredes.	Perfiles medianos a pesados, espaciadas 0.8 m uno de otro, cerrados a través de la solera.

*Fuente: (Bieniawski, 1989)*

## **Parámetros que considera la clasificación RMR de Bieniawski 1989**

**Resistencia de la roca:** Se evalúa con un máximo de 15 puntos, considerando el resultado de ensayos de resistencia a compresión simple o carga puntual (Point Load).

**RQD (Rock Quality Designation):** Tiene un máximo de 20 puntos y se calcula como la relación entre la suma de las longitudes de los trozos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total del sondeo

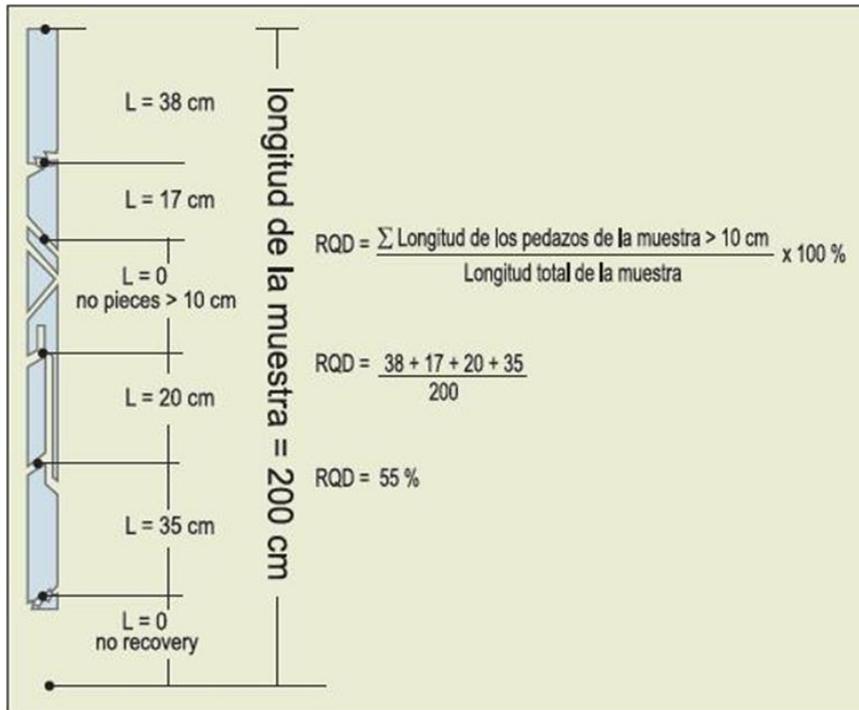
**La Separación entre discontinuidades:** Se evalúa con un máximo de 20 puntos, considerando la distancia entre juntas de la familia principal de diaclasas.

**El estado de las discontinuidades:** Es el parámetro más influyente, con un máximo de 30 puntos, y se descompone en cinco parámetros: persistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración de la junta.

**La presencia de agua:** Se evalúa con un máximo de 15 puntos, considerando el estado general, caudal cada 10 metros de túnel y relación entre la presión del agua y la tensión principal mayor en la roca.

**La Orientación de las discontinuidades:** Tiene una valoración negativa, que oscila entre 0 y -12 puntos, y se clasifica en cinco tipos según su buzamiento y rumbo en relación con el eje del túnel. (paralelo o perpendicular), se establece una clasificación de la discontinuidad en cinco tipos: desde muy favorable hasta muy desfavorable.

**Figura 1**  
Cálculo de RQD



*Fuente: Afler Deere 1989*

**El RMR (Rock Mass Rating)**, Es un índice que se obtiene sumando las puntuaciones de seis parámetros específicos. Este valor oscila entre 0 y 100, y cuanto mayor sea, mejor es la calidad de la roca. La clasificación geomecánica se basa en este índice, que proporciona una estimación de la calidad del macizo rocoso. Los factores se cuantifican mediante parámetros definidos, y la suma de estos valores nos da el índice de calidad del RMR, que varía entre 0 y 100. Los objetivos de esta clasificación son:

- Evaluar y estimar la calidad del macizo rocoso.
- Clasificar el macizo rocoso en grupos con comportamientos similares.
- Proporcionar una base sólida para comprender las características del macizo rocoso.
- Facilitar la planificación y diseño de estructuras en la roca, proporcionando datos cuantitativos precisos para resolver problemas de ingeniería de manera efectiva.

### 2.2.3. Calificación geomecánica en el túnel Casahuiri

La clasificación geomecánica del macizo rocoso se realiza después del trabajo de limpieza del frente de avance, paralelamente al trabajo de control topográfico. Se evalúa mediante los parámetros de clasificación geomecánica del Sistema RMR, resultando un tipo de roca, cuyo sostenimiento a colocar está diseñado según las especificaciones técnicas; las estaciones y clasificación geomecánica se hace en un formato en campo, después se edita en gabinete. Cabe indicar que en este proyecto se ha adoptado una clasificación geomecánica RMR particular, que no sigue la clasificación clásica RMR de Bieniawski, en cuanto a los tipos de roca ni a los rangos de valoración.

**Tabla 4**

*Clasificación geomecánica adoptada en este proyecto*

RMR	100 - 70	69 - 55	54 - 40	39 - 0
Tipo de roca	ST - A	ST - B	ST - C	ST - D

*Fuente:* Departamento de geología

**Tabla 5**

*Clasificación geomecánica RMR de Bieniawski*

RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	0 - 20
Tipo de roca	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Regular	Mala	Muy mala

*Fuente:* (Bieniawski, 1989)

### 2.2.4. Aplicación del Software Dips

Dips es un software que permite analizar y visualizar datos estructurales geológicos de manera similar a una red estereográfica o estereoscópica. Ofrece herramientas para analizar y visualizar datos estructurales de manera precisa, incluyendo contornos estadísticos, orientación media, cálculo de confianza y variabilidad de conglomerados. También permite realizar análisis

cinemáticos y de atributos de entidad cualitativa y cuantitativa. Aunque está diseñado principalmente para el análisis de estructuras de roca en ingeniería, su formato flexible permite analizar otros tipos de datos de orientación. (Geología y Publicaciones, 2016).

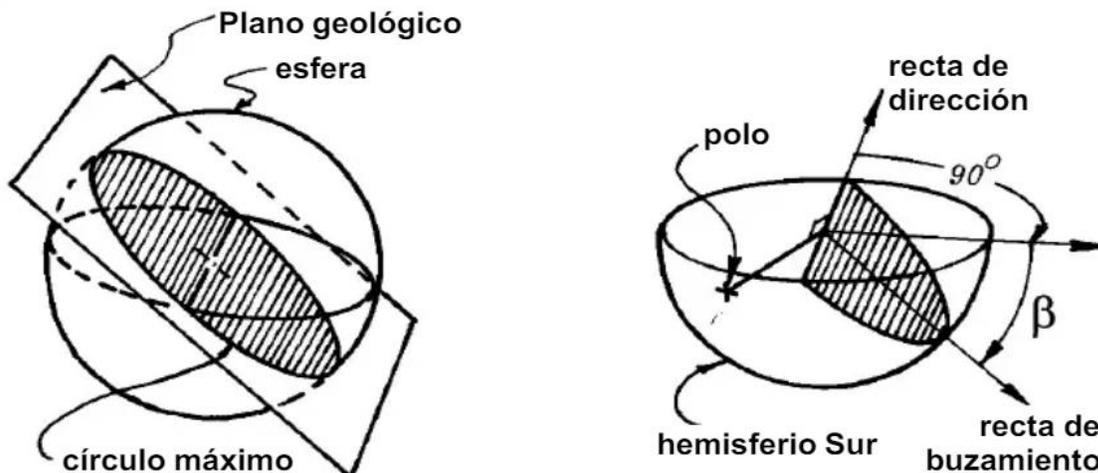
### 2.2.5. Proyección estereográfica

Para proyectar un plano geológico de tres dimensiones a un papel (de dos dimensiones) se usan la línea normal del plano. La línea normal de un plano es la línea (imaginaria) perpendicular del plano. Cada plano entonces tiene su línea normal. Para cada línea normal solamente existe un plano correspondiente. La línea normal funciona como definición de un plano (CGI, 2013).

#### Figura 2

Representación de un plano con su polo

Representación de un plano inclinado con su polo:

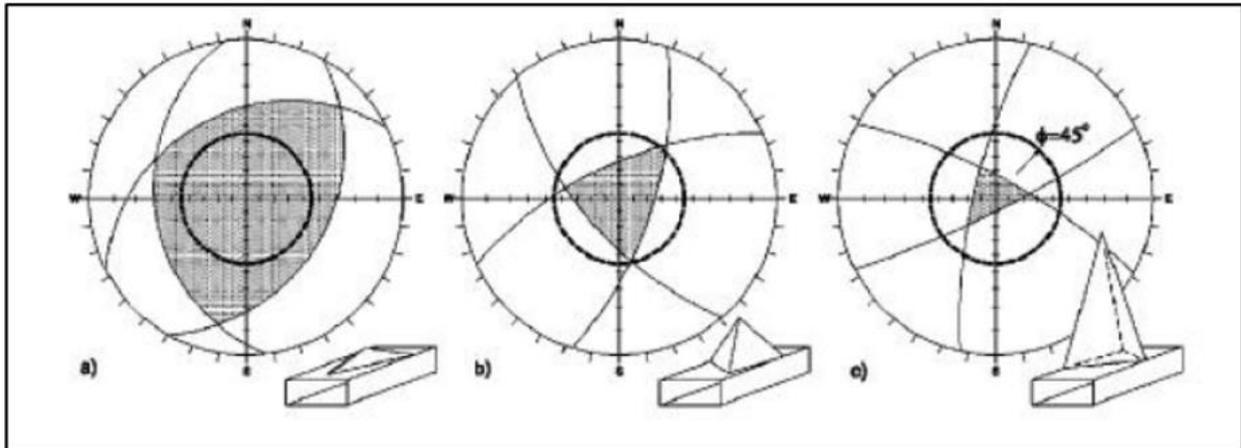


Fuente: CGI

## 2.2.6. Análisis Cinemático en Labores Subterráneas

**Figura 3**

*Análisis cinemático de excavaciones subterráneas*



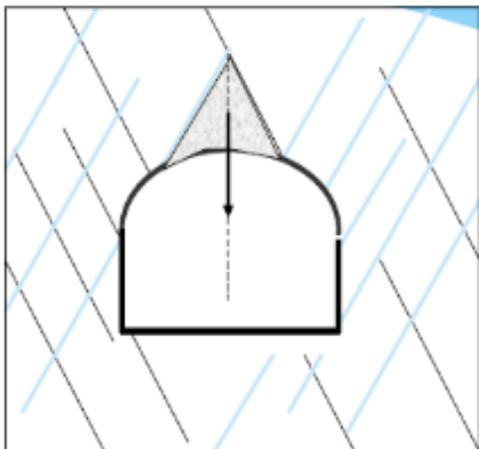
*Fuente: CGI*

*Nota: Proyecciones estereográficas con distintos tipos de cuña distintas, a) La cuña está estable no cae, b) Inestable posibilidad de caer, c) muy inestable gran potencial de caer.*

## Desprendimientos De Techo

**Figura 4**

*Caída libre de techo*



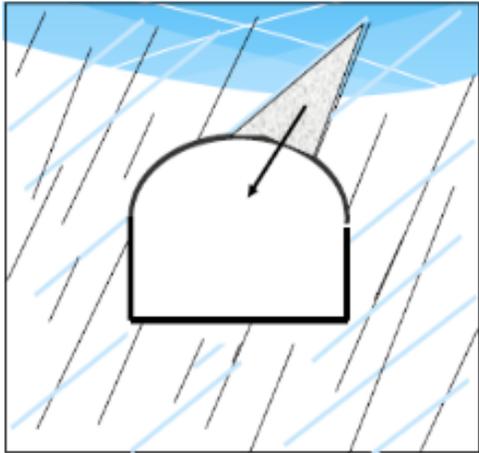
**Caída libre de una cuña en un túnel sin fricción en las caras. El peso cae dentro de la base**



*Fuente: CGI*

**Figura 5**

*Caída por deslizamiento de cuña*



Caída por **deslizamiento** de una cuña, con fricción en uno o dos planos. El peso cae fuera de la base.



*Fuente: CGI*

**CAE:** La caída ocurrirá solo si la inclinación de los planos o sus intersecciones supera el ángulo de fricción relevante. En otras palabras, la pendiente debe ser lo suficientemente pronunciada como para vencer la resistencia al deslizamiento causada por la fricción.

## Desprendimientos De Hastial

**Figura 6**

*Caída por deslizamiento de una cuña de hastial.*



Caída por deslizamiento de una cuña de hastial, con fricción en uno o dos planos. Para que tenga lugar la pendiente de un plano o de sus intersecciones tendrá que ser mayor que el ángulo de fricción correspondiente.

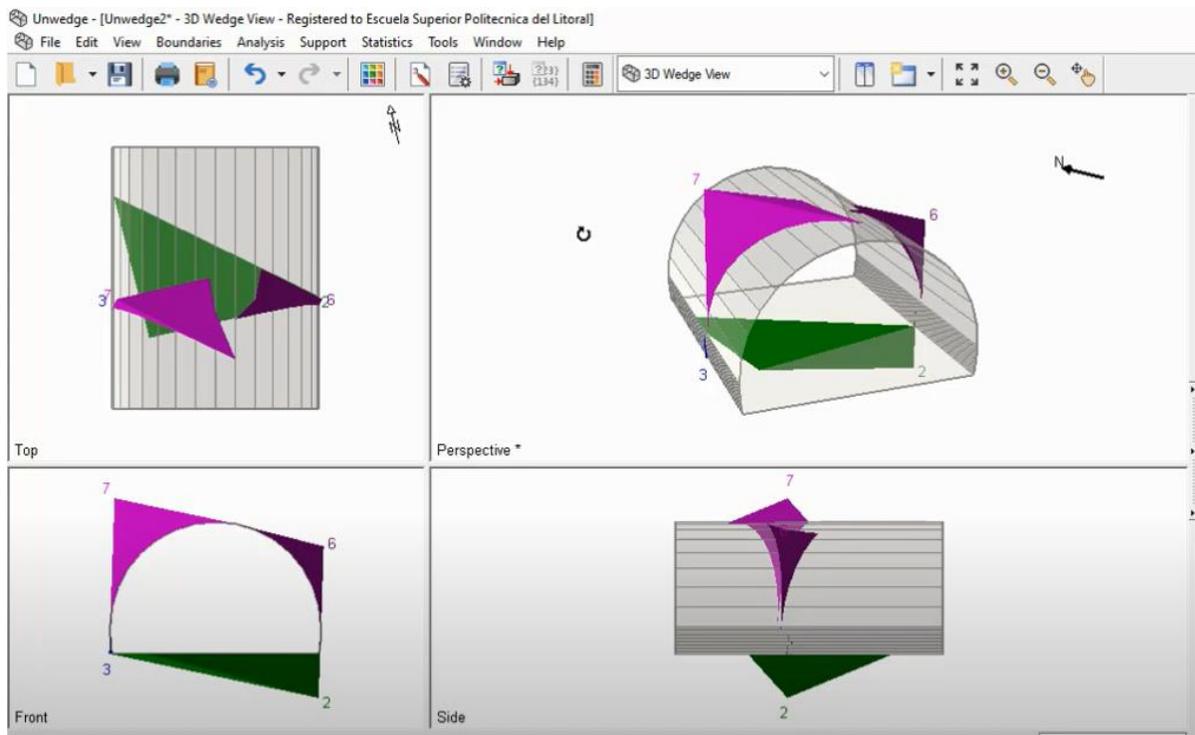
*Fuente: CGI*

### 2.2.7. Aplicación del Software Unwedge

El software emplea el método de elementos finitos para simular y calcular las variaciones en la tensión y deformación del macizo rocoso después de una perturbación, como una excavación. Utilizando este enfoque, el software puede determinar los desplazamientos en todas las direcciones (x, y, z), el reequilibrio de las tensiones, el factor de seguridad, el sostenimiento y otros parámetros relevantes.

**Figura 7**

*Software Unwedge.*



*Fuente: Elaboración propia*

### **2.2.8. Sostenimiento en Minería**

El propósito del sostenimiento es mantener las labores mineras abiertas durante la explotación, contrarrestando las presiones ejercidas por la masa rocosa. En general, solo se requiere que las labores, como galerías y tajos, permanezcan abiertas durante períodos cortos de tiempo.

En la minería, se emplean dos tipos de sostenimiento: el sostenimiento pasivo y el sostenimiento activo:

- **El Sostenimiento Pasivo:** Se emplea cuando la roca requiere apoyo para mantener su estabilidad. La estructura de apoyo actúa solo cuando la roca desestabilizada ejerce presión sobre ella con el tiempo. Algunos ejemplos de este tipo de sostenimiento incluyen puntales, jackpot, cuadros de madera, cimbras metálicas y shotcrete, que se colocan para soportar la roca y mantener su estabilidad sin aplicar ninguna fuerza activa.
- **Sostenimiento Activo:** Se basa en aprovechar la roca estable para dar soporte a la roca inestable, y comienza a funcionar tan pronto como se instala. Algunos ejemplos de este tipo de sostenimiento son los pernos cementados y de resina, los split sets, los swelex y la malla electro soldada.

La elección del sostenimiento adecuado depende de dos factores clave:

- El tipo de terreno que se necesita sostener, ya que un terreno más fracturado y alterado requiere un sostenimiento más robusto.
- El tiempo que la labor estará en uso.

### **2.2.9. Sostenimiento de túnel con shotcrete**

En años recientes, el uso del shotcrete (concreto proyectado) por vía húmeda ha ganado terreno sobre el método tradicional por vía seca debido a varias ventajas. El hormigón proyectado por vía húmeda ofrece una calidad superior, produce menos polvo y tiene un menor índice de rebote en comparación con el método por vía seca.

La utilización de aditivos a base de micro-sílice ha sido clave para lograr buenos resultados en la reducción del rebote. Además, los avances en la tecnología de las máquinas de hormigón por vía húmeda, combinadas con brazos de proyección electro-hidráulicos, han permitido alcanzar rendimientos de proyección efectivos de hasta 20 m<sup>3</sup>/h. En base a estas ventajas, se ha elegido el método de vía húmeda para la construcción del Túnel Casahuiri.

### ***2.2.10. Refuerzo con shotcrete***

Históricamente, el shotcrete se ha utilizado con malla electrosoldada como refuerzo, pero en años recientes se ha comenzado a reemplazar esta malla con fibras de acero o polipropileno que se agregan a la mezcla del shotcrete.

La utilización de estas fibras ofrece dos ventajas claras: ahorra tiempo en comparación con la colocación de la malla electrosoldada y proporciona una mayor resistencia residual después de la rotura. Aunque la primera ventaja tiene un impacto directo en la construcción, la segunda es más teórica, ya que en la mayoría de los casos el sostenimiento no llega a la rotura. Sin embargo, la sustitución de la malla por fibras de acero presenta desafíos de control, como garantizar el espesor adecuado del hormigón proyectado y la dosificación correcta de las fibras.

Estos problemas se pueden resolver con un control de calidad constante durante todas las fases del proceso de construcción.

### ***2.2.11. Sostenimiento de túnel con pernos***

En la actualidad, la construcción de túneles se enfoca en tres tipos de pernos principalmente: pernos de acero corrugado anclados con resina o cemento, pernos de fricción que se expanden mediante agua a presión y pernos de resina de poliéster con fibras de vidrio.

Los pernos de fricción, introducidos en la década de 1980, ofrecen ventajas como una rápida colocación, excelente anclaje en terrenos difíciles y buena deformabilidad, aunque pueden ser más sensibles a la corrosión a largo plazo.

Los pernos de resina de poliéster con fibras de vidrio, conocidos desde la década de 1970, han ganado popularidad en años recientes debido a su resistencia a la corrosión, bajo peso y alta resistencia específica, aunque su precio es más alto que el de los pernos convencionales.

Los pernos de acero corrugado anclados con resina o cemento siguen siendo los más utilizados en Europa debido a su precio competitivo, aunque presentan desafíos en el control del anclaje y pueden requerir un buen control de obra para minimizar problemas de huecos y oclusiones de aire.

### ***2.2.12. Sostenimiento con marcos metálicos***

Históricamente, se han utilizado cerchas de acero de diferentes perfiles y calidades, incrustadas en hormigón, como elementos de sostenimiento en terrenos de baja calidad. Los perfiles más comunes

son los de tipo TH, HEB y marcos reticulados. Los perfiles TH son más flexibles y fáciles de instalar, mientras que los perfiles HEB son más rígidos y adecuados para terrenos con cargas altas. Los marcos reticulados son más ligeros y permiten un hormigonado más preciso, eliminando el efecto sombra y sirviendo como elementos de señalización para controlar los espesores del hormigón proyectado.

### ***2.2.13. Pre diseño del soporte***

Para determinar un pre diseño del soporte del Túnel de Casahuari se han tenido en cuenta los siguientes criterios:

**Tabla 6**

*Criterio de Bieniawski*

<b>Clase de macizo rocoso</b>	<b>Excavación- pase</b>	<b>Pernos (20 mm de diámetro, inyectados.</b>	<b>Soporte con concreto armado</b>	<b>Marcos metálicos</b>
<b>I. Roca Muy Buena RMR: 81-100</b>	Sección completa 3 m	Ocasionalmente	No necesario	No necesario
<b>II. Roca Buena RMR: 61-80</b>	Sección completa. Sostenimiento terminado a 20 m del avance. Pase de 1,5-3,0 m	Localmente en clave. L=3 m. Espaciados a 2,5 m con malla electro soldada ocasional	50 mm en clave donde sea necesario	No necesario
<b>III. Roca Regular RMR: 41-60</b>	Avance y destroza. Pase 1,0-1,5 m. Sostenimiento empezado simultáneamente con la excavación y hasta 10 m del frente.	Sistemáticamente en clave y hastial. L=4m. Espaciados 1,5 m a 2,0 m. Malla electros dada en clave.	50-100 mm en clave. 30 mm en hastiales	No necesario
<b>IV. Roca Mala RMR: 21-40</b>	Avance y Destroza. Pase 1,0-1,5 m en avance. Sostenimiento con la excavación y hasta 10 m del frente.	Sistemáticamente en clave y hastial. L=4m a 5m. Espaciados a 1,0-1,5 m. Con malla electro soldada	100-150mm en clave 100 mm en hastiales	Ligeras a medias, espaciadas a 1,5 m donde sea necesario
<b>V. Roca Muy Mala RMR &lt; 20</b>	Galerías múltiples. Pase 0,5-1,5 en avance. Sostenimiento simultáneo con la excavación. Hormigón proyectado inmediatamente después de la voladura.	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=5-6m. Espaciados a 1,0-1,5 m. Con malla electro soldada. Bulonar la cotrabóveda	150-200 mm en clave 100 mm en hastiales 50 mm en el frente	Medias a pesadas, espaciadas a 0,75 m con foro y longarinas donde sea necesaria. Contrabóveda

*Fuente:* Barton y Grimstad

**Recomendaciones de Barton y Grimstad:**

Estas recomendaciones son aplicables a túneles de cualquier anchura, ya que en el eje de ordenadas se introduce el vano libre o ancho del túnel dividido entre un factor ESR, dependiente de la importancia y transitoriedad de la excavación (en el caso de los túneles de infraestructuras, ESR= 1).

**Tabla 7**

Índice E.S.R.

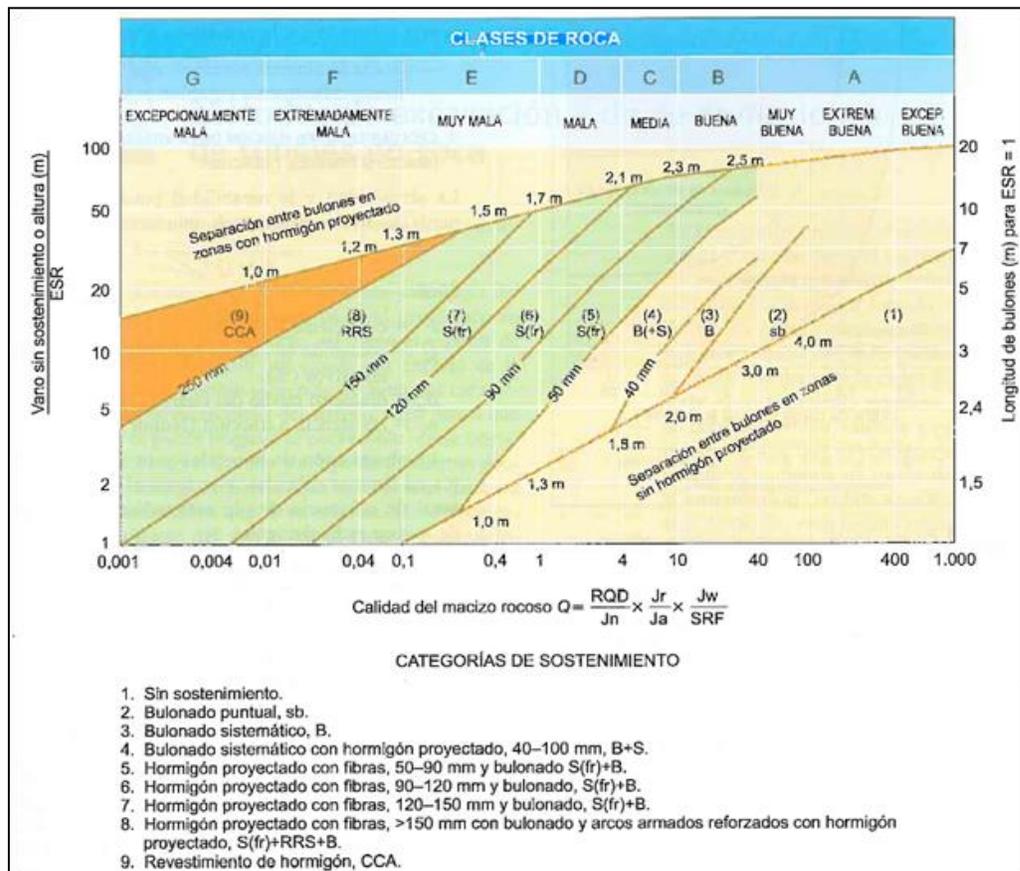
Clase	Tipo de excavación	E.S.R.
A	Excavaciones mineras temporales	2-5
B	Pozos verticales de sección circular	2,5
C	Excavaciones mineras permanentes, túneles hidráulicos, túneles pilotos, pozos planos, excavaciones iniciales a las de gran sección	1,6-2,0
D	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles, carreteras secundarias, túneles de acceso	1,2-1,3
E	Cavernas hidroeléctricas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0,9-1,0
F	Instalaciones nucleares, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, instalaciones industriales y túneles para tuberías principales de gas	0,5-0,8

Fuente: Barton y Grimstad.

En la siguiente Figura, se incluye el gráfico de recomendaciones de Barton y Grimstad, 2000.

Figura 8

Clasificación de Barton y Grimstad 2000



Fuente: Barton y Grimstad

#### ***2.2.14. Estado tensional en el túnel Casahuiri***

Las tensiones en excavaciones están determinadas por las tensiones naturales preexistentes en el terreno, influenciadas por la historia geológica y las características específicas de la roca, lo que hace que el estado tensional sea complejo y variable. Esto es crucial para diseñar sostenimientos adecuados.

Los esfuerzos tectónicos son la causa principal de las tensiones almacenadas en las rocas, las cuales se liberan de muy distintas formas; terremotos, desplazamientos de fallas, diaclasado, y por su gran incidencia en la ingeniería civil en su manifestación como las explosiones de roca (rockburst) y deformaciones o fluencias (squeezing) en las excavaciones subterráneas.

Los factores que afectan principalmente a la magnitud de las tensiones naturales son el espesor de la corteza, el flujo de calor, el tiempo durante el cual se han mantenido las tensiones, y la composición y heterogeneidades de la corteza. Los factores locales también pueden modificar sustancialmente tanto la magnitud como la orientación de las tensiones. Estos incluyen: composición de la roca, fallas o fracturas, cargas sedimentarias, efectos topográficos y glaciales, etc.

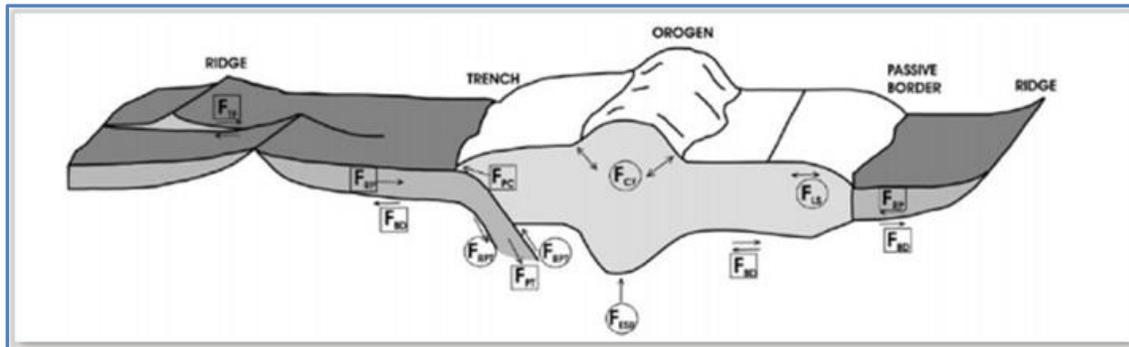
Las tensiones tectónicas son las principales causas de estrés en la litosfera y se generan a través de dos mecanismos básicos los cuales se muestran en la siguiente figura. Las fuerzas de límite de placas generadas por el movimiento de las placas tectónicas dan lugar a esfuerzos de compresión o de extensión. Estas tensiones pueden alcanzar magnitudes de 50 MPa en las zonas de colisión y de 20 MPa en márgenes distensivos (Park, 1988).

Fuerzas producidas por cargas compensadas isostáticamente-debido a grandes elevaciones topográficas (cadenas montañosas) cuyo peso es compensado por zonas de menor densidad litosférica o por un aumento o disminución del espesor corteza. Este mecanismo de compensación isostática conduce a un efecto combinado de cargas verticales y un empuje ascendente (fuerzas de flotabilidad), generando tensiones horizontales en zonas adyacentes. Sus magnitudes pueden ser del orden de 50 MPa (Park, 1988).

Ambos tipos de tensiones son permanente y continuas a lo largo del tiempo y constituyen las llamadas tensiones renovables.

## Figura 9

Ubicaciones y orientaciones relativas de las fuerzas que generan campos de esfuerzos en la litosfera



Fuente: Modificado de Olaiz et al 2006.

**NOTA:** FCP (placa de contacto); FTF (fallas transformantes); FUP (arrastre basal); FESB (esfuerzo distensivo ligado a variaciones laterales de densidad y fuerzas de flotabilidad); FFC (flexión de la corteza); FLC (diferencias de resistencia lateral). González de Vallejo 2008.

El estado tensional está determinado por las tensiones naturales preexistentes, que varían según la historia geológica y las características del macizo rocoso. Esto es fundamental para diseñar sostenimientos adecuados y predecir el comportamiento del terreno durante y después de la excavación, la tensión vertical viene dada por:

$$\sigma_V = \gamma \cdot z$$

Dónde:

$\gamma$ : peso específico de la roca suprayacente.

$z$ : profundidad del punto en estudio.

La tensión horizontal es más compleja de calcular. La relación entre la tensión horizontal y vertical en un punto se conoce como coeficiente de empuje en reposo, representado por  $K_0$ :

$$K_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_V}$$

Así, la tensión horizontal será:

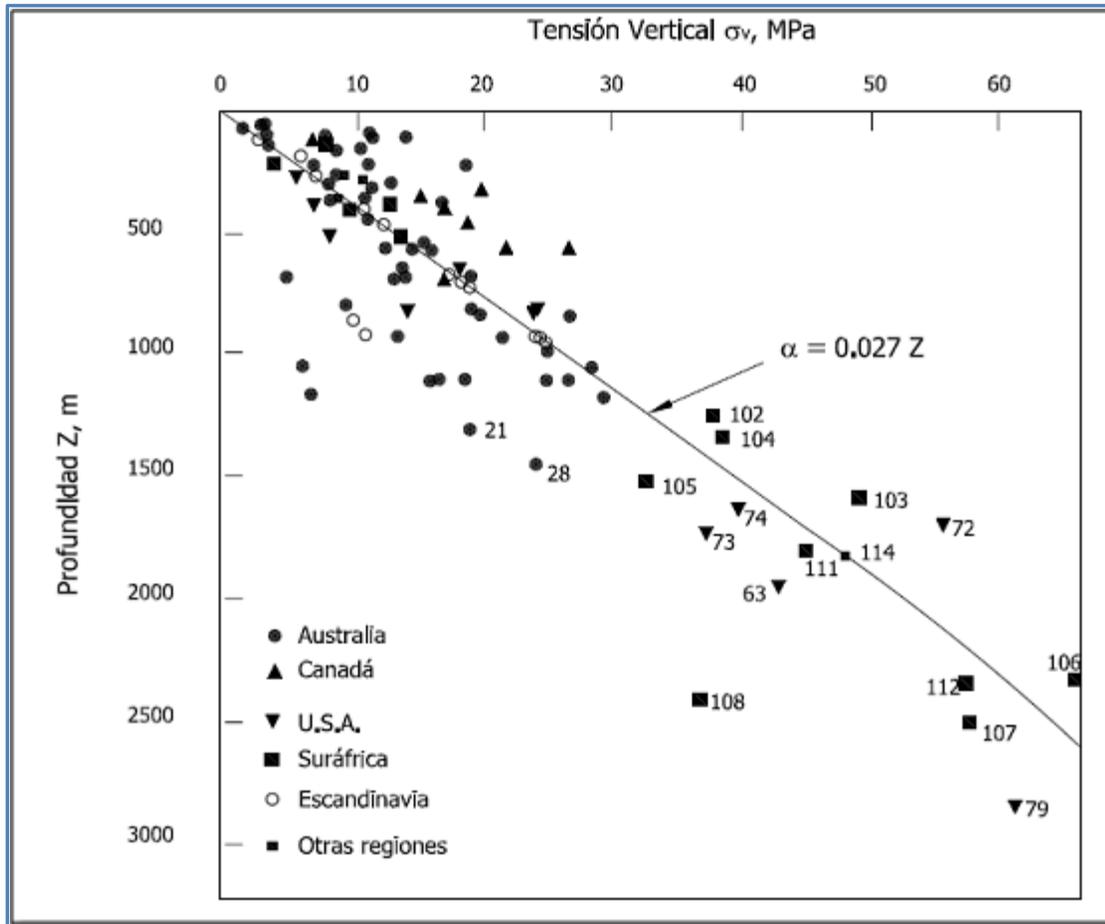
$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

La constante  $K_0$  determina el estado de tensión natural en un punto específico del macizo rocoso.

Para la estimación de la magnitud de los esfuerzos lito estáticos se ha tomado en consideración los datos experimentales presentados por Hoek y Brown los cuales se representan en el siguiente gráfico.

**Figura 10**

*Esfuerzos verticales en función de la profundidad*



*Fuente: Hoek & Brown, 1.980*

Si bien la ley con  $u = 27 \text{ kN/m}^3$  se ajusta bien al valor medio de las medidas, se tiene una dispersión grande especialmente para profundidades menores a 1.500 m. No obstante, dado que es imposible medir dicho esfuerzo salvo con costosos ensayos (ensayos de hidro fracturación en sondeos), se adopta para el esfuerzo horizontal la ley.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

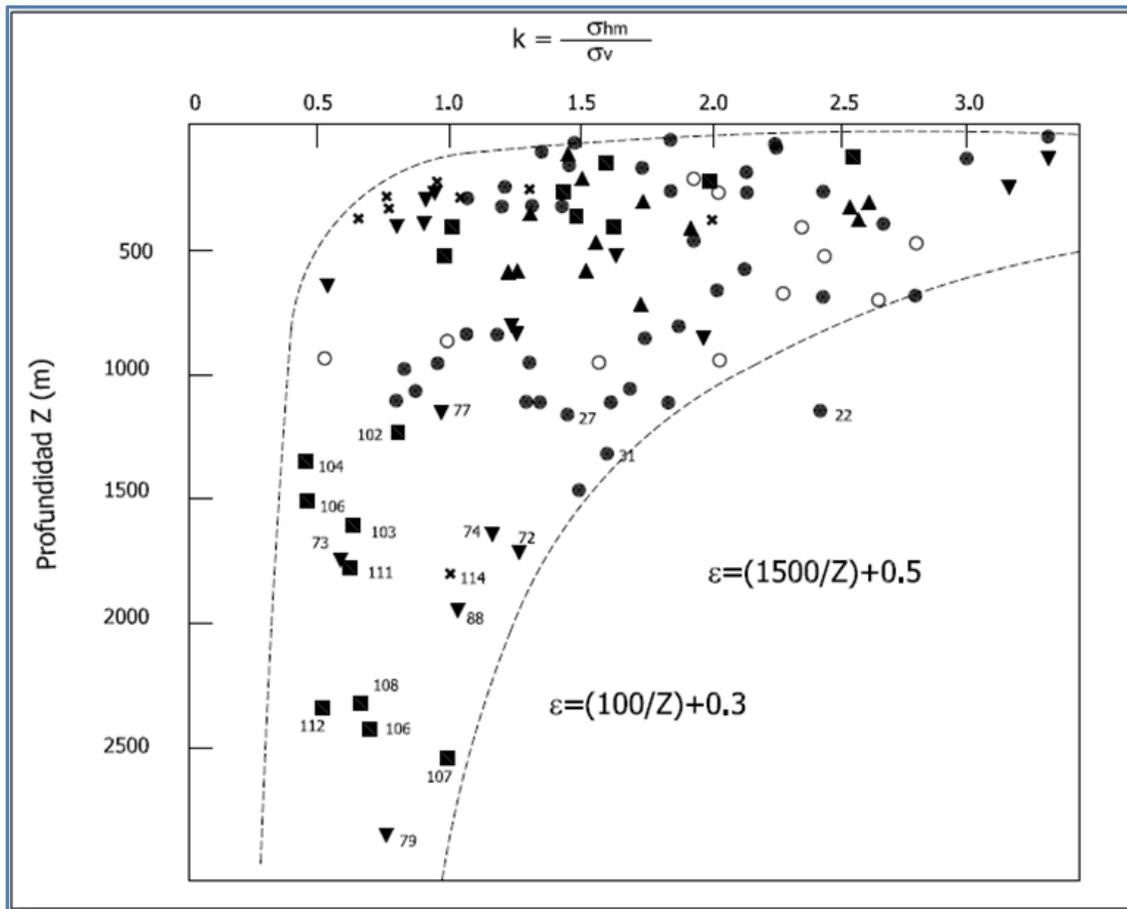
Según la investigación de Herget (1.988) para profundidades hasta 500 m los esfuerzos horizontales son superiores a los verticales. Tomando en cuenta esta consideración, se asume que en el túnel el esfuerzo horizontal será mayor al vertical.

Asumir una magnitud es más complejo. Según la recopilación de mediciones presenta.

Por Hoek & Brown el factor  $k_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  podrá adoptar valores mayores a 3.

**Figura 11**

*Coefficientes  $K_o$  en función de la profundidad*



*Fuente:* Hoek & Brown, 1.980

Aunque no se dispone de información de detalle sobre la orientación del estado tensional en el entorno más próximo, se cuenta con el mapa de Principales Tensiones Horizontales procedente del World Stress Map (2016), el cual se incluye en las siguientes figuras para Sudamérica y en detalle para la zona de estudio.

Como se puede apreciar, la orientación principal en la zona de proyecto sigue una dirección E-W aproximadamente, orientación influenciada por el empuje de la placa de Nazca hacia el E bajo la placa Sudamericana.

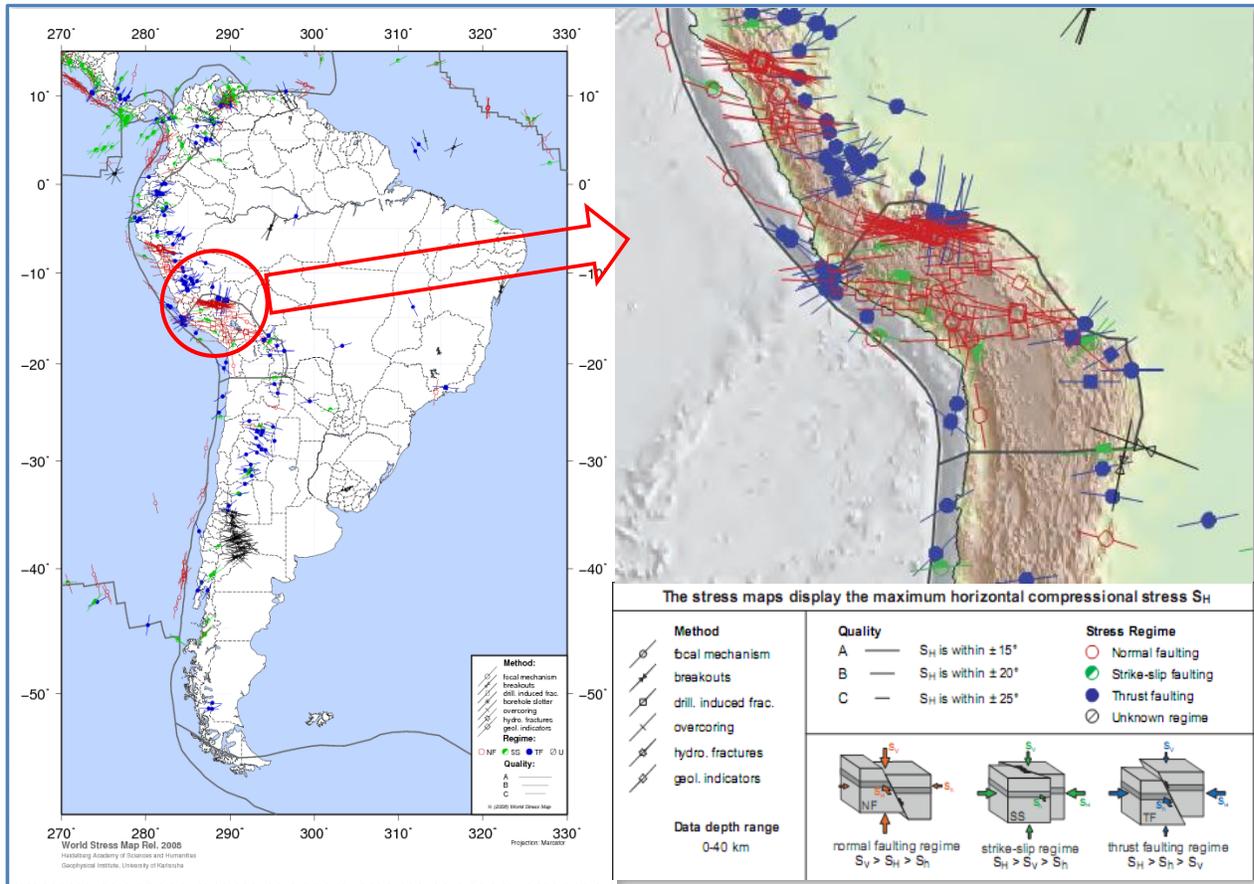
Según los datos del World Stress Map en la zona de proyecto, se observan dos regímenes de esfuerzos principales:

Uno principal, en el que el esfuerzo vertical (SV) es el principal siendo mayor que los esfuerzos horizontales mayor (Sh) y menor (Sh). Este régimen es propio de fallas normales.

Uno secundario, en el que el esfuerzo principal corresponde al esfuerzo horizontal mayor (SH), siendo mayor que el esfuerzo horizontal menor (Sh) y ambas mayores a la tensión vertical (SV). Este régimen corresponde a un campo de esfuerzos con fallas transformantes de orientación aproximada E-W, presentando el esfuerzo horizontal mayor (SH) una dirección N-S aproximadamente.

**Figura 12**

*World Stress Map para la zona de proyecto*



*Fuente: World Stress Map 2016*

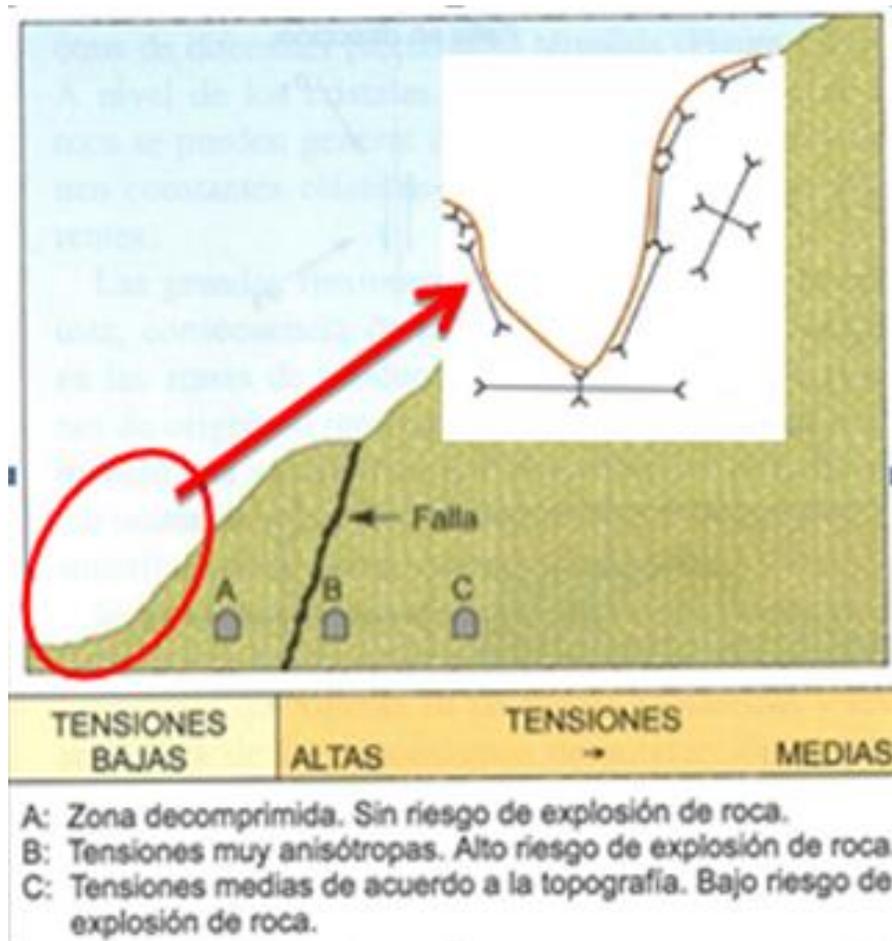
Esta última configuración, aunque minoritaria según los datos de World Stress Map, es la que se ha comprobado tanto a partir de la bibliografía consultada como en campo, existiendo estructuras tanto de fractura como plegamiento con orientación E-W aproximadamente.

En el proyecto de Factibilidad de la central Hidroeléctrica de San Gabán III se han realizado ensayos de hidro fracturación en uno de los sondeos (SGZK10), aunque no se localiza próximo al túnel y la unidad litológica no corresponde con el batolito de San Gabán. Estos ensayos se realizaron entre 230 y 480 m de profundidad y se obtuvieron valores de  $K_0$  del orden de 1.1 para el realizado a menor profundidad (230 m).

En zonas montañosas con valles profundos, como la que estamos estudiando, el efecto topográfico es significativo y puede generar anisotropías en las tensiones. Esto se debe a que las tensiones se concentran en las laderas, lo que puede hacer que el esfuerzo horizontal supere al vertical. En nuestro caso, considerando la profundidad y ubicación, se ha seleccionado un valor conservador de  $K_0$  de 1,2 tal y como se muestra en la siguiente Figura:

**Figura 13**

*Efecto de la topografía y presencia de singularidades tectónicas*



*Fuente:* Luis I. González de Vallejo

Los valores de  $k_0$  iguales a la unidad, en los que el esfuerzo vertical y horizontal toman el mismo valor, se produce a grandes profundidades, pero esta relación no es válida en el rango de

profundidades en donde tiene lugar la mayoría de las obras de ingeniería, menos de 500 m como es el caso del Túnel de Casahuiri, donde el valor es mayor de 1.

No obstante, en fase de obra se recomienda la realización de ensayos de gato plano a distintas profundidades de recubrimiento para una obtención in situ del valor de  $K_0$  y la orientación exacta de los esfuerzos horizontales dentro del macizo con el fin de comprobar la idoneidad del diseño realizado.

### ***2.2.15. Hidrogeología de los túneles***

Como se ha comentado en el acápite de Hidrogeología, la permeabilidad del macizo rocoso corresponde a una permeabilidad por fracturación, donde la circulación de las aguas se produce a través de la red de fracturación del macizo, así como por la parte alterada más superficial.

A medida que se profundiza, la circulación de agua se va restringiendo. Los sondeos mecánicos horizontales de reconocimiento SR-01 y SR-02 han interceptado zonas en las que se ha producido aporte de agua a favor de fracturas. En estos puntos se procedió a la medición de los caudales de afluencia de agua, habiéndose obtenido un intervalo de entre 1.8 a 5.6 l/min. Con las longitudes atravesadas por los sondeos se ha investigado gran parte de la longitud total del túnel. Las zonas del macizo por las que se podría producir una mayor afluencia de agua durante la excavación del túnel, corresponden a las zonas de fractura existentes y a las zonas con mayor grado de alteración.

Como consecuencia de lo anteriormente expuesto, el comportamiento hidrogeológico del macizo en general será el de un acuífero y, por tanto, incapaz de absorber o transmitir agua. Sin embargo, los niveles fracturados y/o alterados comentados presentarán un comportamiento de tipo acuicludo, ósea el de una formación geológica semipermeable que, conteniendo ciertas cantidades de agua, la transmiten muy lentamente y que, bajo condiciones especiales, permiten una recarga vertical de otros acuíferos.

La presencia de niveles y flujos de agua se asocian a zonas meteorizadas, con fallas, zonas cataclásticas, milonitizadas o diaclasado importante. Tanto la meteorización como la fracturación suelen ser más intensas cerca de la superficie y decrecen progresivamente al aumentar la profundidad, donde prevalecen las fracturas de origen tectónico.

Pese a que con la longitud de los sondeos se ha investigado la mayoría de la longitud total del túnel, durante la ejecución del túnel se recomienda la realización de sondeos horizontales en el frente de excavación, con el fin de localizar posibles zonas con nivel de agua y en su caso poder drenarlas con antelación. En el entorno del túnel se han detectado tres puntos de agua cuyas principales características se muestran en la siguiente Tabla.

**Tabla 8**

*Principales características de puntos de agua inventariados en el entorno del túnel.*

Punto de agua	Coordenadas			Observaciones
	X	Y	Z	
2	8491321	342043	1420	Se observa presencia de musgo y crecimiento de vegetación. Ligeramente rezume
3	8491493	342115	1408	Dren con diámetro de 9,6 cm, próximo al portal de salida, excavado en granodioritas Caudal promedio constante de 1.30 l/min
4	8491480	342165	1435	Manantial natural intermitente, con caudal de agua de 20 a 30 l/min en temporada de lluvia (diciembre-marzo). Este manantial fluye a través de granodiorita fracturada

*Fuente:* Departamento de geología

A continuación, se recogen los ensayos Luego realizados.

**Tabla 9**

*Resultados de los ensayos realizados.*

Ensayo	Perforación	Profundidad (m)	Litología	Grupo Geotécnico	Unidad de Lugeon	Permeabilidad K (cm/s)	Permeabilidad K (m/s)	Clasificación del macizo según González et. 2002	Observaciones
1	SR-01	49,60-54,6	Granodiorita	Plutón San Gabán	3,61	$3,6 \cdot 10^{-5}$	$3,6 \cdot 10^{-7}$	Permeable	Flujo de dilatación de fracturas
1	SR-02	26,60-34-60	Granodiorita	Plutón San Gabán	12,9	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	Muy permeable	Flujo de dilatación de fracturas
2		42,10-50,10	Granodiorita	Plutón San Gabán	0,25	$2,5 \cdot 10^{-6}$	$2,5 \cdot 10^{-8}$	Muy impermeable	Flujo de dilatación de fracturas

*Fuente:* Departamento de geología

Los valores medios de permeabilidad de las granodioritas en los tramos fracturados en los que se ha producido aporte de agua a los sondeos son del orden de  $1,3 \cdot 10^{-6}$  m/s a  $3,6 \cdot 10^{-7}$  m/s, mientras que el ensayo realizado en un nivel del sondeo en el que no se produjo aporte de agua, y que se considera representativo el macizo rocoso sano es de  $2,5 \cdot 10^{-8}$  m/s

#### **2.2.16. Caudales drenados por el túnel**

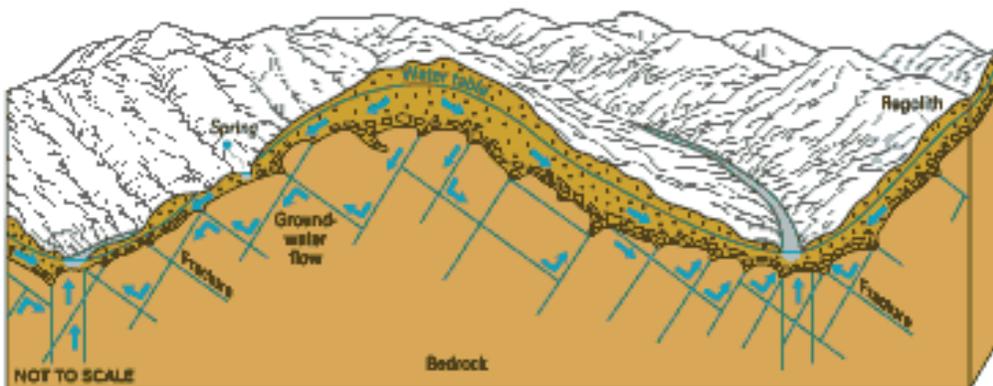
Los datos aportados por los sondeos, junto con las observaciones de campo donde se han detectado escasos puntos de agua con caudales muy limitados, indican que el modelo hidrogeológico del macizo donde se ejecutará el túnel corresponde al de un medio rocoso fracturado cuya permeabilidad es debida a fracturación y restringida a determinadas discontinuidades. Por tanto, el modelo no corresponde al de un medio capaz de albergar un nivel freático estable de forma continua a lo largo del tiempo.

Así, el modelo hidrogeológico tiene como fuente de recarga las precipitaciones y otra parte se infiltra en la parte más superficial del terreno constituida por suelos y que tapizan al macizo rocoso. Prácticamente la totalidad de la fracción infiltrada circula sub superficialmente a través de la zona de contacto entre los suelos y el macizo rocoso mucho más impermeable.

Únicamente una fracción de la precipitación infiltrada logra penetrar en el interior del macizo rocoso a través de las discontinuidades del mismo y circular a través de ellas de forma restringida y normalmente únicamente por la zona más descomprimida del macizo de modo que con la profundidad la circulación de caudales únicamente es posible por las discontinuidades de mayor entidad. Por tanto, es en las zonas de debilidad donde es de esperar la afluencia de agua a la excavación del túnel durante la excavación tras periodos de lluvia.

#### **Figura 14**

*Esquema de circulación de agua por fracturas en un macizo rocoso.*



*Fuente:* Internet

Se ha realizado una estimación del caudal que puede llegar a drenar el túnel en toda su longitud, en base a los caudales detectados durante la perforación de los sondeos horizontales, que ha oscilado entre 1.8 a 5.6 l/min, para los sondeos SR01 y SR02 respectivamente. En el punto de agua 3, próximo al portal de salida, el caudal medido es de 1.30 l/min. Los resultados obtenidos indican que el caudal de infiltración variará entre 0,4 l/min/10m de túnel a 1,1 l/min/10 m túnel.

### ***2.2.17. Excavabilidad***

Para evaluar la excavabilidad del macizo rocoso afectado por el Túnel se ha empleado el criterio de Franklin referido en acápite anteriores, donde se explica que se ha obtenido para las granodioritas será necesario, al menos, la realización de una pre voladura de esponjamiento y que marca el empleo de medios mecánicos o bien por perforación o voladura.

Las granodioritas necesitan pre voladura para su excavación según sus parámetros característicos, por tanto, se considera que el método más adecuado es el de perforación y voladura.

### ***2.2.18. Riesgos geológico-geotécnicos en el túnel Casahuiri***

Dada la situación del área de estudio, uno de los principales riesgos geológico-geotécnicos a los que se verá sometido corresponde a la sismicidad propia de zona. Este aspecto deberá ser considerado en el diseño del túnel proyectado, especialmente en el diseño de los portales de entrada y salida del mismo.

#### **Riesgo asociado a fallas y zonas de fractura**

Las fallas geológicas conllevan riesgos significativos debido a la mala calidad del material, suelos blandos, inestabilidad en el frente de excavación y posible aumento del flujo de agua. Afortunadamente, no se han detectado zonas de falla en el trazado del túnel según la cartografía geológica y prospecciones realizadas. Sin embargo, en general, las zonas de falla pueden generar áreas con material fracturado y alterado, lo que puede provocar problemas de estabilidad, caída de bloques y afluencia de agua.

En rocas como las granodioritas, las fallas pueden crear zonas de material granular más permeable y de mayor espesor.

En el túnel estudiado no se esperan dichos fenómenos.

## **Riesgo asociado a formación de cuñas**

El macizo rocoso afectado por el Túnel presenta una fracturación que aísla bloques de roca o cuñas que pueden llegar a ser inestables y poner en peligro la excavación. Con el fin de estudiar y prever esta circunstancia se ha realizado una sectorización de las principales discontinuidades definiéndose en este caso un dominio estructural para todo el túnel. A partir de dicha información, se ha realizado una simulación de las posibles cuñas que se formarán calculando el sostenimiento mínimo a disponer para que sean estables.

Además, la posible formación de cuñas inestables significativas en los taludes de excavación de los portales también ha sido estudiada con el fin de diseñar los refuerzos necesarios para su estabilización.

### ***2.2.19. Caracterización geomecánica de los macizos rocosos.***

Los macizos rocosos tienen un comportamiento complejo debido a su naturaleza discontinua. Para simplificar su estudio, se utilizan clasificaciones geomecánicas que evalúan la calidad del macizo rocoso según sus características y parámetros geomecánicos, lo que permite categorizarlos para diferentes aplicaciones, tales como.

- ✓ Resistencia de la matriz.
- ✓ Índice RQD.
- ✓ Espaciado de las discontinuidades.
- ✓ Orientación de las discontinuidades.
- ✓ Condiciones de las discontinuidades.
- ✓ Estructura geológica y fallas.
- ✓ Filtraciones y presencia de agua.
- ✓ Estado tensional.

Las clasificaciones geomecánicas más populares son el RMR de Bieniawski y la Q de Barton. El RMR se utiliza para caracterizar macizos rocosos y aplicar en túneles y taludes, mientras que la clasificación Q se enfoca principalmente en túneles.

Se han estimado clasificaciones geomecánicas comunes para caracterizar macizos rocosos en túneles y taludes:

- ✓ Índice Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski (1989, Sistema CSIR-Consejo de África del Sur para la Investigación Científica e Industrial).
- ✓ Índice Geological Strength Index (GSI) de Hoek (1994).
- ✓ Clasificación de Barton, Lien y Lunde del Sistema N.G.I. (Instituto de Geotecnia de Noruega).

### **Índice Rock Mass Rating. RMR.**

El sistema de clasificación RMR fue creado por Bieniawski en 1973 y actualizado posteriormente. Evalúa la calidad de macizos rocosos y su relación con parámetros geotécnicos, asignando un índice de 0 a 100, donde 0 representa un suelo débil y 100 una roca sólida y seca. Los parámetros que se tienen en cuenta son:

La resistencia de la roca se evalúa mediante pruebas de resistencia uniaxial o ensayos PLT, y se asignan valores de 0 a 15 puntos en el subíndice RMR-1.

El grado de fracturación de la roca se mide mediante RQD y se califica con 0 a 20 puntos en el subíndice RMR-2.

El espaciado entre discontinuidades en la roca se evalúa y se califica con 0 a 20 puntos en el subíndice RMR-3.

La frecuencia de discontinuidades se evalúa mediante juntas por metro, unificando RMR-2 y RMR-3 con valores de 0 a 34 puntos. Además, se consideran las condiciones de las discontinuidades (persistencia, abertura, rugosidad, relleno y alteración) en RMR-4, con valores de 0 a 30 puntos.

Las condiciones hidrogeológicas se evalúan según el caudal, presión de agua o estado general, y se califican con 0 a 15 puntos en el subíndice RMR-5.

La suma de (RMR1+RMR2+RMR3+RMR4+RMR5) nos da el valor del RMR básico (RMRb) o sin corregir, ya que no se tiene hasta ahora en cuenta la orientación de las discontinuidades respecto a la actuación prevista, túneles, desmontes o cimentaciones. En este proyecto no se ha corregido el RMR, al tratarse de rocas no estratificadas.

A continuación, veremos la clasificación geomecánica RMR de Bieniawski de 1989, incluyéndose los valores de corrección para la obtención del RMR corregido. Así mismo, en el mismo cuadro se muestran las distintas calidades del macizo rocoso en función del índice RMR obtenido.

**Tabla 10**

*Clasificación del índice RMR*

RMR (1) Resistencia a compresión simple de la roca intacta																
Valor (kg/cm <sup>2</sup> )	>2.500	1.000-2.500	500-1.000	250-500	50-250	10-50	<10									
Valoración	15	12	7	4	2	1	0									
RMR (2) RMR																
Índice R.Q.D.	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%											
Valoración	20	17	13	6	3											
RMR (3) Reparación entre diaclasas																
Espaciado de diaclasas	>2000 mm	600-2000 mm	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm											
valoración	20	15	10	8	5											
RMR (2+3) RMR y separación entre diaclasas																
Juntas por metro	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Valoración	40	34	31	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	16	17
Juntas por metro	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
Valoración	17	16	15	14	14	13	13	12	12	11	11	10	10	9	9	
Juntas por metro	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	
valoración	9	8	8	7	7	7	6	6	6	5	5	5	4	4	4	
RMR (4) Estado de las diaclasas																
Persistencia	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	20 m											
	6	4	2	1	0											
Apertura	0	<0,1 mm	0,1-1 mm	1-5 mm	>5 mm											
	6	5	4	1	0											
Rugosidad	muy rugosa	rugosa	liger. rugosa	lisa	espejo falla											
	6	5	3	2	0											
Relleno	no hay	duro con espesor <5mm	duro con espesor >5mm	blando con espesor <5mm	blando con espesor >5mm											
	6	5	3	2	0											
Grado de meteorización	no afectado	ligero	moderado	alto	descompuesto											
	6	5	3	1	0											
RMR (5) Efecto del agua																
Estado	seco	lig. húmedo	húmedo	goteando	agua fluyendo											
Valoración	15	10	7	4	0											

*Fuente:* Bieniawski, 1989

**Tabla 11**

*Corrección del índice RMR de Bieniawski, 1989 de acuerdo a la orientación.*

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° cualquier dirección
Excavación hacia buzamiento		Excavación contra buzamiento		Buzamiento		
Buzam. 45-90	Buzam. 20-45	Buzam. 45-90	Buzam. 20-45	Buzam. 45-90	Buzam. 20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Media
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

*Fuente:* Bieniawski, 1989

En función del RMR obtenido, los macizos rocosos se clasifican en estas cinco categorías:

- ✓ Roca Muy Buena (RMR entre 81 y 100).
- ✓ Roca Buena (RMR entre 61 y 80).
- ✓ Roca Media (RMR entre 41 y 60).
- ✓ Roca Mala (RMR entre 21 y 40).
- ✓ Roca Muy Mala (RMR menor que 20).

### Índice Q de Barton

La clasificación Q, desarrollada por Barton, Lien y Lunde en 1974, evalúa macizos rocosos para estimar parámetros geotécnicos y diseñar sostenimientos en túneles y cavernas subterráneas.

El índice Q está basado en una evaluación numérico de seis parámetros dados por la expresión:

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

Dónde.

- $J_n$  = índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo rocoso.
- $J_r$  = índice de rugosidad de las discontinuidades.
- $J_a$  = índice que indica la alteración de las discontinuidades.
- $J_w$  = coeficiente reductor por la presencia de agua
- SRF (stress reduction factor) = coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.
- De este modo, los tres factores de la ecuación representan:
  - $(RQD/J_n)$ : el tamaño de bloque
  - $(J_r/J_a)$ : la resistencia al corte entre los bloques.
  - $(J_w/SRF)$ : la influencia del estado tensional.

A continuación, se indican los criterios para la valoración de cada parámetro. El índice Q obtenido varía entre 0,001 y 1.000, con la clasificación del macizo rocoso en función del resultado obtenido.

**Tabla 12**

*Valores de los parámetros característicos del índice Q de Barton*

<b>Determinación índice Q básico de Barton</b>			
<b><math>Q = (RQD / J_n) \times (J_r / J_a) \times (J_w / SRF)</math></b>			
<b>RQD</b>	Expresado en %, y mínimo del 10%. Basta expresarlo en intervalos del 5%. Parámetro que depende del número de familias de juntas existentes en el macizo rocoso.		
	<b>Nº FAMILIAS DE JUNTAS</b>		<b>Jn</b>
	A	Masiva, sin juntas o con unas pocas	0,5-1,0
	B	Una familia	2
	C	Una familia más juntas ocasionales	3
<b>Jn</b>	D	Dos familias	4
	E	Dos familias más juntas ocasionales	6
	F	Tres familias	9
	G	Tres familias más juntas ocasionales	12
	H	Cuatro o más familias, fuerte diaclasado, muy fracturado	15
	I	Roca machacada, suelo	20
	Parámetro que depende de la rugosidad de las juntas		
	<b>Parámetro de rugosidad de juntas</b>		<b>Jr</b>
	a) Contacto entre ambos bordes		
	b) Contacto entre ambos bordes con un desplazamiento de corte menor de 10 cm		
	A	Juntas discontinuas	4
	B	Onduladas, rugosas o irregulares	3
	C	Onduladas, suaves	2
	D	Onduladas, con estrías de fricción	1,5
	E	Planas, rugosas o irregulares	1,5
	F	Planas, suaves	1
	G	Planas, con estrías de fricción	0,5
<b>Jr</b>	NOTA: Las definiciones se refieren en primer término a la rugosidad a escala intermedia, y en segundo término a la rugosidad a pequeña escala		
	c) Sin contacto entre los bordes con un desplazamiento de corte		
	H	Relleno arcilloso con suficiente espesor para impedir el contacto	1
	J	Relleno arenoso, de grava, o de roca fracturada con suficiente espesor para impedir el contacto	1
	1.- Añadir 1 cuando el espaciamento medio de la familia de juntas sea mayor de 3 m		
	NOTAS: 2.- Puede utilizarse el valor Jr=0,5 para juntas planas con estrías de fricción con las lineaciones orientadas de forma que den resistencia mínima al corte		
	Parámetro que depende del grado de meteorización de las juntas		
<b>Ja</b>	<b>Parámetro de alteración de juntas</b>		<b>Jr (°) aprox. Ja</b>

a) Contacto entre ambos bordes (sin rellenos, solo alteraciones o adherencias superficiales)			
A	Fuertemente soldadas, rellenos duros, impermeables, no reblandecibles (cuarzo.)	-	0,75
B	Bordes no alterados, solo coloración superficial	25-35	1
C	Bordes algo meteorizados. Adherencias no reblandecibles, partículas arenosas, roca no arcillosa fracturada	25-30	2
D	Adherencias arenosas o limosas, con poco contenido en arcilla (no reblandecible)	20-25	3
E	Adherencias reblandecibles, o arcillosas con baja fricción (caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, y pequeñas cantidades de arcillas expansivas)	8-16	4
b) Contacto entre ambos bordes con un desplazamiento de corte menor de 10 cm (con rellenos de poco espesor)			
F	Partículas arenosas, roca no arcillosa fracturada	25-30	4
G	Relleno de arcilla muy preconsolidada, no reblandecible (continuo, pero con espesor < 5mm)	16-24	6
H	Relleno de arcilla con preconsolidación media a baja, reblandecible (continuo, pero con espesor <5 mm)	12-16	8
J	Relleno de arcilla expansiva (montmorillonita) con espesor continuo, pero <5 mm. El valor depende del % de arcilla expansiva y de la accesibilidad de agua	6-12	8-12
c) Sin contacto entre los bordes con un desplazamiento de corte (relleno de gran espesor)			
K	Bandas o zonas de roca desintegrada o fracturada y arcilla (véase G,H,J para el tipo de arcilla)	16-24	6
L		12-16	8
M		6-12	8-12
N	Zonas o bandas de relleno arenosas o limosas con bajo contenido en arcilla (no reblandecible)	-	5
O		16-24	10
P	Bandas o zonas de arcilla de gran espesor (véase G,H,J para el tipo de arcilla)	12-16	13
Q		6-12	13-20

Parámetro que depende de la presencia de agua y su presión

		Presión de agua (Mpa)	Jw	
	Factor de reducción por agua en las juntas			
A	Excavaciones secas o con flujo < 5 l/min en ptos. aislados	< 0,1	1	
B	Flujo (o presión) medios con lavado ocasional de los rellenos de las juntas	0,1-0,25	0,66	
C	Flujo (o presión) importantes en roca compacta con juntas sin rellenos	0,25-1	0,5	
<b>Jw</b>	D	Flujo (o presión) importantes con considerable lavado de los rellenos de las juntas	0,25-1	0,33
E	Flujo (o presión) excepcionales al excavar, que decae con el tiempo.	> 1	0,2-0,1	
F	Flujo (o presión) excepcionales que continua sin reducirse apreciablemente con el tiempo	> 1	0,1-0,05	

1.- Los factores C a F son estimaciones groseras, simplificadas. Jw puede aumentarse si se instalan medidas de drenaje

NOTAS:

2.- No se han considerado los problemas especiales que puede causar la congelación del agua

3.- u = presión intersticial a cota de túnel en Mpa

Parámetro complejo que depende del estado tensional del macizo (en relación con la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, pero también de la existencia de juntas abiertas o sin relleno) en las cercanías de la superficie.

	Factor de reducción por tensiones	SRF
a) Hay zonas débiles que atraviesan la excavación y puede causar la descompresión de la masa rocosa al excavar el túnel.		
A	Múltiples ocurrencias de zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada por meteorización; roca muy floja en el entorno (a cualquier profundidad)	10
B	Ocurrencias aisladas de zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada por meteorización (Prof. <50 m)	5
C	Ocurrencias aisladas de zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada por meteorización (Prof. >50 m)	2,5
D	Múltiples zonas de cizalla en roca competente, no arcillosa; roca floja en el entorno (a cualquier profundidad)	7,5
E	Ocurrencias aisladas de zona de cizalla en roca competente, no arcillosa (prof. <50 m)	5
F	Ocurrencias aisladas de zona de cizalla en roca competente, no arcillosa (prof. >50 m)	2,5
G	Juntas abiertas, roca muy fracturada o descomprimida (cualquier profundidad)	5
NOTA:	Los valores de SRF pueden reducirse en un 25-50% si las zonas fracturadas o de cizalla afectan pero no atraviesan la excavación	

**SRF**

b) Roca competente. Problemas de tensiones tectónicas					SRF
		$1\sigma_c/\sigma$	$c\sigma_q/\sigma$		
H	Tensiones bajas, en superficie, juntas abiertas	> 200	< 0,01		2,5
J	Tensiones medias en condiciones favorables	200-10	0,01-0,3		1
K	Tensiones altas. Estructura muy compacta (favorables para la estabilidad del frente, puede ser desfavorable para la estabilidad de las paredes)	10-5	0,3-0,4		0,5-2
L	Rotura de lascas superficiales después de 1 hora en roca masiva ("slabbing")	5-3	0,5-0,65		5-50
M	Rotura de lascas superficiales ("slabbing") y golpes de roca después de unos minutos en roca masiva ("rock burst")	3-2	0,65-1		50-200
N	Fuertes golpes de roca ("rock burst") y deformaciones dinámicas inmediatas en roca masiva	< 2	> 1		200-400

1.- Si se han medido las tensiones tectónicas y son muy anisotrópicas debe reducirse  $\sigma_c$  a 0,75  $\sigma_c$  (si  $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$ ) y de  $c\sigma_q$  a 0,5  $c\sigma_q$  (si  $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ )

NOTAS:  
 $\sigma_c$ : resistencia a compresión simple  
 $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ : tensiones principales mayor y menor  
 $c\sigma_q$ : tensión tangencial máxima (calculada elásticamente)

2.- Si la profundidad de la clave es menor que el ancho de la excavación puede aumentarse SRF de 2,5 a 5 aunque hay pocos casos registrados

c) Roca extruida ("squeezing rock"): flujo plástico de roca no competente bajo la influencia de grandes tensiones de roca

O	Presión media	1,5	5-10
P	Presión alta	> 5	10-20
NOTA:	Estos casos pueden ocurrir si $H > 350 Q^{1/3}$ . La resistencia a compresión de la masa rocosa puede estimarse en $q = 0,7 q^{1/3}$ (Mpa)		
	$\sigma$ : peso específico de la masa rocosa en kN/m <sup>3</sup>		
	d) Roca expansiva dependiendo de la presión del agua		
R	Presión de hinchamiento media		5-10
S	Presión de hinchamiento alta		10-12
NOTA FINAL:	Jr y Ja se aplican a la familia de juntas más desfavorable desde el pto. de vista de la orientación o de la resistencia al corte ( $\sigma\sigma = \sigma_n \tan Jr / Ja$ )		

*Fuente:* Barton y Grimstad

### Tabla 13

*Calidad del macizo rocoso en función del índice Q de Barton.*

Valor de Q	Calidad del macizo rocoso
0,001-0,01	Roca excepcionalmente mala
0,01-0,1	Roca extremadamente mala
0,1-1	Roca muy mala
1-4	Roca mala
4-10	Roca media
10-40	Roca buena
40-100	Roca muy buena
100-400	Roca extremadamente buena
400-1000	Roca excepcionalmente buena

*Fuente:* Barton y Grimstad

### Índice de resistencia geológica. GSI

El GSI (Índice de Resistencia Geológica) evalúa la calidad del macizo rocoso mediante dos parámetros: estructura de la matriz rocosa (grado de fracturación y trabazón de bloques) y estado superficial (resistencia de la roca y características de las discontinuidades). Ambos se clasifican en categorías según su calidad.

El GSI arroja una puntuación final entre 0 y 100, con igual peso para cada parámetro. La tabla correspondiente ilustra esta estructura de evaluación.

**Tabla 14**

*Influencia de la parametrización en el GSI*

<b>Parámetro</b>	<b>GSI</b>
Resistencia a compresión simple	0
RQD y espaciado de las discontinuidades	50
Condición de las discontinuidades	50
Presencia de agua subterránea	0

*Fuente:* Barton y Grimstad

El GSI, aunque empírico, conecta la observación visual de campo con modelos de rotura no lineales utilizados en software de ingeniería, siendo clave en el diseño de obras.

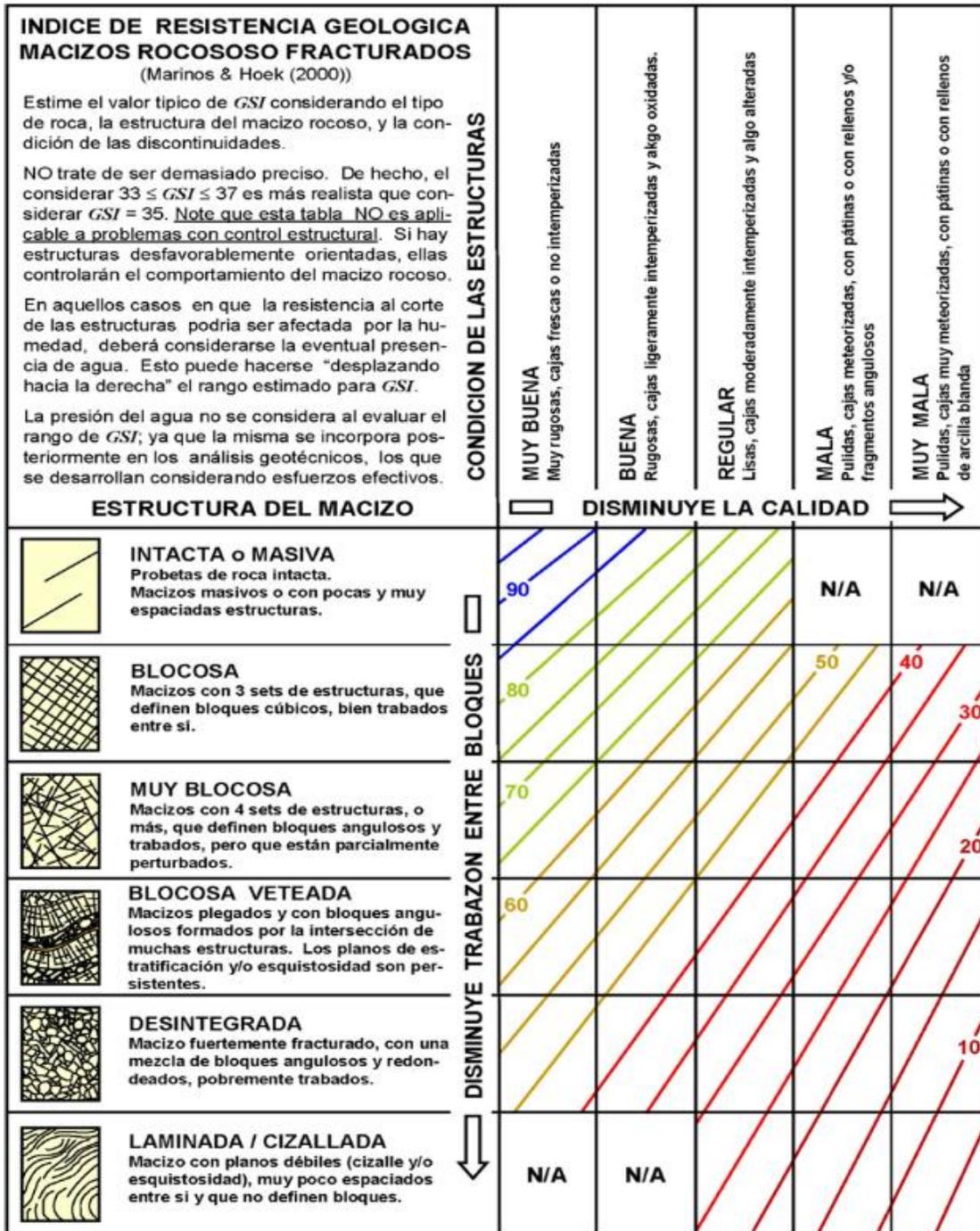
El GSI se evalúa comparando con condiciones típicas y varía de 0 a 100, permitiendo clasificar macizos rocosos en 5 clases similares al índice RMR:

- ✓ Macizos de calidad MUY MALA (Clase V, GSI 0-20).
- ✓ Macizos de calidad MALA (Clase IV, GSI 21-40).
- ✓ Macizos de calidad REGULAR (Clase III, GSI 41-60).
- ✓ Macizos de calidad BUENA (Clase II, GSI 61-80).
- ✓ Macizos de calidad MUY BUENA (Clase I, GSI 81-100).

Para su determinación se puede usar el ábaco que se muestra en la siguiente figura para rocas fracturadas.

**Figura 15**

*Carta para la estimación del índice GSI (Índice de resistencia geológica) en macizos rocosos.*



Fuente: Hoek y Marinos 2000

Respecto al uso del índice GSI para caracterizar geotécnicamente el macizo rocoso, es conveniente indicar lo siguiente:

1. El GSI no es adecuado cuando el macizo rocoso tiene un control estructural claro, especialmente con solo dos sets de estructuras, requiriendo precaución al aplicar el criterio de Hoek-Brown.
2. El GSI no considera directamente la resistencia en compresión uniaxial de la roca intacta, ya que se enfoca en parámetros del criterio de Hoek-Brown para evaluar la resistencia del macizo rocoso.
3. El GSI no considera explícitamente el espaciamiento entre estructuras, ya que este factor se refleja implícitamente en la evaluación del tamaño y forma de los bloques del macizo rocoso.

El GSI se define mejor como un rango de valores, típicamente de unos 10 puntos, en lugar de un valor específico.

## **2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS**

### **2.3.1. *Macizo rocoso***

Se refiere a un macizo rocoso, que es un medio natural que contiene diversas discontinuidades como diaclasas, estratos, fallas y otros rasgos estructurales.

### **2.3.2. *Matriz rocosa***

La matriz rocosa se refiere al material rocoso intacto, sin discontinuidades, que forma bloques entre las estructuras geológicas. Aunque se considera continua, su comportamiento puede ser heterogéneo y anisótropo debido a su fábrica y microestructura mineral.

### **2.3.3. *Discontinuidad***

Una discontinuidad es cualquier plano o superficie en un macizo rocoso que separa bloques de matriz rocosa, pudiendo ser de origen mecánico o sedimentario. Estas discontinuidades pueden

aparecer durante la formación de la roca o posteriormente debido a procesos tectónicos, y pueden incluir planos de estratificación, fallas, diaclasas y otras estructuras geológicas.

#### **2.3.4. Orientación**

La orientación se refiere a la posición espacial de una discontinuidad, descrita comúnmente por la dirección de buzamiento y el buzamiento de la línea de máxima pendiente en el plano de la discontinuidad.

#### **2.3.5. Espaciado**

El espaciado se refiere a la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes, lo que determina el tamaño de los bloques de roca intacta dentro del macizo rocoso. Un menor espaciado resulta en bloques más pequeños, mientras que un mayor espaciado produce bloques más grandes.

#### **2.3.6. Persistencia**

La continuidad o persistencia se refiere a la extensión o tamaño de las discontinuidades, que puede cuantificarse midiendo su longitud en afloramientos en dirección del rumbo y del buzamiento.

#### **2.3.7. Rugosidad**

La rugosidad se refiere al conjunto de irregularidades en la superficie de las paredes de una discontinuidad, que pueden incluir asperezas y ondulaciones de diferentes tamaños.

#### **2.3.8. Apertura**

La apertura se refiere a la distancia perpendicular entre las paredes adyacentes de una discontinuidad cuando están separadas por aire o agua, lo que la distingue del espesor de relleno cuando hay material entre las paredes.

#### **2.3.9. Relleno**

El relleno se refiere a los materiales que se encuentran dentro de una discontinuidad. El tipo de relleno puede afectar la competencia de la masa rocosa, siendo menos competente con rellenos suaves y más competente con rellenos duros.

### ***2.3.10. Aguas subterráneas***

El agua subterránea es crucial en la estabilidad de túneles, ya que reduce la resistencia del macizo rocoso. En la clasificación de macizos rocosos, se considera el estado de humedad, que puede variar desde seco hasta condiciones de flujo de agua. La circulación de agua suele ocurrir a través de discontinuidades (permeabilidad secundaria), aunque en algunas rocas sedimentarias puede ocurrir a través de la propia roca (permeabilidad primaria).

### ***2.3.11. Meteorización***

La meteorización, también conocida como intemperización, se refiere a la modificación de la superficie de la roca debido a la acción de agentes atmosféricos. El grado de meteorización depende de factores como el clima, la morfología y la composición de la roca, y se clasifica en meteorización física, química y biológica.

### ***2.3.12. Alteración***

La alteración hidrotermal se produce cuando fluidos o gases magmáticos calientes ascienden a través de fracturas o fallas, modificando las condiciones del macizo rocoso mediante reemplazamientos y rellenos. Algunos tipos de alteración, como la silicificación, pueden mejorar las características de la roca, mientras que otros, como la sericitización y argilitización, pueden ser muy desfavorables debido al aumento de minerales arcillosos.

### ***2.3.13. Factor de seguridad***

El Factor de Seguridad (FS) mide la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas impulsoras en un sistema, siendo un criterio fundamental en diseño de ingeniería. En geomecánica, su uso se popularizó en el siglo XX con el desarrollo de la ingeniería geotécnica.

### ***2.3.14. Probabilidad de falla***

La probabilidad de falla (PoF) ha ganado aceptación como criterio de diseño en los últimos 35 años, aunque inicialmente generó dudas y escepticismo entre los ingenieros geotécnicos. Con el tiempo, su uso se ha fortalecido y es cada vez más aceptado.

### ***2.3.15. Pernos de anclaje***

Los pernos de anclaje son un sistema de sostenimiento en túneles que consiste en introducir elementos lineales de refuerzo en el terreno, anclados física o químicamente, para contrarrestar la presión del terreno y estabilizar la excavación.

### ***2.3.16. Tipo de sostenimiento***

El sostenimiento en un túnel tiene como objetivo principal preservar las propiedades del terreno circundante, evitando su deterioro durante la construcción, y en segundo lugar, proporcionar resistencia adicional, aunque esta última es limitada en comparación con las grandes tensiones presentes en el macizo rocoso.

## **CAPITULO III**

### **EVALUACIÓN GEOMECÁNICA DE TÚNEL CASAHUIRI**

#### **3.1. ESTACIONES GEOMECÁNICAS**

Para la caracterización del macizo rocoso a lo largo de la zona de estudio se han realizado evaluaciones geomecánicas (estaciones geomecánicas) por cada disparo de avance, las cuales se pueden consultar en el anexo 3.

En primer lugar, en cada una de ellas están ubicadas por la progresiva de avance para su ubicación exacta. En cada una de ellas se ha descrito la litología reconocida y la Formación geológica a la que pertenece. Además, se ha indicado su grado de meteorización, resistencia estimada y tipo de fracturación que presenta (tabular, en bloques, columnar, etc.)

En cada una de ellas, se han medido las orientaciones de las discontinuidades (buzamiento y dirección de buzamiento), las cuales permiten definir geoméricamente su posición en el espacio. A partir de dichos datos de las medidas se han agrupado en familias mediante proyección estereográfica, obteniendo la orientación característica de cada una de las familias. Dicha proyección estereográfica sirve para los análisis cinemáticos evaluando la estabilidad de la excavación en ese punto de avance.

En cada estación geomecánica y con el fin de caracterizar las discontinuidades, necesarias para la caracterización del macizo rocoso, se han definido una serie de parámetros representativos de cada una de las discontinuidades. En concreto:

- ✓ Espaciado entre planos de discontinuidad.
- ✓ Continuidad de los planos de discontinuidad.
- ✓ Rugosidad de los planos de discontinuidad medida según el índice JRC.
- ✓ Apertura de cada discontinuidad.
- ✓ Espesor de relleno en la discontinuidad y tipo del mismo.
- ✓ Grado de alteración de superficies de las discontinuidades.
- ✓ Presencia de agua.

Con los ensayos de laboratorio que se hicieron se determinó las propiedades físicas de la roca, como:

**Tabla 15**

*Resistencia a la compresión simple del macizo*

RESISTENCIA A LA COMPRESION EN TESTIGOS EXTRAIDOS									
MUESTRA	PROFUNDIDAD	PTO. ACCESO	Nº DE PRUEBA	Ø	ÁREA	LECTURA	RESISTENCIA		PROMEDIO (MPa)
				cm	cm <sup>2</sup>	DIAL	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	
DR-01-SR1 A	29.80 - 30.07	DR	1	6.28	31.0	14990	483.9	48.4	48.5
			2	6.28	31.0	15026	485.1	48.5	
RCS-01-SR1A	30.25 - 30.65	RCS	1	6.28	31.0	17641	569.5	57.0	55.9
			2	6.28	31.0	16980	548.2	54.8	
GE - 01 - SRIA	30.65 - 30.88	GE	1	6.28	31.0	16580	535.3	53.5	53.7
			2	6.28	31.0	16675	538.3	53.8	

*Fuente:* Departamento de geología

**Tabla 16***Densidad de la roca Ortogneis de biotita*

<b>DENSIDAD DE LA ROCA NTP 339.139 / ASTM D 2397</b>				
DATOS	1	2	3	
Peso de la roca (g)	2228.00	2272.56	2184.31	
Peso roca + parafina (g)	2233.00	2277.66	2187.95	
Roca + parafina (cm <sup>3</sup> )	1406.00	1413.03	1403.21	
Peso de la parafina (g)	5.00	5.10	3.64	
Densidad parafina (g/cm <sup>3</sup> )	0.90	0.90	0.90	
Volumen de la parafina (cm <sup>3</sup> )	4.50	5.67	4.04	
Volumen de la roca (cm <sup>3</sup> )	822.50	858.96	780.70	<b>Promedio</b>
Densidad de la roca (g/cm <sup>3</sup> )	2.709	2.646	2.798	2.717
Densidad de la roca (KN/m <sup>3</sup> )	26.55	25.93	27.42	26.63
% de humedad natural (%)	0.80	0.80	0.80	0.80
Densidad roca seca corregida (g/cm <sup>3</sup> )	2.687	2.625	2.776	2.696
Densidad roca seca corregida (KN/m <sup>3</sup> )	26.3	25.7	27.2	26.42

*Fuente:* Departamento de geología**Tabla 17***Gravedad específica de la roca Ortogneis de biotita*

<b>GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION ASTM D 6473</b>				
DATOS	1	2	3	
Peso de la roca seca (g)	2228.00	2253.40	2226.00	
Peso de la roca (s.s.s.) (g)	2238.00	2261.50	2237.56	
Peso de la roca sumergida (g)	1406.00	1415.84	1406.00	<b>Promedio</b>
Absorción (%)	0.45	0.36	0.52	0.44
Gravedad específica nominal	2.678	2.665	2.677	2.673
Gravedad específica nominal (s.s.s.)	2.690	2.674	2.691	2.685
Gravedad específica aparente	2.710	2.690	2.715	2.705

*Fuente:* Departamento de geología

Finalmente, a partir de todos los parámetros medidos se ha realizado una Clasificación Geomecánica de los materiales existentes. Para ello se han empleado el Índice Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski (1989, Sistema CSIR-Consejo de África del Sur para la Investigación Científica e Industrial).

En la siguiente tabla se resumen las principales características de las estaciones geomecánicas realizadas.

**Tabla 18**

*Principales características de las estaciones geomecánicas realizadas a lo largo de la zona de estudio, se hace promedio para cada tramo de tipo de roca.*

EXCAVACION FASE I			Longitud (m)				Sección del túnel 13.00 x 9.00 m														
Tipo de roca	Progresiva (Km)		Avance				Evaluación de Parámetros del Sistema "RMR" de Bieniawski										Características geotécnicas del macizo rocoso				
			Turno	Día	Acumulado		Del Macizo		Condición de discontinuidad				C.Hidr.	Correc.	RMR	Grado de:			Agua Subterránea		
	Inicio	Final	(m)	(m)	m	%	RCS	RQD	Esp.	Pers.	Aber	Rug.	Rell.	Alt.		Agua	Orient	Resistencia		Alteración	Fracturam.
C	0+271.00	0+265.00	6.00	0.00	6.00	3.73	7	17	10	1	1	3	1	5	10	-5	50	R4	A2	F3	Húmedo
B	0+265.00	0+224.20	40.8	6.00	46.80	29.07	7	17	10	2	4	5	2	5	10	-5	57	R4	A2	F3	Húmedo
A	0+224.20	0+219.10	5.1	46.80	51.90	32.24	7	20	15	2	5	5	4	5	10	0	73	R4	A2	F2	Húmedo
B	0+219.10	0+201.80	17.3	51.90	69.20	42.98	7	20	10	2	4	5	4	5	10	-5	62	R4	A2	F2-F3	Húmedo
A	0+201.80	0+189.90	11.9	69.20	81.10	50.37	7	20	15	2	5	5	4	5	15	-5	73	R4	A2	F2	Seco
B	0+189.90	0+174.30	15.6	81.10	96.70	60.06	7	17	15	2	4	5	4	5	15	-5	69	R4	A2	F2	Seco
A	0+174.30	0+167.20	7.1	96.70	103.80	64.47	7	20	15	2	5	5	4	5	15	-5	73	R4	A2	F2	Seco
B	0+167.20	0+145.80	21.4	103.80	125.20	77.76	7	17	15	2	4	5	4	5	15	-5	69	R4	A2	F2	Seco
C	0+145.80	0+135.30	10.5	125.20	135.70	84.29	7	13	10	2	4	3	2	5	15	-10	51	R4	A2	F3	Seco
D	0+135.30	0+106.90	28.4	135.70	164.10	101.93	7	8	8	1	1	3	2	3	10	-5	38	R4	A3	F4	Húmedo
Avance del Túnel			164.10				FIN DE LA EXCAVACIÓN EN TÚNEL														

*Fuente:* Departamento de geología

### 3.2. CARACTERIZACIÓN DE LA ROCA

La resistencia de la roca se evalúa mediante pruebas de laboratorio que incluyen compresión uniaxial, análisis de propiedades elásticas y mediciones de peso unitario, absorción y porosidad.

Los criterios de rotura, como Mohr-Coulomb y Hoek-Brown, establecen relaciones funcionales que predicen el comportamiento de materiales bajo diferentes condiciones de carga y determinan cuándo ocurre la falla.

El criterio de Mohr-Coulomb supone una relación lineal entre  $\sigma_3$  y  $\sigma_1$ :

$$\sigma_1 = \lambda \cdot \sigma_3 + \sigma_c$$

Donde  $\sigma_c$  es la resistencia a compresión simple del litotipo y  $\lambda$  es un parámetro vinculado al ángulo de fricción, definido por una ecuación específica:

$$\lambda = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

A partir de  $\sigma_c$  y  $\sigma_3$  se pueden obtener el ángulo de fricción ( $\phi$ ) y la cohesión del litotipo ( $C$ ) mediante la expresión:

$$\phi = 2 \cdot \operatorname{atg}\sqrt{\lambda} - 90$$

$$c = \sigma_c \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{2 \cos\phi}$$

El criterio de Hoek-Brown supone una relación no lineal entre  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  de la forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

Donde  $m$  es un parámetro que depende del ángulo de fricción, y  $s$  es un parámetro que relaciona la resistencia a compresión simple de la roca intacta ( $\sigma_c$ ) con la resistencia a compresión simple del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) mediante la expresión:

$$\sigma_c^m = \sqrt{s} \cdot \sigma_c$$

En el caso de los ensayos de laboratorio, s vale 1 ya que se trata de roca intacta, y si se denomina mi a m, la ecuación adquiere la forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + \sigma_c^2}$$

Si ahora se efectúa el cambio de variables:

$$x = \sigma_3$$

$$y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2$$

Se obtiene la siguiente relación lineal para roca intacta:

$$y = m_i \sigma_c x + \sigma_c^2$$

Con un valor fijo de resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ) obtenido de ensayos de laboratorio, se puede calcular el parámetro  $m_i$ , necesario para evaluar las propiedades del macizo rocoso. Los parámetros de los criterios de plastificación (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown) se determinan mediante regresión lineal de los datos de ensayos de laboratorio ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ), ajustando las fórmulas correspondientes para cada criterio.

En general, estos ajustes son muy sensibles al valor de  $\sigma_c$  y, normalmente, el valor de  $\sigma_c$  obtenido en laboratorio debería ser similar al de los ajustados para los dos criterios de rotura. En este caso, se parte de una resistencia a compresión simple determinada en laboratorio, por lo que las expresiones utilizadas para estimar los parámetros son, para el caso del criterio de Mohr-Coulomb:

$$c = 2 \cdot a \tan \sqrt{\lambda_c} - 90$$

$$c_e = \sigma_c \frac{1 - \sin \phi_e}{2 \cos \phi_c};$$

Y para el criterio de Hoek y Brown:

$$m_e = \frac{1}{n} \sum \left[ \frac{(\sigma_{1i} - \sigma_{3i})^2 \sigma_c^2}{(\sigma_{3i} \sigma_c)} \right]$$

Los valores obtenidos de mi según el criterio de Hoek y Brown deben ajustarse de modo aproximado a los rangos establecidos por Hoek y Marinos en 2.000, los cuales se muestran en el siguiente gráfico. En caso de no disponer de un ajuste adecuado por no disponer de datos, es posible tomarlos como bibliográficos.

**Figura 16**

*Valores de la constante  $m_i$  de la roca intacta para distintos tipos de roca*

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Arcillolita 4
	No Clásticas		←----- Grauwaca -----> (18)			
			←----- Creta -----> 7			
			←----- Carbón -----> (8 - 21)			
		Carbonatos	Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
	Químicas		Yeso 16	Anhidrita 13		
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol 9	Rocas Córneas (19)	Cuarcita 24	
	Levemente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 25 - 31	Milonitas (6)	
	Foliadas		Gneiss 33	Esquistos 4 - 8	Filitas (10)	Pizarras 9
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
		Oscuras	Diorita (28)		Andesita 19	
		Gabbro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)		
		Norita 22				
	Extrusivas Piroclásticas		Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)	

*Fuente:* (Hoek y Marinos, 2.000 “Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses”)

Para determinar el módulo de deformación de la roca intacta, se puede utilizar el Módulo Relativo (MR), propuesto por Deere y Palmstrom y Singh. Este método estima el módulo de deformación como el producto de la resistencia a compresión simple y el Módulo Relativo.

En la siguiente figura se muestran los diferentes valores del Módulo Relativo establecidos para cada litología y a partir de la cual se le ha asignado al litotipo O-ort un valor comprendido entre 200 y 300, adoptándose un valor de 300.

**Figura 17**

*Valores del Módulo Relativo para diferentes litologías según Deere y Palmstrom y Singh.*

Guidelines for the selection of modulus ratio (MR) values in Eq. (3)—based on Deere [24] and Palmstrom and Singh [15]

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 <sup>a</sup> Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
	Evaporites			Gypsum (350) <sup>b</sup>	Anhydrite (350) <sup>b</sup>	
	Organic					Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750 <sup>a</sup>	
	Foliated <sup>a</sup>			Schists 250-1100 <sup>a</sup>	Phyllites/Mica Schist 300-800 <sup>a</sup>	Slates 400-600 <sup>a</sup>
Igneous	Plutonic	Light	Granite <sup>d</sup> 300-550 Granodiorite <sup>e</sup> 400-450	Diorite <sup>d</sup> 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyrics (400) <sup>b</sup>	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) <sup>b</sup>	Tuff 200-400	

*Fuente:* (Deere y Palmstrom y Singh)

La formación rocosa representada en la cartografía geológica local a lo largo de la zona de estudio corresponde a:

Formación sandia. Ordovícico. Constituida por ortogneis de biotita.

Para la estimación de la resistencia a compresión simple del macizo rocoso se cuenta con ensayos de laboratorio realizados en los sondeos ejecutados en la fase de proyecto, y con los sondeos del Estudio de Factibilidad de la Central Hidroeléctrica San Gabán III.

En la tabla siguiente se resumen dichos ensayos.

**Tabla 19**

*Resumen de ensayos de laboratorio sobre muestras de roca tomadas de sondeos de proyecto actual*

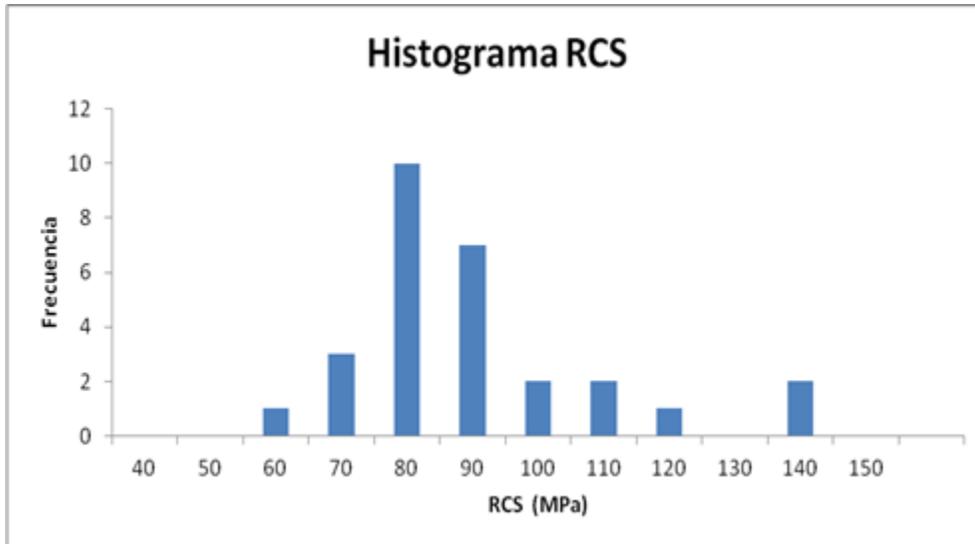
Sondeo	PK	Muestra	Ubicación	Prof. muestra (m)	Litología	Litotipo	RCS (para det. Parám. Elásticos) (MPa)	Compresión Simple (Mpa)
SR-01	0+088	M-3	Portal entrada túnel	31,8-35,1	Ortogneis	O-ort	86,6	69,14
SR-01	0+088	M-4	Portal entrada túnel	38,8-41,7	Ortogneis	O-ort	88,6	75,22
SR-01	0+088	M-5	Portal entrada túnel	42,2-45	Ortogneis	O-ort	109,3	79,53
SR-01	0+088	M-6	Portal entrada túnel	48-50,2	Ortogneis	O-ort	66,4	79,83
SR-01	0+088	M-7	Portal entrada túnel	51,7-53,2	Ortogneis	O-ort	57,8	81,98
SR-01	0+088	M-8	Portal entrada túnel	54-56	Ortogneis	O-ort	132,2	82,57
SR-02	0+270	M-1	Portal salida túnel	9,5-11,7	Ortogneis	O-ort	85,9	77,67
SR-02	0+270	M-2	Portal salida túnel	15-17	Ortogneis	O-ort	99,9	75,12
SR-02	0+270	M-3	Portal salida túnel	25,2-27,2	Ortogneis	O-ort	93,8	80,81
SR-02	0+270	M-4	Portal salida túnel	30,1-32,2	Ortogneis	O-ort	64,8	76,49
SR-02	0+270	M-5	Portal salida túnel	35-37	Ortogneis	O-ort	116,4	75,32
SR-02	0+270	M-6	Portal salida túnel	40-42	Ortogneis	O-ort	101	78,65
SR-02	0+270	M-7	Portal salida túnel	44,2-46,2	Ortogneis	O-ort	83,7	78,94
SR-02	0+270	M-8	Portal salida túnel	48-50	Ortogneis	O-ort	131,9	77,67

*Fuente:* Departamento de geología

Como puede observarse, en el gráfico adjunto estadísticamente los valores más frecuentes son los comprendidos entre 80 y 90 MPa con un valor medio característico de 86 MPa

**Figura 18**

*Gráfico de histograma de ensayos RCS realizados*



*Fuente:* Departamento de geología

**Tabla 20**

*Resumen de ensayos de laboratorio sobre muestras de roca tomadas de sondeos de proyecto actual*

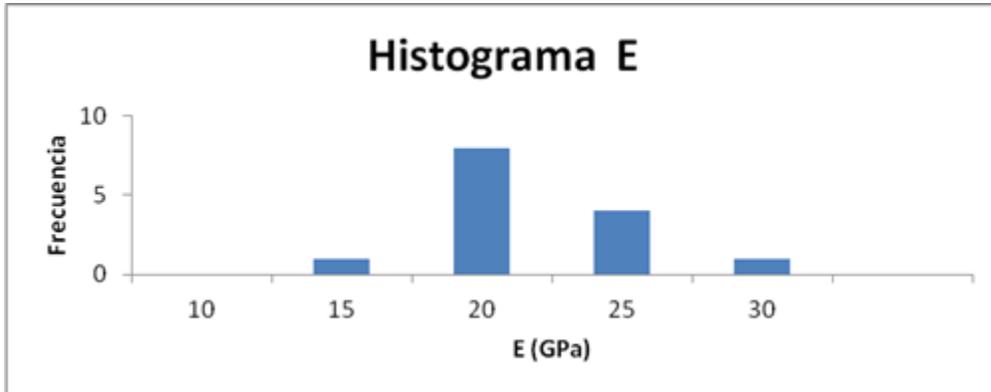
Sondeo	PK	Muestra	Ubicación	Prof. muestra (m)	Litología	Litotipo	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	Porosidad aparente (%)	Absorción (%)	E (Gpa)	n
SR-01	0+088	M-3	Portal entrada túnel	31,8-35,1	Ortogneis	O-ort	2,795	27,417	0,59	0,21	19,77	0,26
SR-01	0+088	M-4	Portal entrada túnel	38,8-41,7	Ortogneis	O-ort	2,723	26,716	2,04	0,75	19,49	0,25
SR-01	0+088	M-5	Portal entrada túnel	42,2-45	Ortogneis	O-ort	2,799	27,46	0,81	0,29	22,62	0,27
SR-01	0+088	M-6	Portal entrada túnel	48-50,2	Ortogneis	O-ort	2,849	27,946	0,5	0,18	20,47	0,27
SR-01	0+088	M-7	Portal entrada túnel	51,7-53,2	Ortogneis	O-ort	2,732	26,798	0,63	0,23	19,2	0,27
SR-01	0+088	M-8	Portal entrada túnel	54-56	Ortogneis	O-ort					28,72	0,22
SR-02	0+270	M-1	Portal salida túnel	9,5-11,7	Ortogneis	O-ort	2,825	27,71	0,76	0,27	18,63	0,25
SR-02	0+270	M-2	Portal salida túnel	15-17	Ortogneis	O-ort	2,844	27,898	0,59	0,21	17,45	0,24
SR-02	0+270	M-3	Portal salida túnel	25,2-27,2	Ortogneis	O-ort	2,861	28,065	0,76	0,27	19,17	0,26
SR-02	0+270	M-4	Portal salida túnel	30,1-32,2	Ortogneis	O-ort	2,837	27,835	0,73	0,26	13,28	0,28
SR-02	0+270	M-5	Portal salida túnel	35-37	Ortogneis	O-ort	2,774	27,217	0,79	0,28	23,06	0,23
SR-02	0+270	M-6	Portal salida túnel	40-42	Ortogneis	O-ort	2,763	27,104	0,69	0,25	18,34	0,25
SR-02	0+270	M-7	Portal salida túnel	44,2-46,2	Ortogneis	O-ort	2,789	27,356	0,59	0,21	15,66	0,27
SR-02	0+270	M-8	Portal salida túnel	48-50	Ortogneis	O-ort					24,96	0,21

*Fuente:* Departamento de geología

Como puede observarse, en el gráfico adjunto estadísticamente los valores más frecuentes para el módulo de deformación oscilan entre 13 y 28 MPa, obteniéndose un valor medio característico de 20 MPa coincidente con el valor más frecuente de los obtenidos en esta unidad.

**Figura 19**

*Gráfico histograma ensayos realizados para determinar el módulo de deformación.*



*Fuente:* Departamento de geología

Finalmente, en la siguiente tabla se resumen los parámetros de roca intacta asignados para el ortogneis del litotipo O-ort.

**Tabla 21**

*Propiedades geotécnicas estimadas para la roca*

Litotipo	Litología	Densidad (kN/m <sup>3</sup> )	Porosidad (%)	Absorción (%)	RCS (MPa)	E (Gpa)	v	mi adoptado
O-ort	Ortogneis	27,9	0,68	0,23	86	20	0,25	29

*Fuente:* Departamento de geología

**Tabla 22**

*Composición mineral de la roca.*

MINERALES		TAMAÑO (mm)	%	
PRIMARIOS	Esenciales	<b>Feldespato potásico</b> Se muestran como blastos anhedrales a euhedrales de hábitos tabulares de bordes subredondeados. Forman bandas de segregación intercaladas con bandas de biotita I. Algunos presentan textura poiquilítica englobando cristales de cuarzo II. Presentan fracturas rellenas de sillimanita, otros que se aprecian deformados presentan diseminaciones de minerales opacos.	< 12	46.5
		<b>Biotita I</b> Se aprecian como blastos de hábitos tabulares con una marcada deformación lo cual produce un flexionamiento en los blastos. Se muestran como agregados policristalinos formando bandas de segregación, están asociados al cuarzo I. Presenta inclusiones de minerales opacos.	< 4	38
		<b>Moscovita.</b> Se presentan como cristales anhedrales a subhedrales de hábitos prismáticos de bordes redondeados a subredondeados. Se encuentran reemplazando a los blastos de biotita I. Además, se encuentran dispersos entre agregados de cuarzo II.	< 0.45	1.5
		<b>Cuarzo I</b> Se hallan como blastos anhedrales de bordes angulosos y subangulosos. Por sectores se encuentran junto a los blastos de biotita. Algunos presentan extinción ondulante.	< 1.2	1
	Matriz	<b>Plagioclasas II</b> Se aprecian como blastos euhedrales a subhedrales de hábitos prismáticos cortos. Presentan macla polisintética, y ocurre intercrecido con los agregados de cuarzo II, siguen una dirección preferente.	< 0.2	Trz
		<b>Biotita II</b> Se presentan como blastos de cristales subhedrales a euhedrales de hábitos tabulares cortos y largos, se desarrollan entre los intersticios de los agregados de cuarzo II. Siguen una dirección preferente.	< 0.24	1.5
		<b>Cuarzo II</b> Se aprecian como cristales anhedrales a subhedrales de hábitos hexagonales, forman textura tipo punto triple y presentan una dirección preferente junto con las biotitas II y plagioclasas II.	< 0.25	5.5
Accesorios	<b>Zircón.</b> Se presenta como cristales euhedrales de hábito prismático y bordes redondeados a subredondeados. Están diseminados en la muestra.	< 0.1	Trz	
	<b>Sillimanita</b> Se desarrollan como agregados fibrosos y aciculares los cuales están flexionados y deformados, se desarrollan en contacto con la biotita y los feldespatos.	< 1.2	3.5	
MINERALES OPACOS	Como cristales anhedrales diseminados en la muestra, generalmente asociados a agregados de biotita I y feldespatos. También están dispersos en los agregados de cuarzo II.	< 3.4	2.5	

*Fuente: (Deere y Palmstrom y Singh)*

## Composición química

La principal composición química de las muestras ensayadas, se recopila en la siguiente tabla.

**Tabla 23**

*Composición química de la roca. (Datos extraídos análisis de laboratorio)*

Nombre	Símbolo	Composición química	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Dureza Mohs
Biotita	bt	$K(Mg,Fe+2)_3[AlSi_3O_{10}(OH,F)_2]$	3.09	2.5 – 3
Cuarzo	cz	SiO <sub>2</sub>	2.62	7.0
Epidota	ep	$Ca_2(Fe^{3+},Al)_3(SiO_4)_3(OH)$	3.45	7.0
Esfena	efn	CaTiSiO <sub>5</sub>	3.4 – 3.56	5 – 5.5
Feldespatos	FPs	–	–	–
Feldespatos potásicos	FPKs	KAlSi <sub>3</sub> O <sub>6</sub>	2.54 – 2.57	6.0
Moscovita (Sericita)	mus	$KAl_2(Si_3Al)O_{10}(OH,F)_2$	2.82	2.0 – 2.5
Plagioclasas	PGLs	(Na,Ca)(Si,Al) <sub>4</sub> O <sub>8</sub>	2.68	6.5
Sericita (Muscovita)	ser	$KAl_2(Si_3Al)O_{10}(OH,F)_2$	2.82	2 – 2.5
Sillimanita	slm	Al <sub>2</sub> SiO <sub>5</sub>	3.24	7
Zircón	zir	ZrSiO <sub>4</sub>	4.65	7.5

*Fuente:* Departamento de geología

### 3.3. Características geomecánicas de las discontinuidades.

La clasificación geomecánica del macizo rocoso se realiza después del trabajo de limpieza del frente de avance, paralelamente al trabajo de control topográfico. Se evalúa mediante los parámetros de clasificación geomecánica del sistema RMR de Bieniawski, resultando un tipo de roca, cuyo sostenimiento está determinado según diseño. Las estaciones geomecánicas, el mapeo y la clasificación geomecánica se hacen en sus formatos de campo correspondientes, después se edita en gabinete.

Para la caracterización geomecánica de las discontinuidades del macizo rocoso, se requiere que el geólogo tenga pleno conocimiento sobre el índice RMR, puesto que las características

identificadas son las que afectan a la estabilidad de la excavación, por lo que es de vital importancia la correcta clasificación del macizo rocoso, para que se ejecute el sostenimiento correctamente de acuerdo a lo que requiere el tramo avanzado. El siguiente cuadro es la tabla con la que se ejecutó la correcta caracterización del macizo, rocoso durante la etapa constructiva del túnel.

**Tabla 24**

*Tabla de Clasificación geomecánica RMR.*

A	PARAMETROS	RANGO DE VALORES					VALORAC.
1	<b>Ensayo carga puntual (Mpa)</b>	>10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	< 1	
		Extr. Resist.	Muy Resist.	Resistente	Moder. Resist.	Débil MuyD ED	
	<b>RCS. DE ROCA SANA (Mpa)</b>	R6 >250	R5 100 - 250	R4 50 - 100	R3 25 - 50	R2 R1 R0 5-25, 1-5, <1	
	<b>VALORACION</b>	<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2 1 0</b>	1
2		Excelente	Buena	Media	Mala	Muy mala	
	<b>RQD</b>	90 -100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25	
	<b>VALORACION</b>	<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>3</b>	2
3		Masiva	Ligeram. Fract	Fracturada	Muy fracturada	Extrem fract.	
		<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>F4</b>	<b>F5</b>	
	<b>Espaciamento de discont.</b>	>2 m	0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m	
	<b>VALORACION</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>5</b>	3
	<b>Persistencia</b>	< 1m long.	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m	
	Valoración	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	4a
	<b>Abertura (mm)</b>	Cerrada	< 0,1	0,1-1	1-5	> 5	
	Valoración	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	4b
4	<b>CONDICION DE DISCONTINUIDAD</b>	Muy rugosa	Rugosa	Lig. rugosa	Lisa/ondulada	Suave/esp.falla	
	Valoración	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	4c
	<b>Relleno (mm)</b>	Ninguno	Duro < 5	Duro > 5	Blando < 5	Blando > 5	
	Valoración	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	4d
	<b>Alteración</b>	Inalterada	Ligera	Moderada	Muy o Alta	descompuesta	
	Valoración	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	4e
<b>AGUA SUB-TERRANEA</b>	Caud x10m túnel	Ninguna	< 10 l/min	10 - 25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min	
	P° de agua	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5	
5	<b>TERRANEA</b>	Esf. principal					
	Condición general	Seco	Húmedo	Mojado	Goteo	Flujo	
	<b>VALORACION</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>	5
<b>B: CORRECCION POR ORIENTACION DE LAS DISCONTINUIDADES</b>							<b>CORREC.</b>
	<b>Dirección y buzamiento</b>	Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	
	<b>Valoración para túnel</b>	<b>0</b>	<b>-2</b>	<b>-5</b>	<b>-10</b>	<b>-12</b>	

*Fuente:* Departamento de geología

En la siguiente tabla se muestra la clasificación del tipo de roca por cada disparo ejecutado, así mismo en la figura se muestra las calidades de tipo de roca existentes en el túnel Casahuiri, finalmente se muestra los tipos de roca en el perfil longitudinal.

**Tabla 25**

*Clasificación geomecánica por cada avance*

Tipo de roca	Fecha Voladura	Progresiva (Km)		Avance				Evaluación de Parámetros del Sistema "RMR" de Bieniawski										Características geotécnicas del macizo rocoso				
				Turno	Día	Acumulado		Del Macizo			Condición de discontinuidad				C.Hidr	Correc	RM R	Grado de:			Agua Subterránea	
		Inicio	Final	(m)	(m)	m	%	RCS	RQD	Esp.	Pers.	Aber	Rug.	Rel.	Alt.	Agua		Orient	Resistencia	Alteración		Fracturamiento
ST-C	11/03/20	0+271.00	0+269.50	1.50	1.50	1.50	0.93	7	17	10	1	1	3	1	5	10	-5	<b>50</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-C	13/03/20	0+269.50	0+267.30	2.20	2.20	3.70	2.30	7	17	10	2	4	3	1	5	10	-5	<b>54</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-C	14/03/20	0+267.30	0+265.00	2.30	2.30	6.00	3.73	7	17	10	2	4	3	1	5	10	-5	<b>54</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	08/11/20	0+265.00	0+262.50	2.50	2.50	8.50	5.28	7	17	10	2	4	5	2	5	10	-5	<b>57</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	16/11/20	0+262.50	0+259.80	2.70	2.70	11.20	6.96	7	17	10	2	4	5	2	5	10	-5	<b>57</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	18/11/20	0+259.80	0+257.30	2.50	2.50	13.70	8.51	7	17	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>60</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	19/11/20	0+257.30	0+254.80	2.50	2.50	16.20	10.06	7	17	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>60</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	20/11/20	0+254.80	0+252.40	2.40	2.40	18.60	11.55	7	17	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>60</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	21/11/20	0+252.40	0+250.00	2.40	2.40	21.00	13.04	7	17	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>60</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	23/11/20	0+250.00	0+247.70	2.30	2.30	23.30	14.47	7	17	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>60</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	24/11/20	0+247.70	0+245.70	2.00	2.00	25.30	15.71	7	17	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>60</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	25/11/20	0+245.70	0+242.90	2.80	2.80	28.10	17.45	7	20	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>63</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	26/11/20	0+242.90	0+240.20	2.70	2.70	30.80	19.13	7	20	15	2	5	5	4	5	10	-5	<b>68</b>	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	27/11/20	0+240.20	0+237.20	3.00	3.00	33.80	20.99	7	20	15	2	5	5	4	5	10	-5	<b>68</b>	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	28/11/20	0+237.20	0+234.40	2.80	2.80	36.60	22.73	7	20	15	2	5	5	4	5	10	-5	<b>68</b>	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	30/11/20	0+234.40	0+231.50	2.90	2.90	39.50	24.53	7	20	15	2	5	5	4	5	10	-5	<b>68</b>	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	01/12/20	0+231.50	0+228.70	2.80	2.80	42.30	26.27	7	20	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>63</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	02/12/20	0+228.70	0+226.50	2.20	2.20	44.50	27.64	7	20	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>63</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	03/12/20	0+226.50	0+224.20	2.30	2.30	46.80	29.07	7	20	10	2	5	5	4	5	10	-5	<b>63</b>	R4	A2	F3	Húmedo
ST-A	04/12/20	0+224.20	0+222.00	2.20	2.20	49.00	30.43	7	20	15	2	5	5	4	5	10	0	<b>73</b>	R4	A2	F2	Húmedo
ST-A	05/12/20	0+222.00	0+219.10	2.90	2.90	51.90	32.24	7	20	15	2	5	5	4	5	10	0	<b>73</b>	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	07/12/20	0+219.10	0+216.10	3.00	3.00	54.90	34.10	7	20	10	2	4	5	4	5	10	-5	<b>62</b>	R4	A2	F3	Húmedo

Tipo de roca	Fecha Voladura	Progresiva (Km)		Avance				Evaluación de Parámetros del Sistema "RMR" de Bieniawski										Características geotécnicas del macizo rocoso				
				Turno	Día	Acumulado		Del Macizo			Condición de discontinuidad				C.Hidr	Correc	RM R	Grado de:			Agua Subterránea	
		Inicio	Final	(m)	(m)	m	%	RCS	RQD	Esp.	Pers.	Aber	Rug.	Rell.	Alt.	Agua		Orient	Resistencia	Alteración		Fracturamiento
ST-B	08/12/20	0+216.10	0+213.30	2.80	2.80	57.70	35.84	7	20	10	2	4	5	4	5	10	-5	62	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	09/12/20	0+213.30	0+210.50	2.80	2.80	60.50	37.58	7	20	10	2	4	5	4	5	10	-5	62	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	10/12/20	0+210.50	0+207.70	2.80	2.80	63.30	39.32	7	20	10	2	5	5	4	5	10	-5	63	R4	A2	F3	Húmedo
ST-B	11/12/20	0+207.70	0+204.70	3.00	3.00	66.30	41.18	7	20	15	2	5	5	4	5	10	-5	68	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	12/12/20	0+204.70	0+201.80	2.90	2.90	69.20	42.98	7	20	15	2	5	5	4	5	10	-5	68	R4	A2	F2	Húmedo
ST-A	14/12/20	0+201.80	0+198.80	3.00	3.00	72.20	44.84	7	20	15	2	5	5	4	5	15	-5	73	R4	A2	F2	Seco
ST-A	15/12/20	0+198.80	0+196.40	2.40	2.40	74.60	46.34	7	20	15	2	5	5	4	5	15	-5	73	R4	A2	F2	Seco
ST-A	16/12/20	0+196.40	0+194.00	2.40	2.40	77.00	47.83	7	20	15	2	5	5	4	5	15	0	78	R4	A2	F2	Seco
ST-A	17/12/20	0+194.00	0+192.20	1.80	1.80	78.80	48.94	7	20	15	2	5	5	4	5	15	-5	73	R4	A2	F2	Seco
ST-A	18/12/20	0+192.20	0+189.90	2.30	2.30	81.10	50.37	7	20	15	2	5	5	4	5	15	-5	73	R4	A2	F2	Seco
ST-B	19/12/20	0+189.90	0+187.50	2.40	2.40	83.50	51.86	7	17	15	2	4	5	4	5	15	-5	69	R4	A2	F2	Seco
ST-B	21/12/20	0+187.50	0+185.10	2.40	2.40	85.90	53.35	7	17	15	2	4	5	4	5	10	-5	64	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	22/12/20	0+185.10	0+182.70	2.40	2.40	88.30	54.84	7	17	15	2	4	3	4	3	10	-5	60	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	23/12/20	0+182.70	0+180.50	2.20	2.20	90.50	56.21	7	17	15	2	4	3	4	3	10	-5	60	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	24/12/20	0+180.50	0+178.40	2.10	2.10	92.60	57.52	7	17	15	2	4	5	4	5	10	-5	64	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	26/12/20	0+178.40	0+176.30	2.10	2.10	94.70	58.82	7	17	15	2	4	5	4	5	10	-5	64	R4	A2	F2	Húmedo
ST-B	28/12/20	0+176.30	0+174.30	2.00	2.00	96.70	60.06	7	20	15	2	4	5	4	5	10	-5	67	R4	A2	F2	Húmedo
ST-A	29/12/20	0+174.30	0+172.20	2.10	2.10	98.80	61.37	7	20	15	2	5	5	4	5	15	-5	73	R4	A2	F2	Seco
ST-A	30/12/20	0+172.20	0+169.90	2.30	2.30	101.10	62.80	7	20	15	2	5	5	4	5	15	0	78	R4	A2	F2	Seco
ST-A	31/12/20	0+169.90	0+167.20	2.70	2.70	103.80	64.47	7	20	15	2	5	5	4	5	15	-5	73	R4	A2	F2	Seco
ST-B	02/01/21	0+167.20	0+164.20	3.00	3.00	106.80	66.34	7	17	15	2	4	5	4	5	15	-5	69	R4	A2	F2	Seco
ST-B	04/01/21	0+164.20	0+161.30	2.90	2.90	109.70	68.14	7	17	15	2	4	3	2	5	15	-5	65	R4	A2	F2	Seco
ST-B	05/01/21	0+161.30	0+158.30	3.00	3.00	112.70	70.00	7	17	10	2	4	3	2	5	15	-10	55	R4	A2	F3	Seco
ST-B	06/01/21	0+158.30	0+155.30	3.00	3.00	115.70	71.86	7	17	15	2	4	3	2	5	15	-10	60	R4	A2	F2	Seco
ST-B	07/01/21	0+155.30	0+152.30	3.00	3.00	118.70	73.73	7	17	10	2	4	3	2	5	15	-10	55	R4	A2	F3	Seco
ST-B	08/01/21	0+152.30	0+149.30	3.00	3.00	121.70	75.59	7	17	10	2	4	3	2	5	15	-10	55	R4	A2	F3	Seco
ST-B	09/01/21	0+149.30	0+145.80	3.50	3.50	125.20	77.76	7	17	10	2	4	3	2	5	15	-10	55	R4	A2	F3	Seco

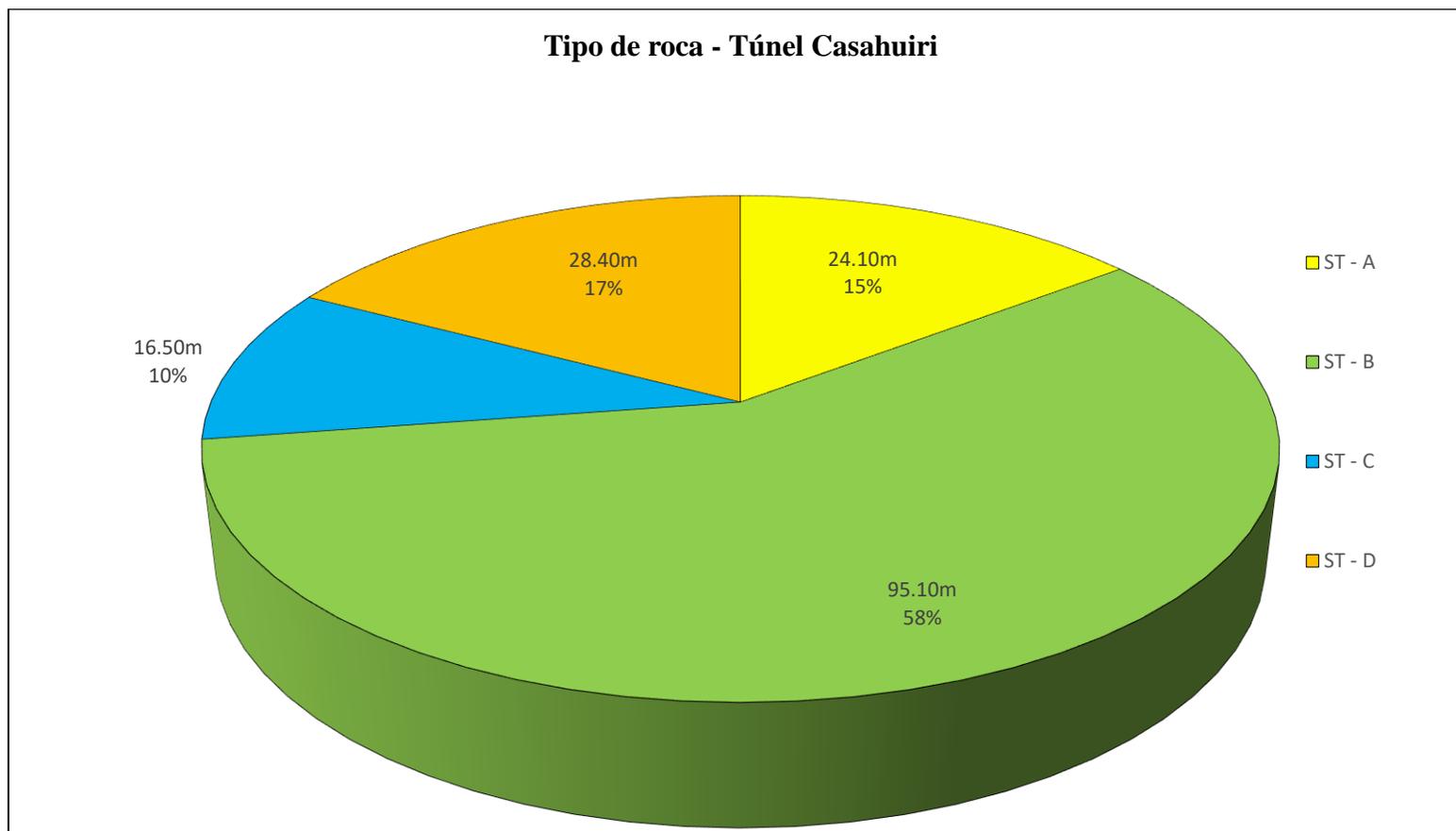
Tipo de roca	Fecha Voladura	Progresiva (Km)		Avance				Evaluación de Parámetros del Sistema "RMR" de Bieniawski											Características geotécnicas del macizo rocoso			
				Turno	Día	Acumulado		Del Macizo			Condición de discontinuidad					C.Hidr	Correc	RM R	Grado de:			Agua Subterránea
		Inicio	Final	(m)	(m)	m	%	RCS	RQD	Esp.	Pers.	Aber	Rug.	Rel.	Alt.	Agua	Orient		Resistencia	Alteración	Fracturamiento	
ST-C	11/01/21	0+145.80	0+142.30	3.50	3.50	128.70	79.94	7	13	10	2	4	3	2	5	15	-10	51	R4	A2	F3	Seco
ST-C	12/01/21	0+142.30	0+139.70	2.60	2.60	131.30	81.55	7	13	10	2	4	3	4	5	15	-10	53	R4	A2	F3	Seco
ST-C	13/01/21	0+139.70	0+136.80	2.90	2.90	134.20	83.35	7	13	10	1	4	3	2	3	10	-5	48	R4	A3	F3	Húmedo
ST-C	15/01/21	0+136.80	0+135.30	1.50	1.50	135.70	84.29	7	13	8	1	1	3	2	3	10	-5	43	R4	A3	F4	Húmedo
ST-D	16/03/21	0+135.30	0+134.40	0.90	0.90	136.60	84.84	7	8	8	1	1	3	2	3	10	-5	38	R4	A3	F4	Húmedo
ST-D	19/03/21	0+134.40	0+133.50	0.90	0.90	137.50	85.40	4	8	8	1	1	1	2	1	10	-5	31	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	26/03/21	0+133.50	0+132.90	0.60	0.60	138.10	85.78	4	8	8	1	1	1	2	1	10	-5	31	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	29/03/21	0+132.90	0+131.80	1.10	1.10	139.20	86.46	2	3	5	1	0	0	0	0	10	-10	11	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	31/03/21	0+131.80	0+131.00	0.80	0.80	140.00	86.96	2	3	5	1	0	0	0	0	10	-10	11	R2	A5	F5	Húmedo
ST-D	02/04/21	0+131.00	0+130.50	0.50	0.50	140.50	87.27	2	3	5	1	0	0	0	0	10	-10	11	R2	A5	F5	Húmedo
ST-D	07/04/21	0+130.50	0+129.70	0.80	0.80	141.30	87.76	2	3	5	1	0	0	0	0	10	-10	11	R2	A5	F5	Húmedo
ST-D	09/04/21	0+129.70	0+128.90	0.80	0.80	142.10	88.26	4	3	5	1	1	1	2	1	10	-10	18	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	10/04/21	0+128.90	0+127.70	1.20	1.20	143.30	89.01	4	3	8	1	1	1	2	1	10	-10	21	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	15/04/21	0+127.70	0+126.70	1.00	1.00	144.30	89.63	4	3	8	1	1	1	2	1	10	-10	21	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	19/04/21	0+126.70	0+125.80	0.90	0.90	145.20	90.19	4	8	8	1	1	1	2	1	10	-10	26	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	20/04/21	0+125.80	0+124.85	0.95	0.95	146.15	90.78	4	8	8	1	1	1	2	1	10	-10	26	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	23/04/21	0+124.85	0+123.40	1.45	1.45	147.60	91.68	4	8	8	1	1	1	2	1	10	-10	26	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	26/04/21	0+123.40	0+122.00	1.40	1.40	149.00	92.55	4	8	8	1	1	1	2	1	10	-10	26	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	28/04/21	0+122.00	0+121.10	0.90	0.90	149.90	93.11	4	8	10	2	1	1	2	1	10	-10	29	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	05/05/21	0+121.10	0+119.75	1.35	1.35	151.25	93.94	4	8	10	2	1	1	2	3	10	-10	31	R3	A3	F3	Húmedo
ST-D	06/05/21	0+119.75	0+118.60	1.15	1.15	152.40	94.66	4	8	10	2	1	1	2	3	10	-10	31	R3	A3	F3	Húmedo
ST-D	08/05/21	0+118.60	0+117.35	1.25	1.25	153.65	95.43	4	8	10	2	1	1	2	3	10	-10	31	R3	A3	F3	Húmedo
ST-D	11/05/21	0+117.35	0+116.25	1.10	1.10	154.75	96.12	4	8	10	2	1	1	2	3	10	-5	36	R3	A3	F3	Húmedo
ST-D	12/05/21	0+116.25	0+115.50	0.75	0.75	155.50	96.58	4	8	10	2	1	1	2	3	10	-5	36	R3	A3	F3	Húmedo
ST-D	13/05/21	0+115.50	0+114.45	1.05	1.05	156.55	97.24	4	8	10	2	1	1	2	3	10	-5	36	R3	A3	F3	Húmedo
ST-D	17/05/21	0+114.45	0+113.90	0.55	0.55	157.10	97.58	7	8	10	2	0	3	2	3	10	-10	35	R4	A3	F3	Húmedo
ST-D	19/05/21	0+113.90	0+112.90	1.00	1.00	158.10	98.20	7	8	10	2	0	3	2	3	10	-10	35	R4	A3	F3	Húmedo

Tipo de roca	Fecha Voladura	Progresiva (Km)		Avance				Evaluación de Parámetros del Sistema "RMR" de Bieniawski											Características geotécnicas del macizo rocoso			
				Turno	Día	Acumulado		Del Macizo			Condición de discontinuidad					C.Hidr	Correc	RM R	Grado de:			Agua Subterránea
		(m)	(m)	m	%	RCS	RQD	Esp.	Pers.	Aber	Rug.	Rel.	Alt.	Agua	Orient	Resistencia	Alteración		Fracturamiento			
ST-D	20/05/21	0+112.90	0+111.90	1.00	1.00	159.10	98.82	7	8	10	2	0	3	2	3	10	-10	35	R4	A3	F3	Húmedo
ST-D	22/05/21	0+111.90	0+110.60	1.30	1.30	160.40	99.63	7	8	10	2	0	3	2	3	10	-10	35	R4	A3	F3	Húmedo
ST-D	24/05/21	0+110.60	0+110.15	0.45	0.45	160.85	99.91	7	8	8	1	0	3	2	3	10	-10	32	R4	A3	F3	Húmedo
ST-D	25/05/21	0+110.15	0+109.65	0.50	0.50	161.35	100.22	4	3	8	1	0	3	2	3	10	-10	24	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	26/05/21	0+109.65	0+109.10	0.55	0.55	161.90	100.56	4	3	8	1	0	3	2	3	10	-10	24	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	29/05/21	0+109.10	0+108.60	0.50	0.50	162.40	100.87	4	3	8	1	0	3	2	3	10	-12	22	R3	A4	F4	Húmedo
ST-D	02/06/21	0+108.60	0+107.80	0.80	0.80	163.20	101.37	No Aplica la clasificación RMR, ya que más del 50% del frente está en suelo coluvial														
ST-D	03/06/21	0+107.80	0+106.90	0.90	0.90	164.10	101.93	No Aplica la clasificación RMR, ya que más del 50% del frente está en suelo coluvial														
Avance Total				<b>164.10</b>				<b>FIN DE LA EXCAVACIÓN EN TÚNEL</b>														

Fuente: (Departamento de geología)

**Figura 20**

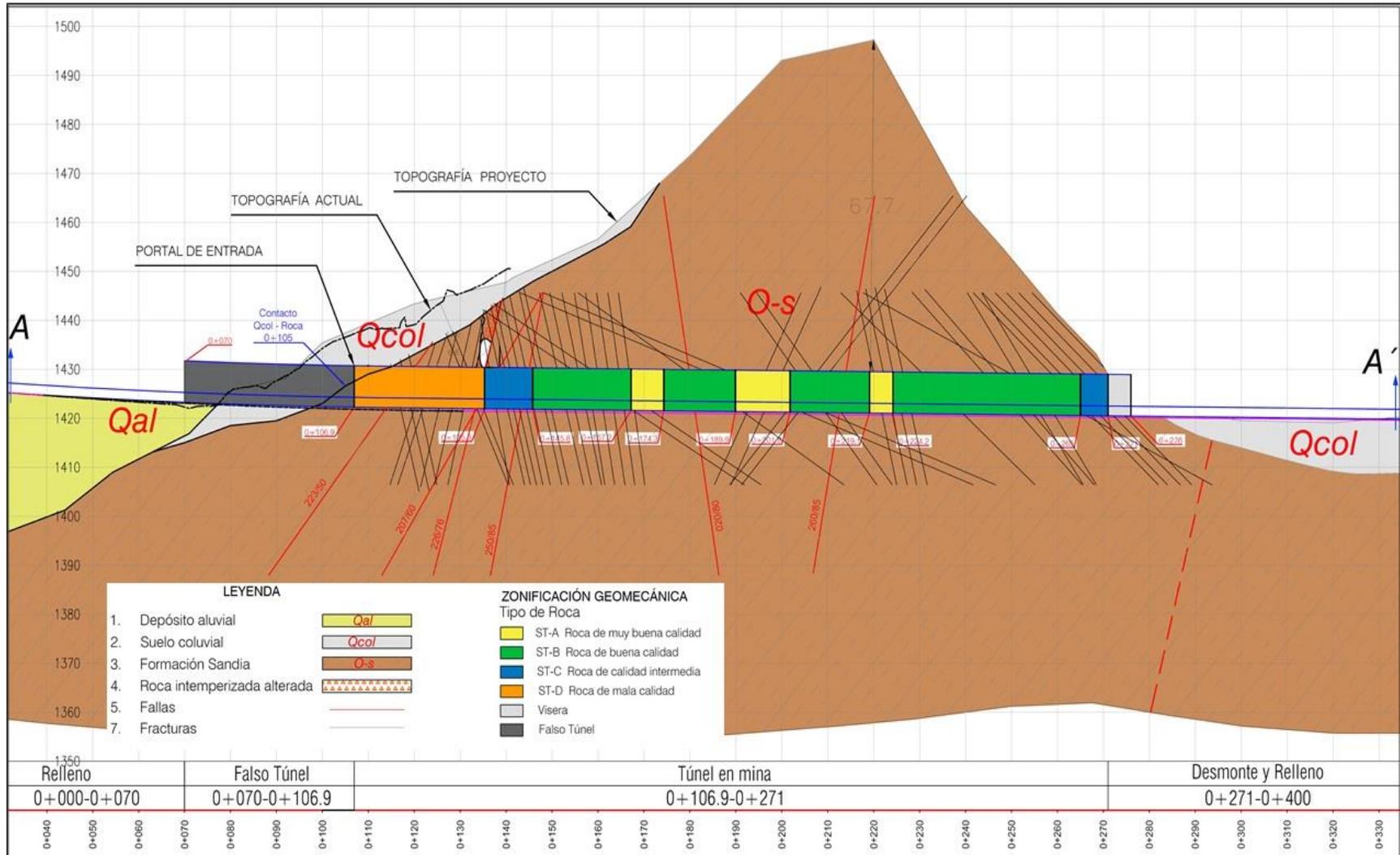
*Porcentajes de roca identificadas en el túnel Casahuiri*



*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 21**

*Perfil longitudinal del túnel*



Del cuadro obtenido se resumen en cuadros e histogramas los principales parámetros identificados en las evaluaciones geomecánicas del túnel Casahuri.

### 3.3.1. Resistencia a compresión simple

En el túnel la roca se presentó con calificación de resistente (50 a 100 Mpa) a moderadamente resistente (25 a 50 Mpa), como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 26**

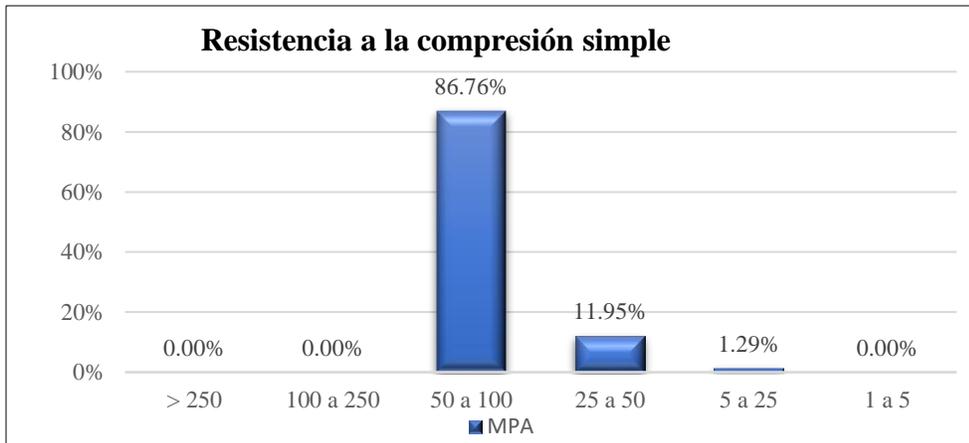
*Resistencia a la compresión simple en el túnel Casahuri*

Calificativo	Mpa	Resistencia	m	%
Extremadamente Resistente	>250	R6	-	-
Muy resistente	100 a 250	R5	-	-
Resistente	50 a 100	R4	140.90	86.76
Moderadamente resistente	25 a 50	R3	19.40	11.95
Débil	5 a 25	R2	2.10	1.29
Muy débil	1 a 5	R1	-	-

Fuente: (Departamento de geología).

**Figura 22**

*Resistencia a la compresión Simple, predominancia de R4 (50 -100 Mpa)*



Fuente: (Departamento de geología)

### 3.3.2. RQD (Rock Quality Designation)

En el túnel la roca se presentó principalmente con calificación de RQD de Excelente (RQD=90-100), a Buena (RQD=75-90), como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 27**

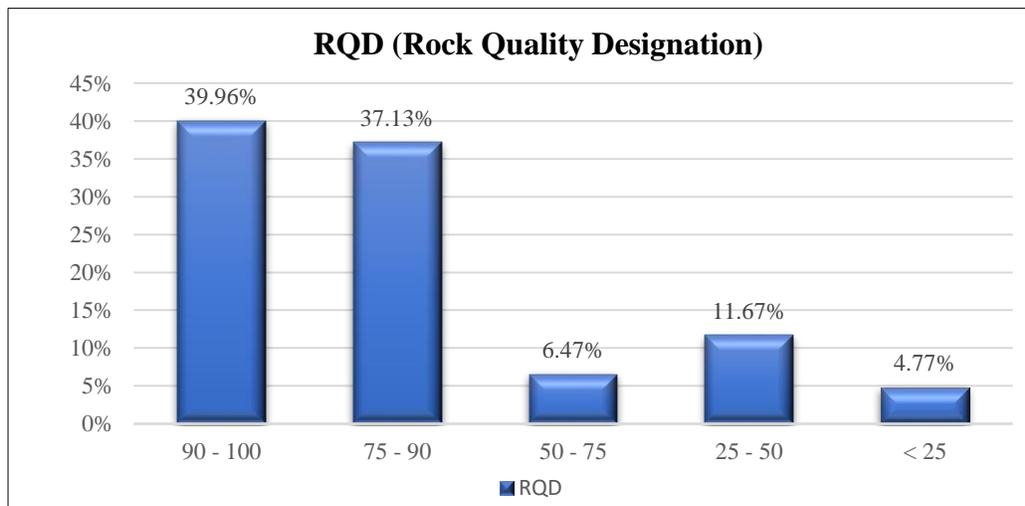
*RQD en el túnel*

Calificativo	RQD	Valoración	m	%
Excelente	90 - 100	20	64.90	40
Buena	75 - 90	17	60.30	37
Media	50 - 75	13	10.50	6
Mala	25 - 50	8	18.95	12
Muy Mala	< 25	3	7.75	5

*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 23**

*El RQD, predominancia de excelente (90-100) a buena (75-90)*



*Fuente:* (Departamento de geología)

### 3.3.3. Espaciamiento de las discontinuidades

El espaciamiento entre discontinuidades predominó de fracturada seguido por ligeramente fracturada, como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 28**

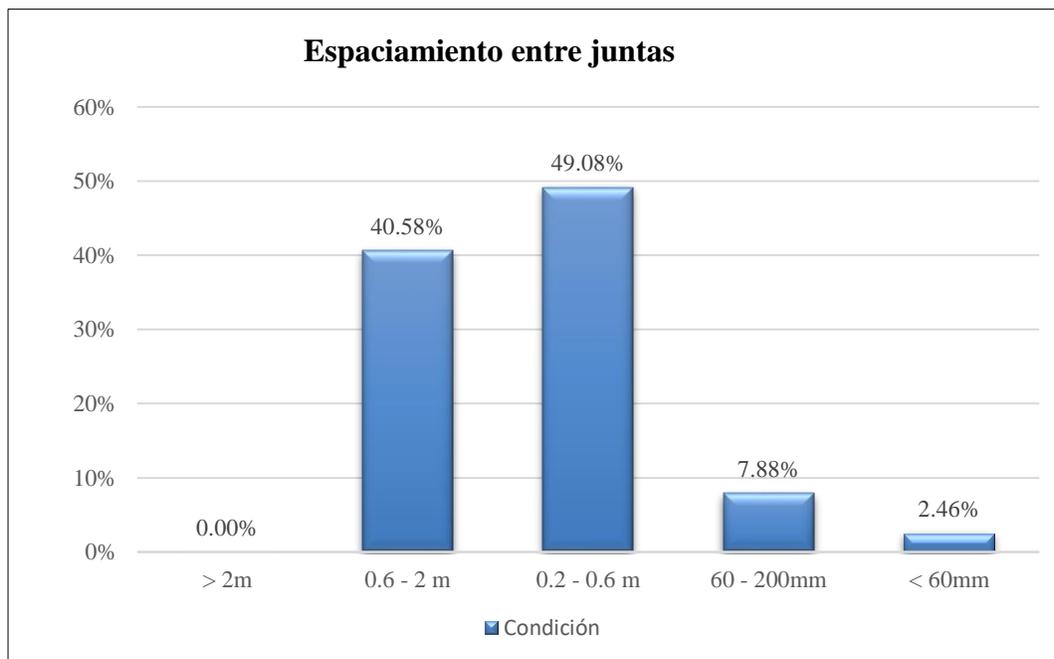
*Espaciamiento de las discontinuidades en el túnel Casahuiri*

Calificativo	s (m)	Fract.	m	%
Masiva	> 2	F1	-	-
Ligeramente Fracturada	0.6 a 2	F2	65.90	41
Fracturada	0.2 a 0.6	F3	79.25	49
Muy Fracturada	0.06 a 0.2	F4	15.15	9
Extremadamente fracturada	< 0.06	F5	2.10	1

Fuente: (Departamento de geología)

**Figura 24**

*El espaciamiento entre fracturas predomina fracturada (0.2 -0.6m)*



Fuente: (Departamento de geología)

### 3.3.4. Condiciones de las discontinuidades

#### 3.3.4.1. Persistencia:

En el túnel las juntas se presentaron principalmente con persistencia de 3 a 10 metros, como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 29**

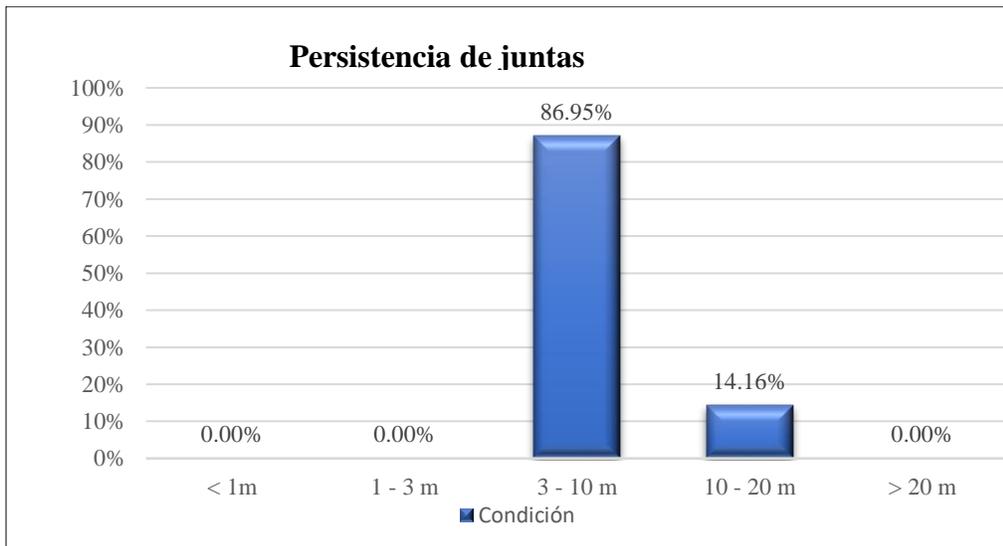
*Persistencia de fracturas en el túnel Casahuari*

Condición	Valoración	m	%
< 1m	6	-	-
1 - 3 m	4	-	-
3 - 10 m	2	141.20	87
10 - 20 m	1	23	14
> 20 m	0	-	-

*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 25**

*La persistencia de juntas en el macizo rocoso, predominancia de 3 a 10m*



*Fuente:* (Departamento de geología)

### 3.3.4.2. Apertura:

En el túnel las juntas de la roca se presentaron principalmente con  $< 0.1$  mm seguido por 0.1 - 1 mm, como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 30**

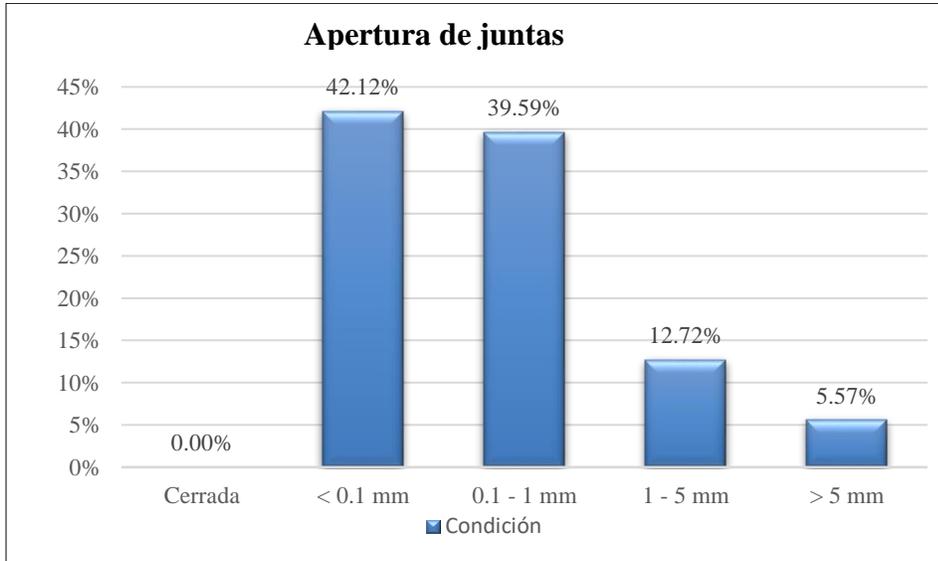
*Apertura en las juntas del túnel Casahuari*

Condición	Valoración	m	%
Cerrada	6	-	-
$< 0.1$ mm	5	68.40	42
0.1 - 1 mm	4	64.30	40
1 - 5 mm	1	20.65	13
$> 5$ mm	0	9.05	6

Fuente: (Departamento de geología)

**Figura 26**

*La apertura de juntas del macizo rocoso, predominancia  $< 0.1$  mm*



Fuente: (Departamento de geología)

### 3.3.4.3. Rugosidad:

En el túnel las juntas de la roca se presentaron principalmente con rugosas a ligeramente rugosas, como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 31**

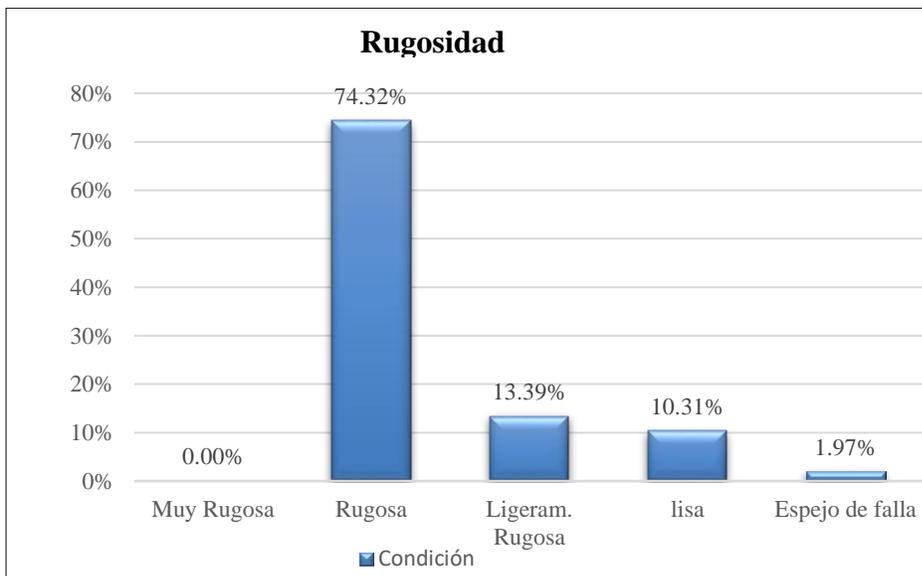
*Rugosidad en las juntas del túnel Casahuiri*

Condición	Valoración	m	%
Muy Rugosa	6	-	-
Rugosa	5	120.70	74
Ligeramente Rugosa	3	21.75	13
lisa	1	16.75	10
Espejo de falla	0	3.20	2

*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 27**

*Rugosidad en el macizo rocoso, predominancia de rugosa*



*Fuente:* (Departamento de geología)

### 3.3.4.4. Relleno:

En el túnel las juntas de la roca se presentaron principalmente con relleno duro <5mm, como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 32**

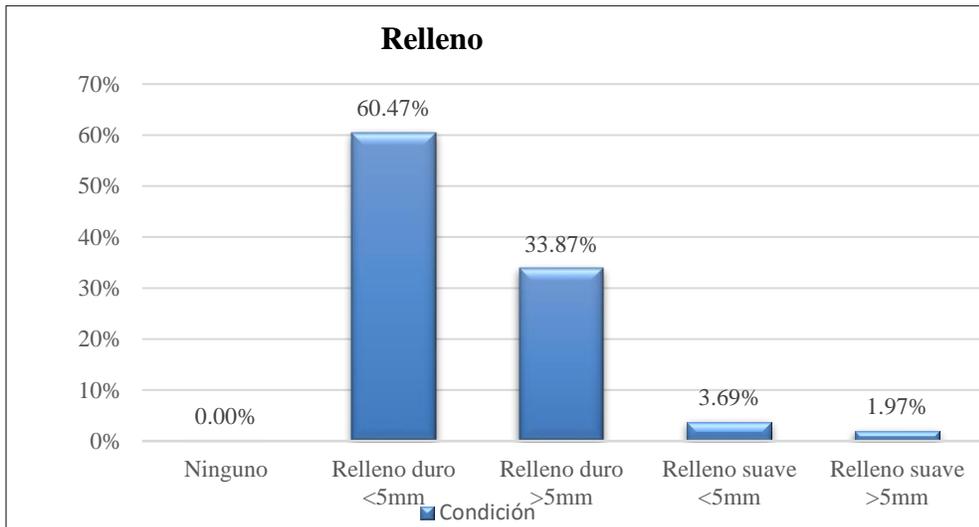
*Relleno en las juntas del túnel Casahuiri*

Condición	Valoración	m	%
Ninguno	6	-	-
Relleno duro <5mm	4	98.20	60
Relleno duro >5mm	2	55.00	34
Relleno suave <5mm	1	6.00	4
Relleno suave >5mm	0	3.20	2

Fuente: (Departamento de geología)

**Figura 28**

*El relleno en las juntas, predominancia relleno duro <5mm*



Fuente: (Departamento de geología)

### 3.3.4.5. Alteración

En el túnel las juntas se presentaron principalmente con calificación de ligeramente alterado a moderadamente alterado, como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 33**

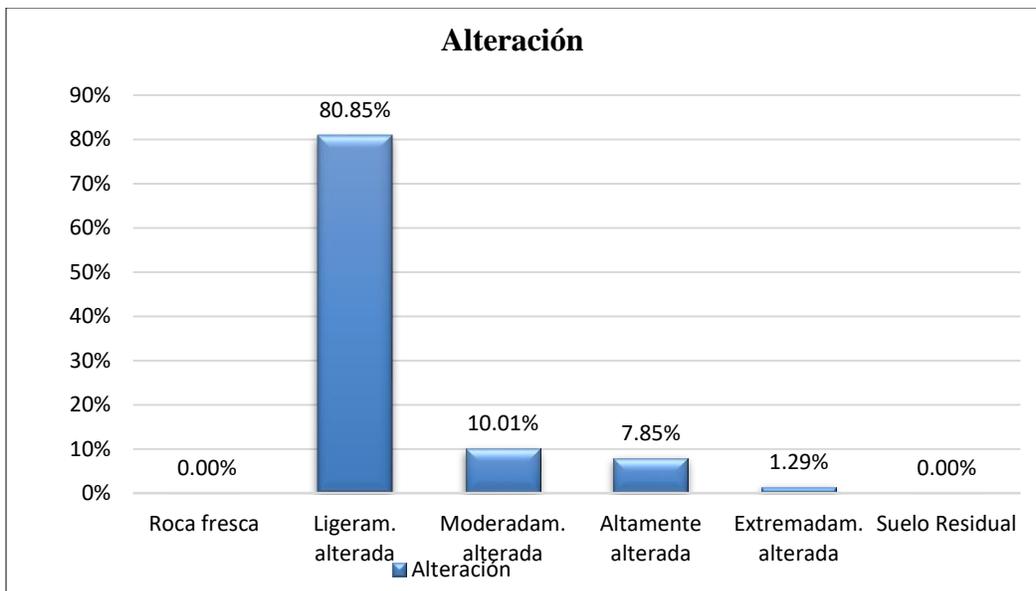
*Alteración de las juntas en el túnel Casahuari*

Descripción	Alteración	m	%
Roca fresca	A1	-	-
Ligeramente alterada	A2	131.30	81
Moderadamente alterada	A3	16.25	10
Altamente alterada	A4	12.75	8
Extremadamente alterada	A5	2.10	1
Suelo Residual	A6	-	-

*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 29**

*Alteración del macizo rocoso, predominancia de A2 y A3*



*Fuente:* (Departamento de geología)

### 3.3.5. Condiciones hidrogeológicas

En el túnel el macizo se presentó principalmente con calificación de húmedo a seco, como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 34**

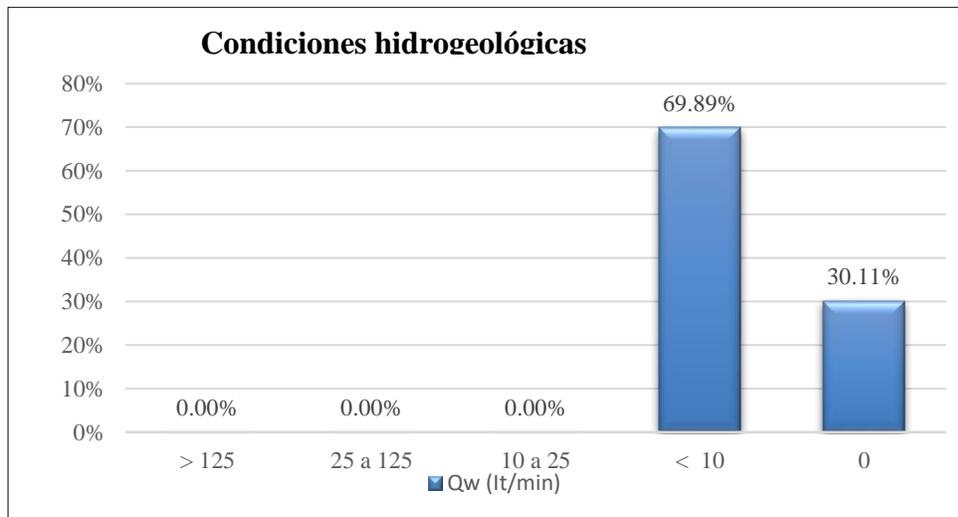
*Condiciones Hidrogeológicas en el túnel Casahuiri*

Qw (Lt/min)	Agua	m	%
> 125	Flujo	-	-
25 a 125	Goteo	-	-
10 a 25	Mojado	-	-
< 10	Húmedo	113.50	69.89
0	Seco	48.90	30.11

*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 30**

*Condiciones de agua en el macizo rocoso, predominancia de húmedo y seco*



*Fuente:* (Departamento de geología)

### 3.3.6. Corrección por orientación de fracturas

En el túnel la calificación de la roca con RMR básico se corrigió con corrección media (-5) a favorable (-10) de húmedo a seco, como se muestra en la tabla y figura.

**Tabla 35**

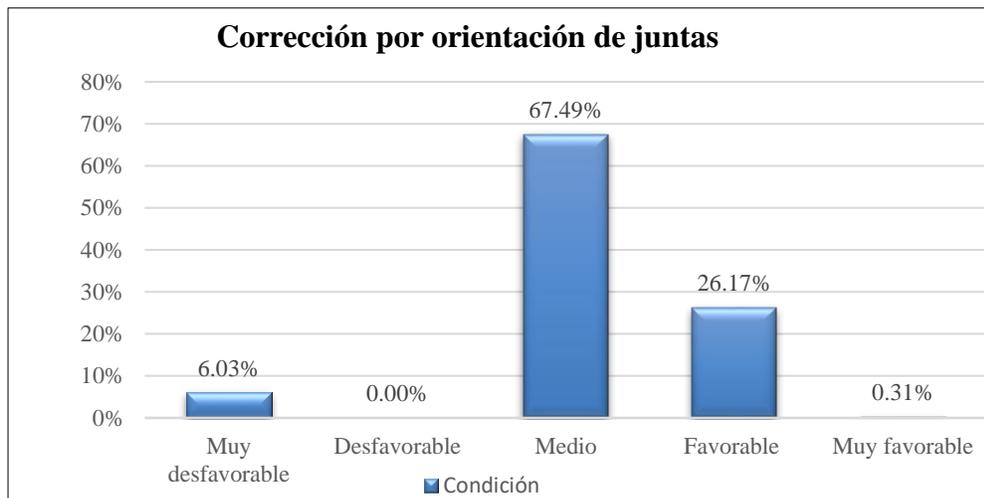
*Corrección por orientación de fracturas*

Condición	Valoración	m	%
Muy desfavorable	0	9.80	6
Desfavorable	-2	-	-
Medio	-5	109.60	67
Favorable	-10	42.50	26
Muy favorable	-12	0.50	0

*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 31**

*Corrección por orientación de fracturas, predominancia de corrección media y corrección favorable*



*Fuente:* (Departamento de geología)

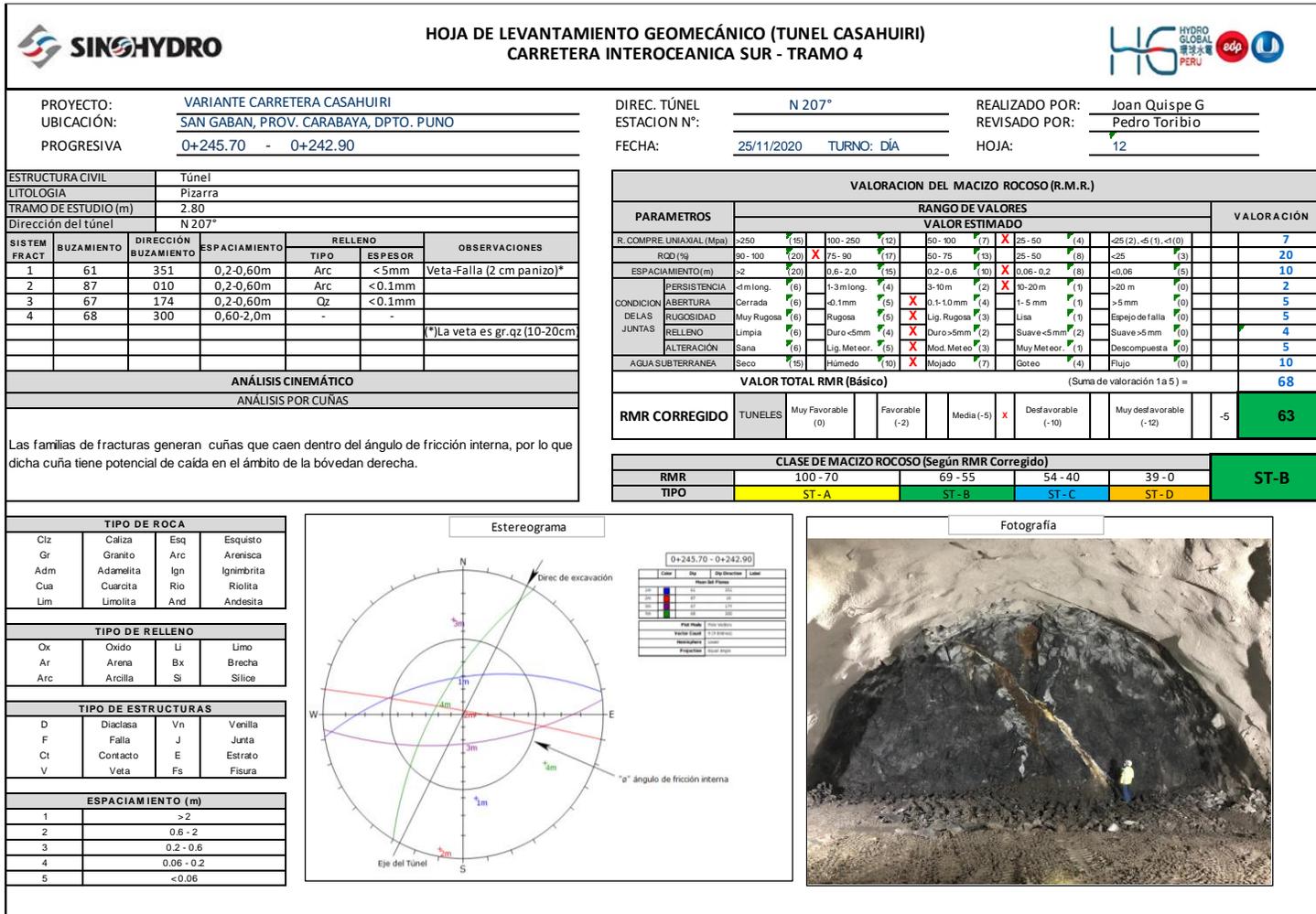
### **3.4. Análisis de Estabilidad**

Por medio de sencillas herramientas y los abundantes datos disponibles en obra, se pueden conocer con un alto grado de fiabilidad los problemas geológicos-geomecánicos de estabilidad de las excavaciones subterráneas, además se pueden comprobar la existencia de dichos problemas y soluciones con los softwares disponibles.

En el proceso constructivo del túnel Casahuri se hizo el análisis de estabilidad por cada avance mediante el software DIPS en un formato resumen adaptado para esta obra, en la figura siguiente, se presenta la hoja de levantamiento geomecánico, donde se clasifica la roca por tramo avanzado, además se hace un análisis cinemático del comportamiento de las fracturas en el túnel:

Figura 32

Hoja de levantamiento geomecánico



Fuente: (Departamento de geología)

## CAPITULO IV

### ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

#### 4.1. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS EN EL TÚNEL CASAHUIRI

El criterio geomecanico de clasificación del macizo rocoso aplicado en la ejecución del túnel fue: el RMR de Bieniawski. Para ello, en primer lugar, se han analizado los resultados de las estaciones geomecánicas y con esto obtenido las clasificaciones de roca. En la siguiente tabla se resumen se presenta lo tipos de roca existentes en todo el túnel ejecutado.

**Tabla 36**

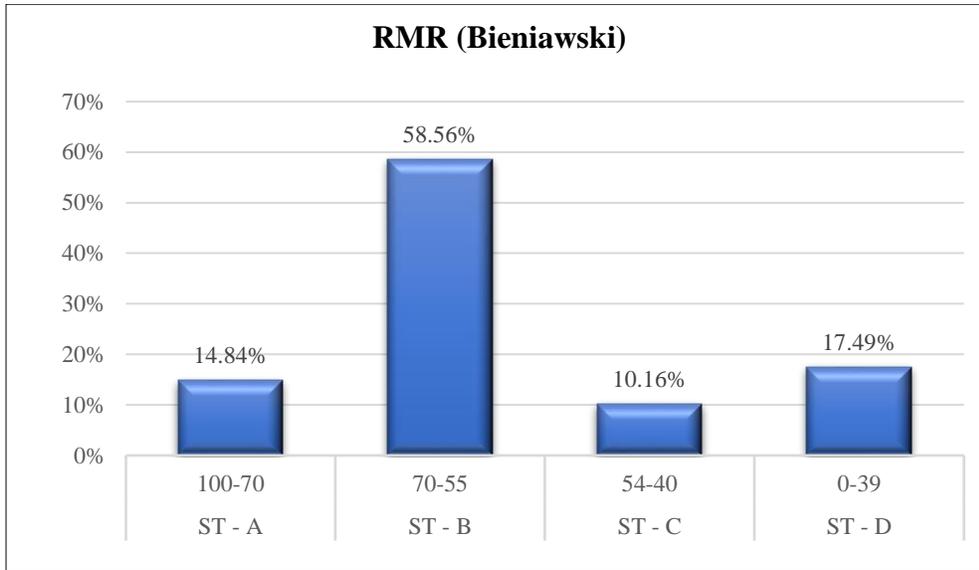
*Resumen de tipo de roca en el túnel Casahuari*

<i>Túnel Casahuari (Av. Acumulado)</i>		
<i>Roca Ortogneis de biotita</i>		
<i>Tipo de roca</i>	<i>Metros</i>	<i>%</i>
ST - A	24.10	15
ST - B	95.10	58
ST - C	16.50	10
ST - D	28.40	17
<b>Acumulado</b>	<b>164.10</b>	<b>100.00</b>

*Fuente:* Departamento de geología

**Figura 33**

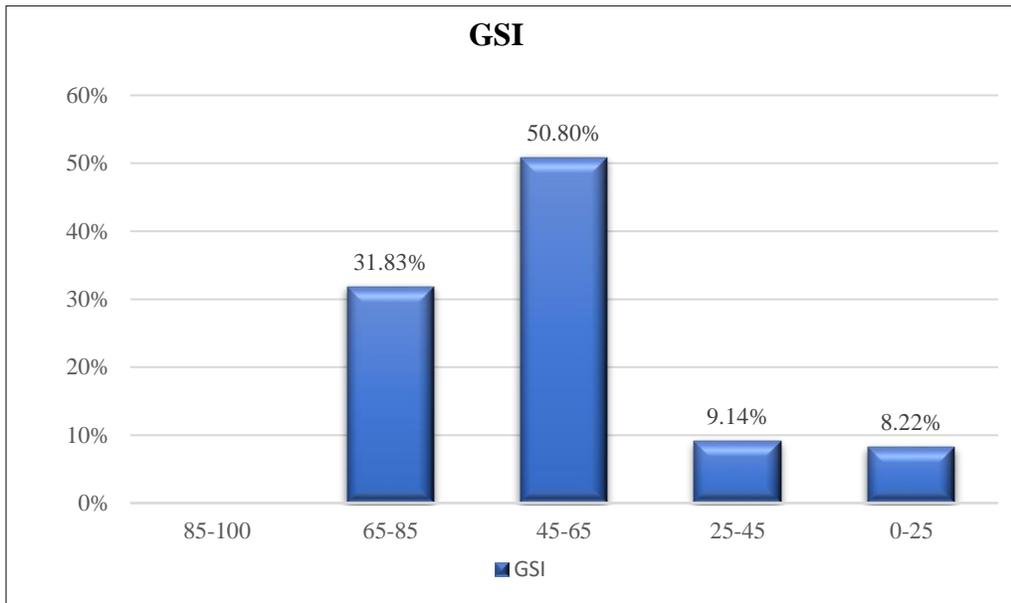
*Calidad geomecánica según índice RMR del ortogneis*



*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 34**

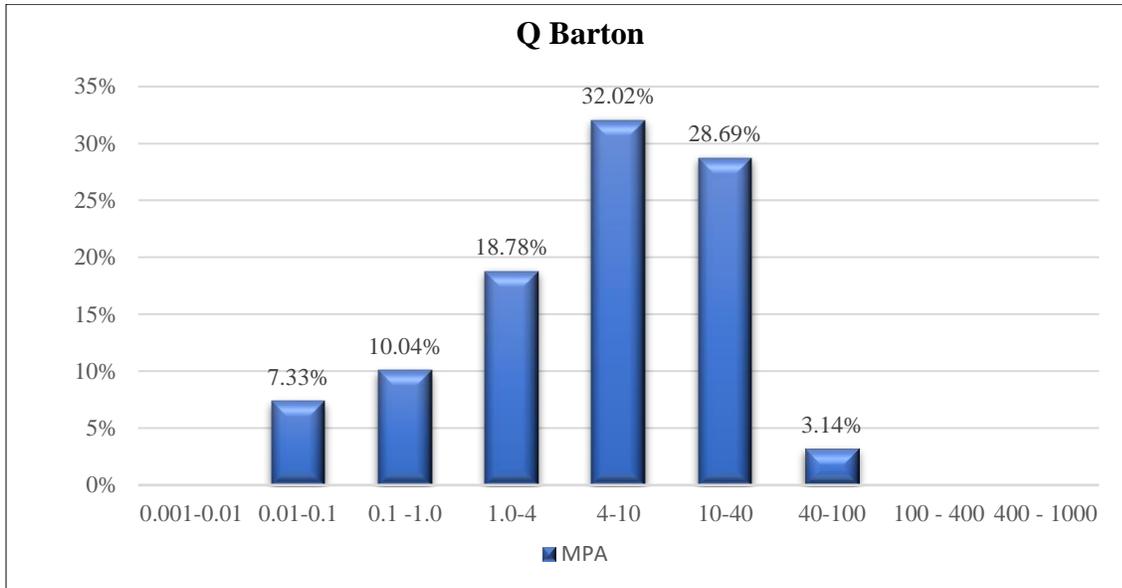
*Calidad geomecánica según índice GSI del ortogneis*



*Fuente:* (Departamento de geología)

**Figura 35**

*Calidad geomecánica según índice Q del ortogneis*



*Fuente:* (Departamento de geología)

#### **4.1.1. Dominios estructurales**

Para definir los dominios estructurales del túnel, se analizaron datos de discontinuidades mediante proyección estereográfica utilizando el software Dips de Rocscience. Los datos geomecánicos se recolectaron con el método "scan line" y se analizaron en gabinete para evaluar la estabilidad del túnel en cada tramo. Esto permitió caracterizar los macizos rocosos y obtener resultados que se presentan en este trabajo.

Se hizo la toma de datos en todo el proceso constructivo del túnel, con los cuales se pudo hacer el análisis cinemático de estabilidad del túnel para cada tramo de avance, pero por la cantidad de datos se va a dividir el túnel en tres tramos en los cuales se hará el análisis correspondiente. Además, se juntará los tres tramos para hacer un análisis general del túnel.

A partir de los resultados obtenidos de las clasificaciones geomecánicas medidas en las estaciones geomecánicas realizadas, se ha procedido a evaluar la estabilidad del túnel con apoyo de los softwares correspondientes:

**Dips:** para el procesamiento de la información geotécnica

**Unwedge:** para la simulación del comportamiento de cuñas en el tramo evaluado

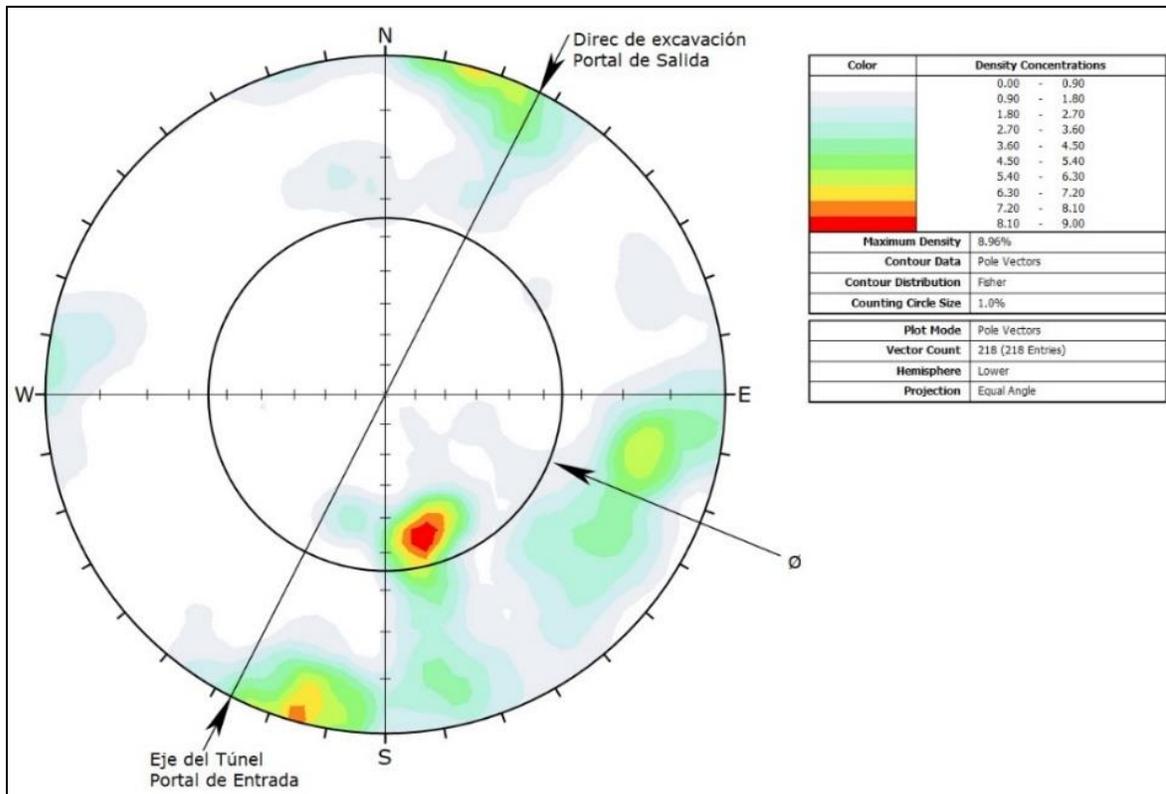
En los siguientes Ítems se resumen los dominios estructurales definidos para los tres tramos en el que se dividió el túnel.

**4.1.2. Análisis de Estabilidad en el tramo 01 (0+271-0+216.10 = 54.90m)**

En el siguiente apartado se ha analizado la fracturación de la del macizo rocoso, considerando desde el portal de salida Km 0+271.00 hasta el Km 0+216.10, considerando 22 estaciones geomecánicas los que se juntan en un solo análisis. En los siguientes gráficos se muestran los resultados del análisis realizado para este tramo.

**Figura 36**

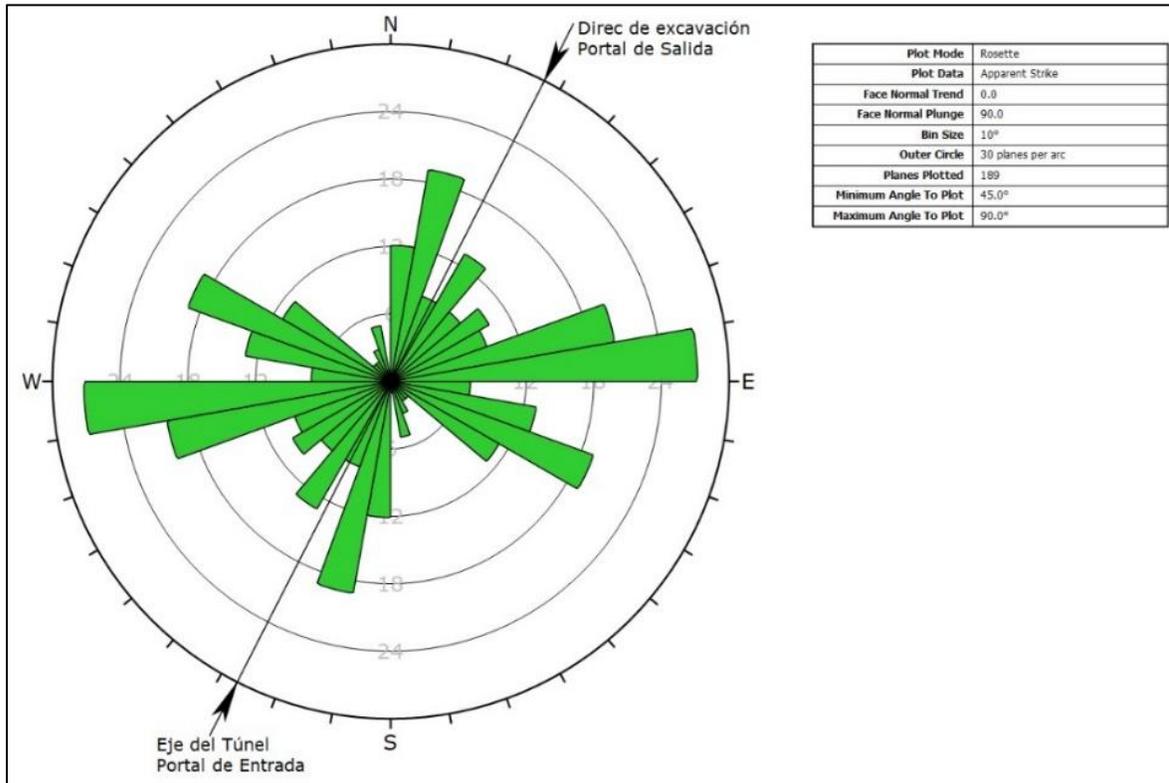
*Estereograma con densidad de polos. Tramo: 0+271 - 0+216.10.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 37**

Diagrama de rosetas. Tramo: 0+271 - 0+216.10.

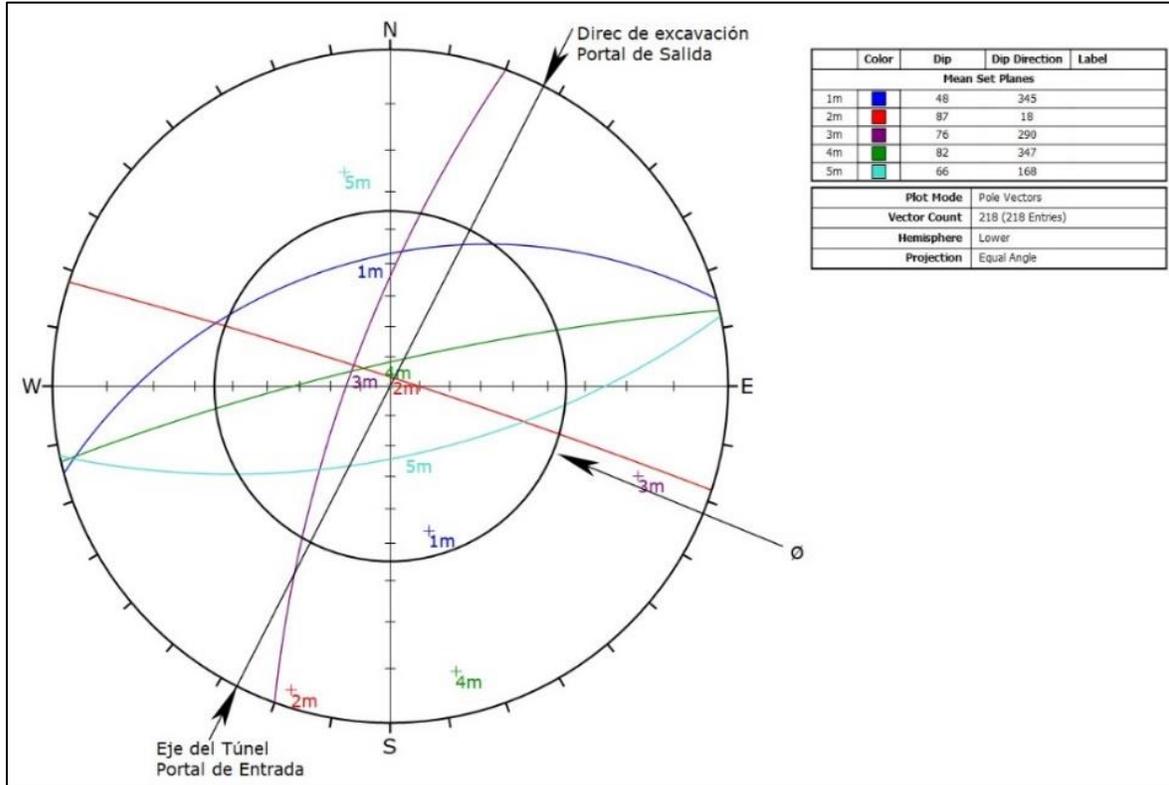


Fuente: Elaboración propia

**Figura 38**

*Estereograma de planos medios. Tramo: 0+271 - 0+216.10.*

9.5

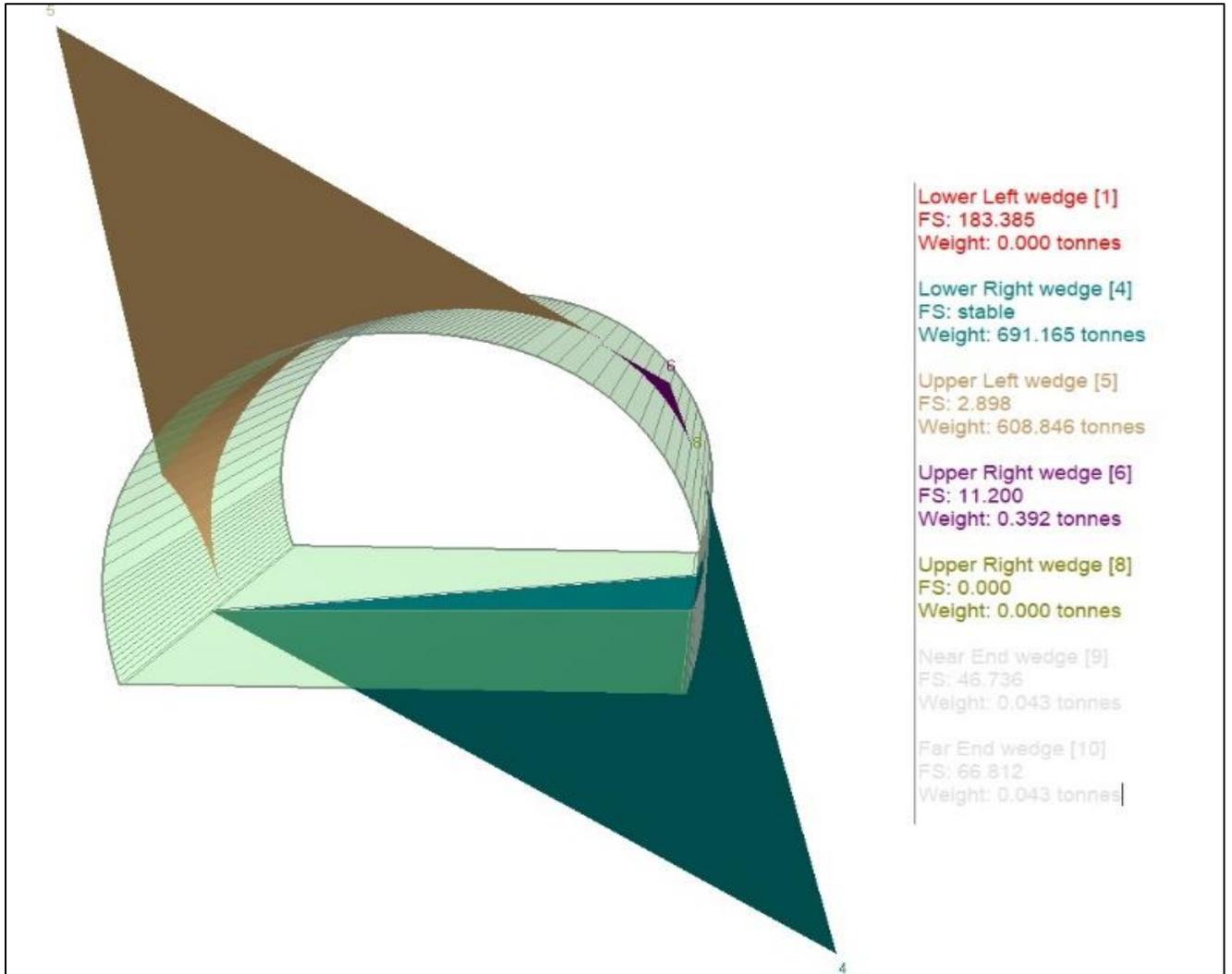


*Fuente:* Elaboración propia

Identificada las principales familias de fracturas, se procede a analizar el comportamiento de las cuñas en el túnel Casahuirí, mediante el software Unwedge: Se identifica generación de 5 cuñas, de los cuales el N° 5 presenta un factor de seguridad de 2.9 sin sostenimiento, una vez aplicado el sostenimiento de pernos más shotcrete el FS sube a 5.6. hay que tener en cuenta que la cuña N° 5 es extremadamente grande y se encuentra en la bóveda del túnel donde siempre presenta un potencial de riesgo.

**Figura 39**

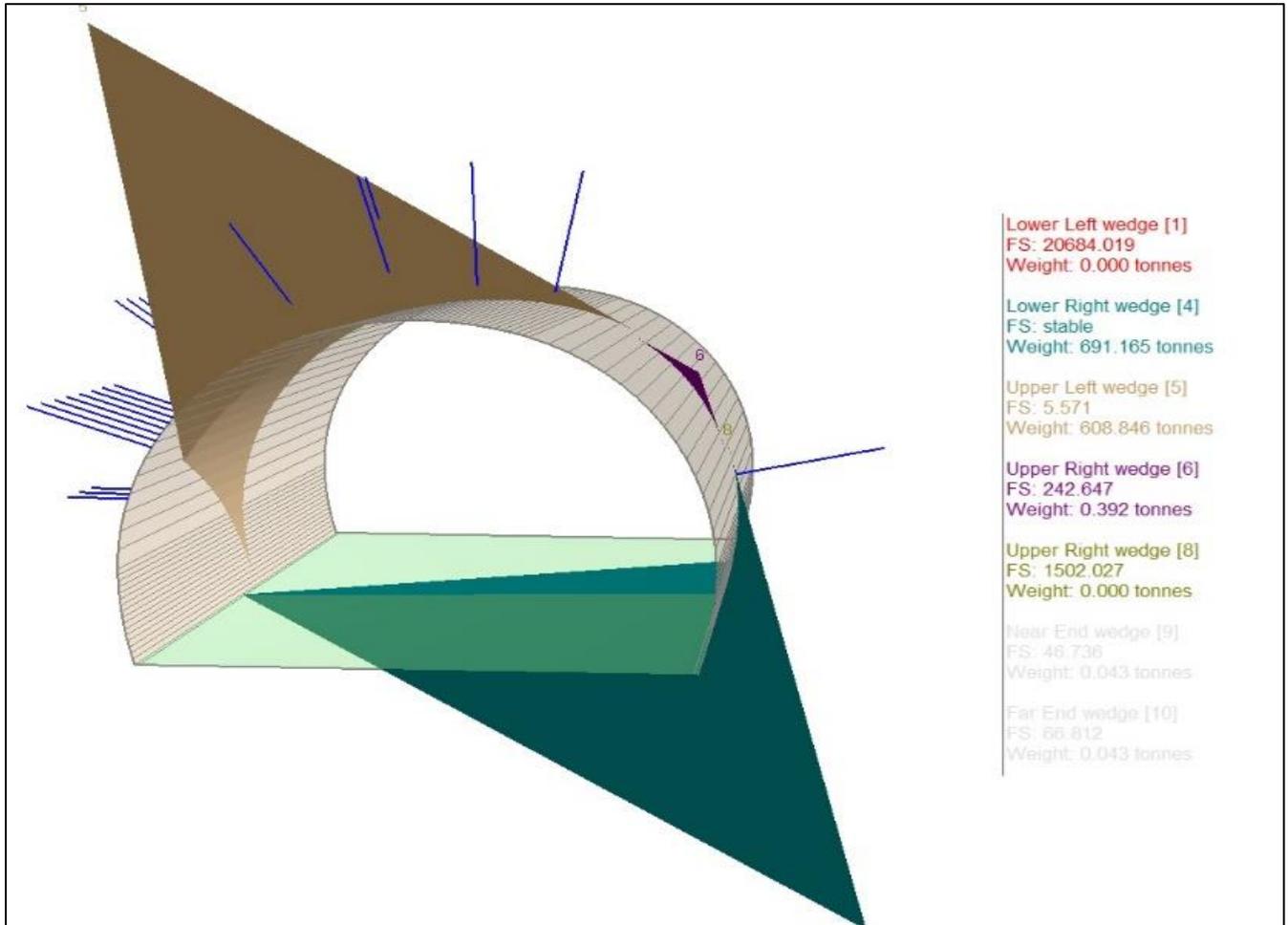
*Software Unwedge túnel sin sostenimiento. Tramo: 0+271 - 0+216.10.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 40**

*Software Unwedge túnel con sostenimiento. Tramo: 0+271 - 0+216.10.*



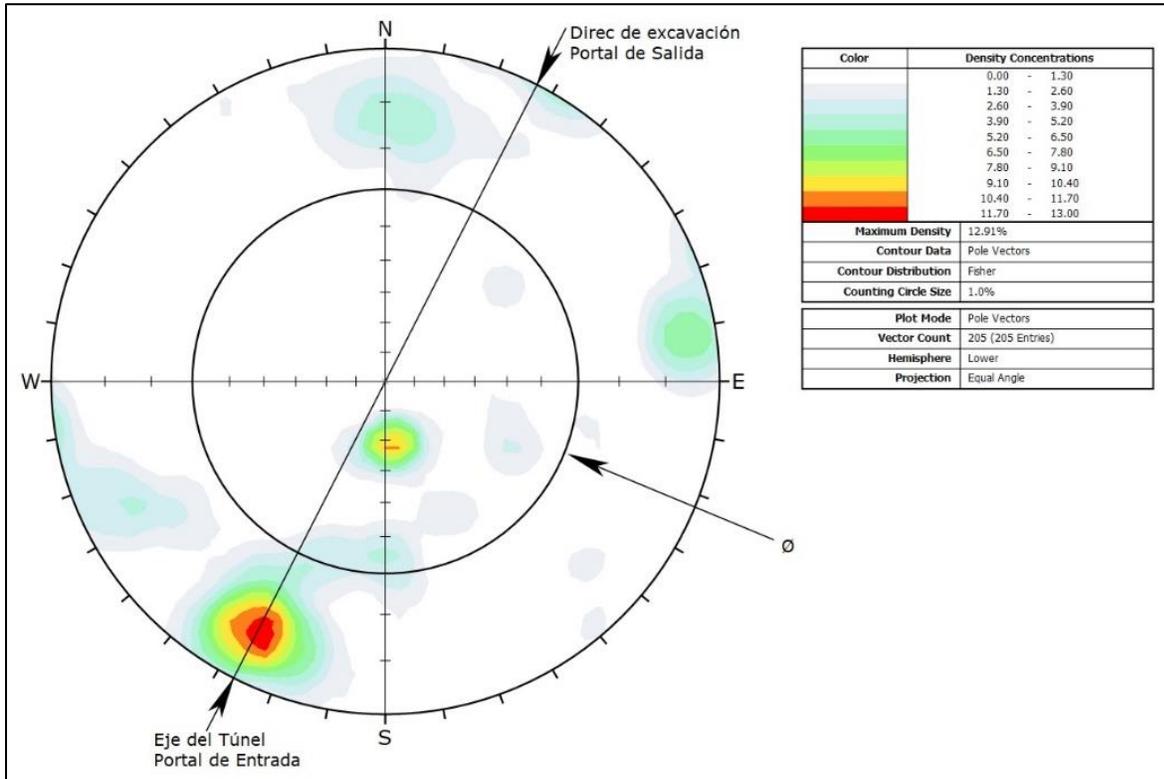
*Fuente:* Elaboración propia

#### **4.1.3. Análisis de Estabilidad en el tramo 02 (0+216.10 - 0+161.30 = 54.80m)**

En el presente apartado se ha analizado la fracturación del macizo rocoso, considerando desde el Km 0+216.10 hasta el Km 0+161.30, considerando 22 estaciones geomecánicas los que se juntan en un solo análisis. En los siguientes gráficos se muestran los resultados del análisis realizado para este tramo.

**Figura 41**

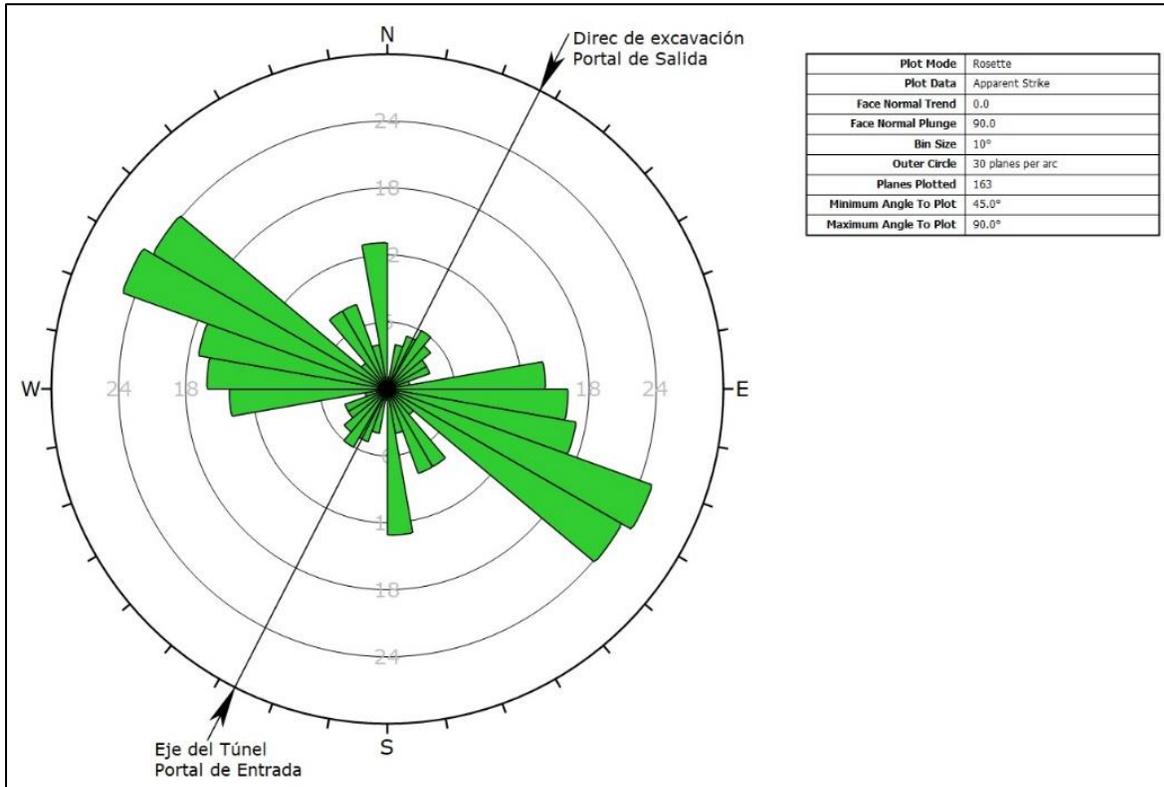
*Estereograma con densidad de polos. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 42**

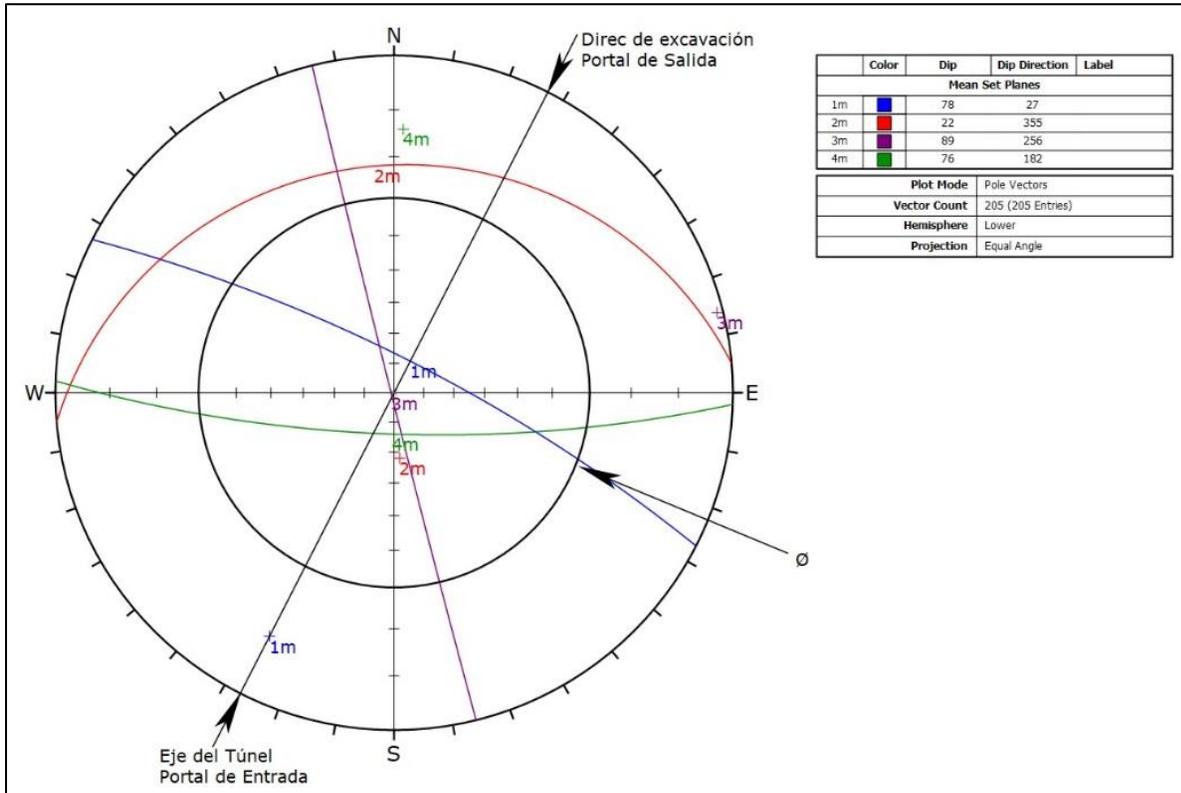
*Diagrama de rosetas. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 43**

*Estereograma de planos medios. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.*

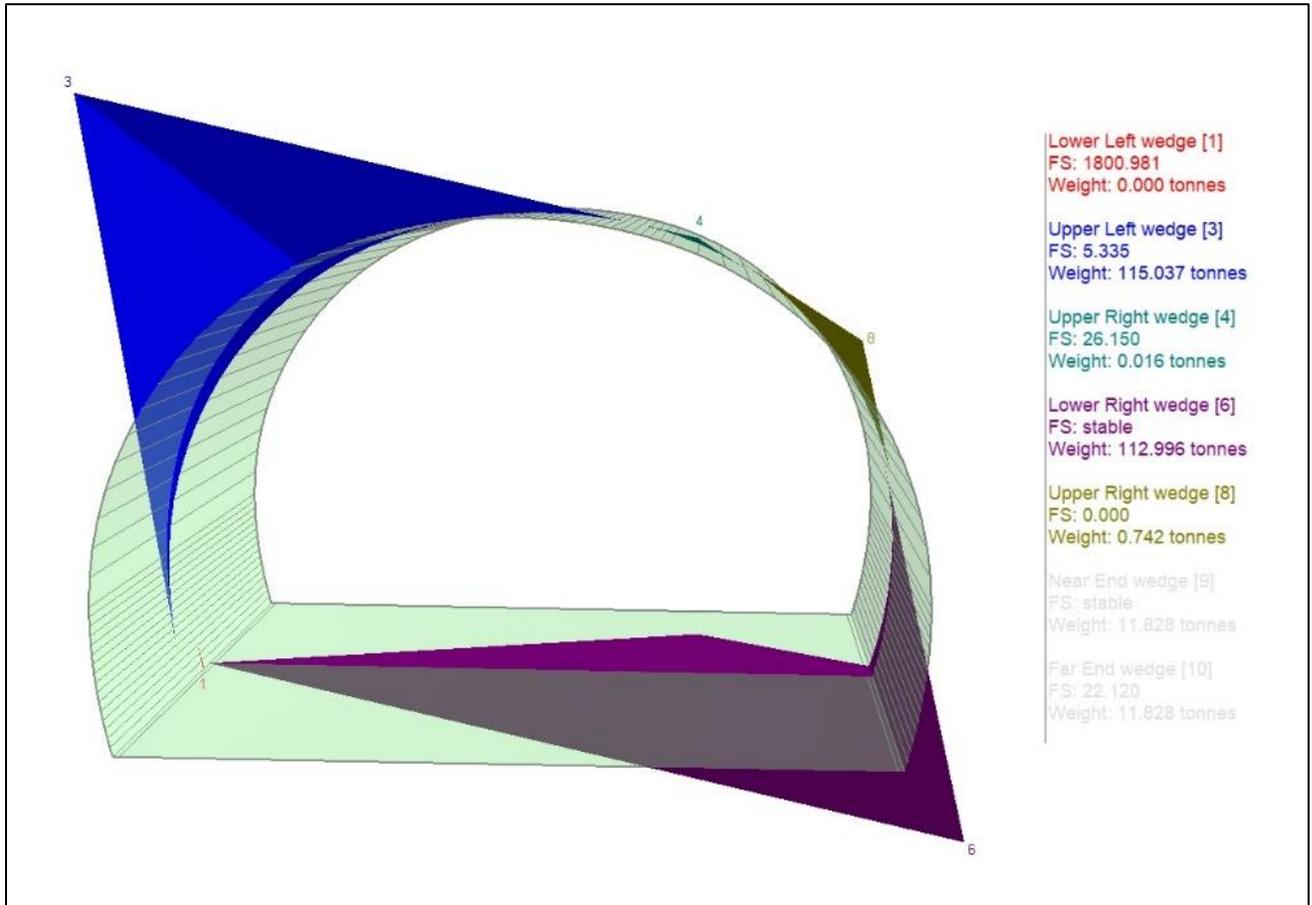


*Fuente: Elaboración propia*

Identificada las principales familias de fracturas, se procede a analizar el comportamiento de las cuñas en el túnel Casahuri. Se identifica generación de 5 cuñas, de los cuales el N° 8 presenta un factor de seguridad de 0.00 sin sostenimiento, una vez aplicado el sostenimiento de pernos más shotcrete el FS sube a 188.5. Hay que tener en cuenta que la cuña N° 3 es extremadamente grande (115.0 toneladas) y se encuentra en la bóveda del túnel donde siempre presenta un potencial de riesgo.

**Figura 44**

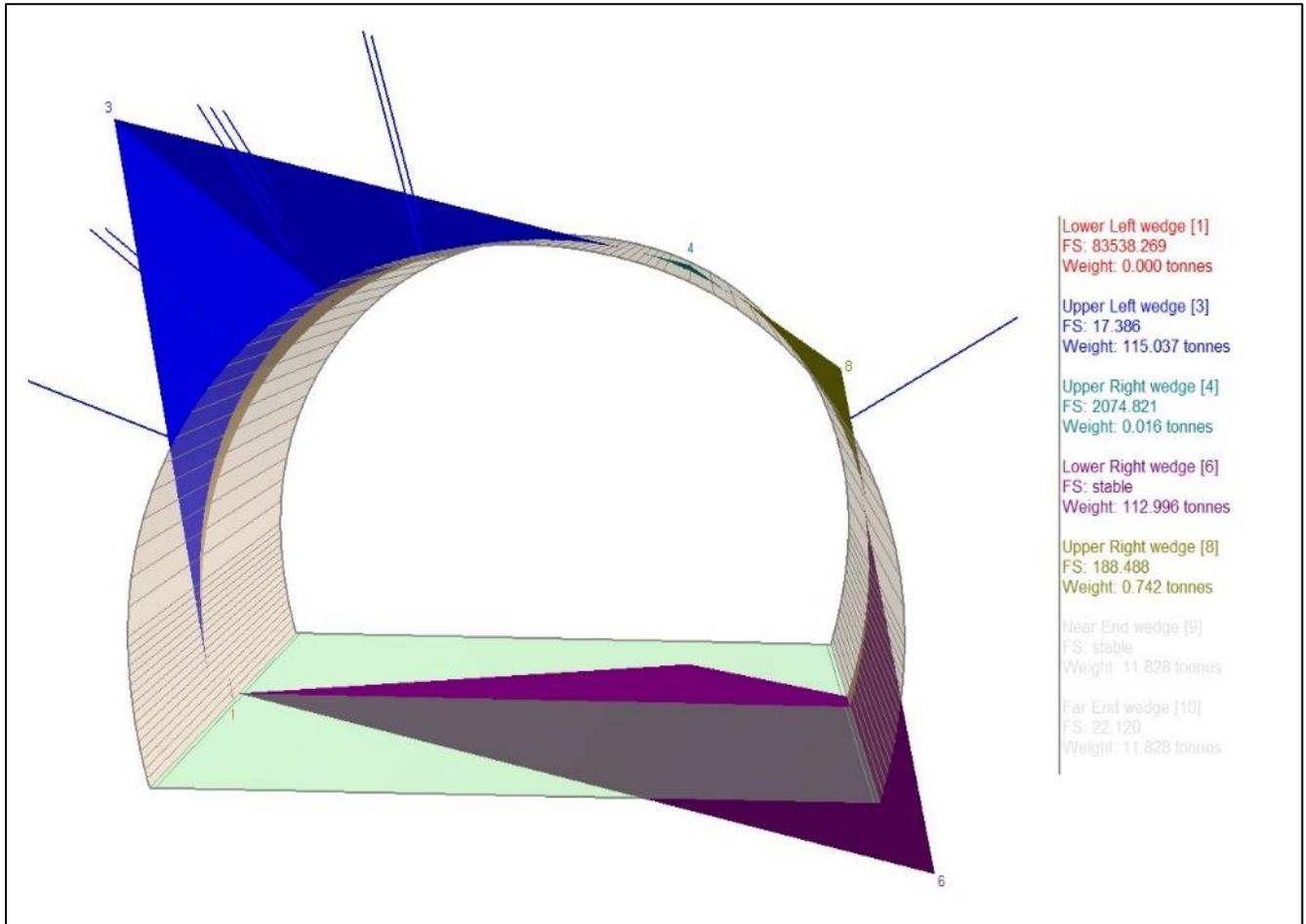
*Software Unwedge túnel sin sostenimiento. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 45**

*Software Unwedge túnel con sostenimiento. Tramo: 0+216.10 - 0+161.30.*



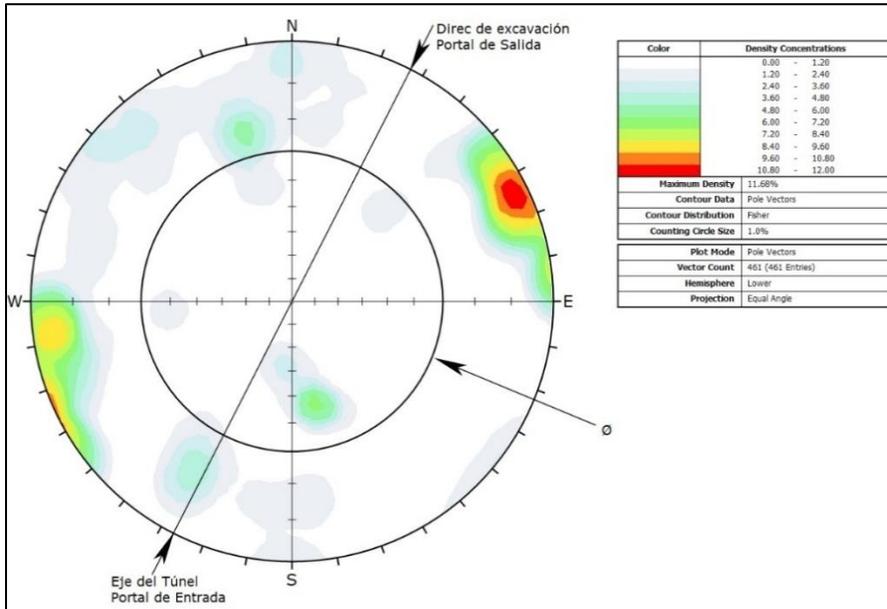
*Fuente: Elaboración propia*

#### **4.1.4. Análisis de Estabilidad en el tramo 03 (0+161.30 - 0+106.90 = 54.40m)**

En el presente apartado se ha analizado la fracturación de la del macizo rocoso, considerando desde el Km 0+161.30 hasta el Km 0+106.90, considerando 38 estaciones geomecánicas los que se juntan en un solo análisis. En los siguientes gráficos se muestran los resultados del análisis realizado para este tramo.

**Figura 46**

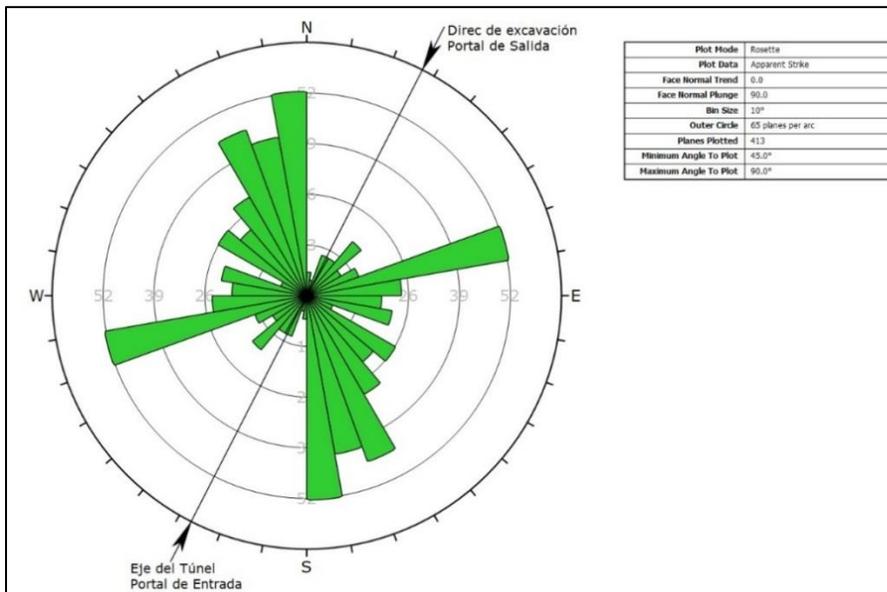
*Estereograma con densidad de polos. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 47**

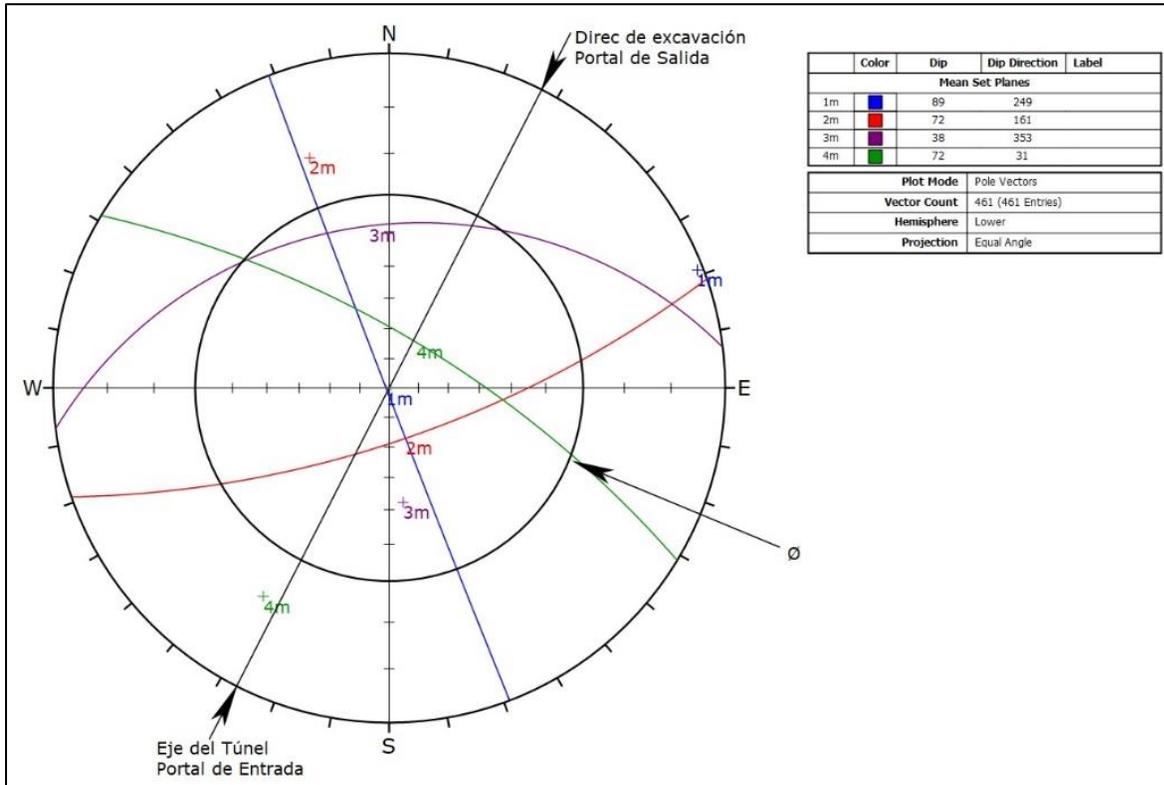
*Diagrama de rosetas. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 48**

*Estereograma de planos medios. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.*

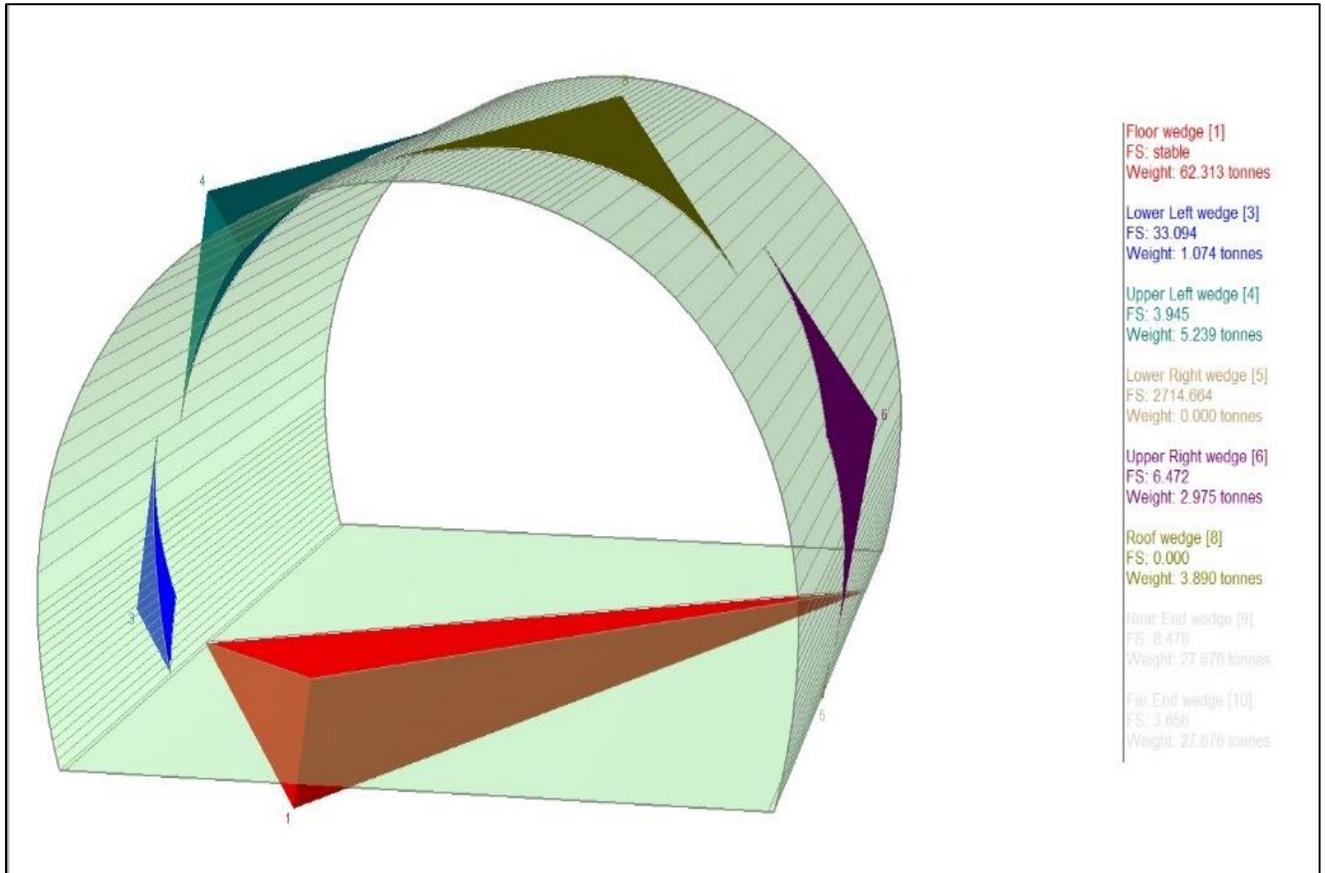


*Fuente:* Elaboración propia

Identificada las principales familias de fracturas, se procede a analizar el comportamiento de las cuñas en el túnel Casahuri. Se identifica generación de 5 cuñas, de los cuales el N° 8 presenta un factor de seguridad de 0.00 sin sostenimiento, una vez aplicado el sostenimiento de pernos más shotcrete el FS sube a 104.0.

### Figura 49

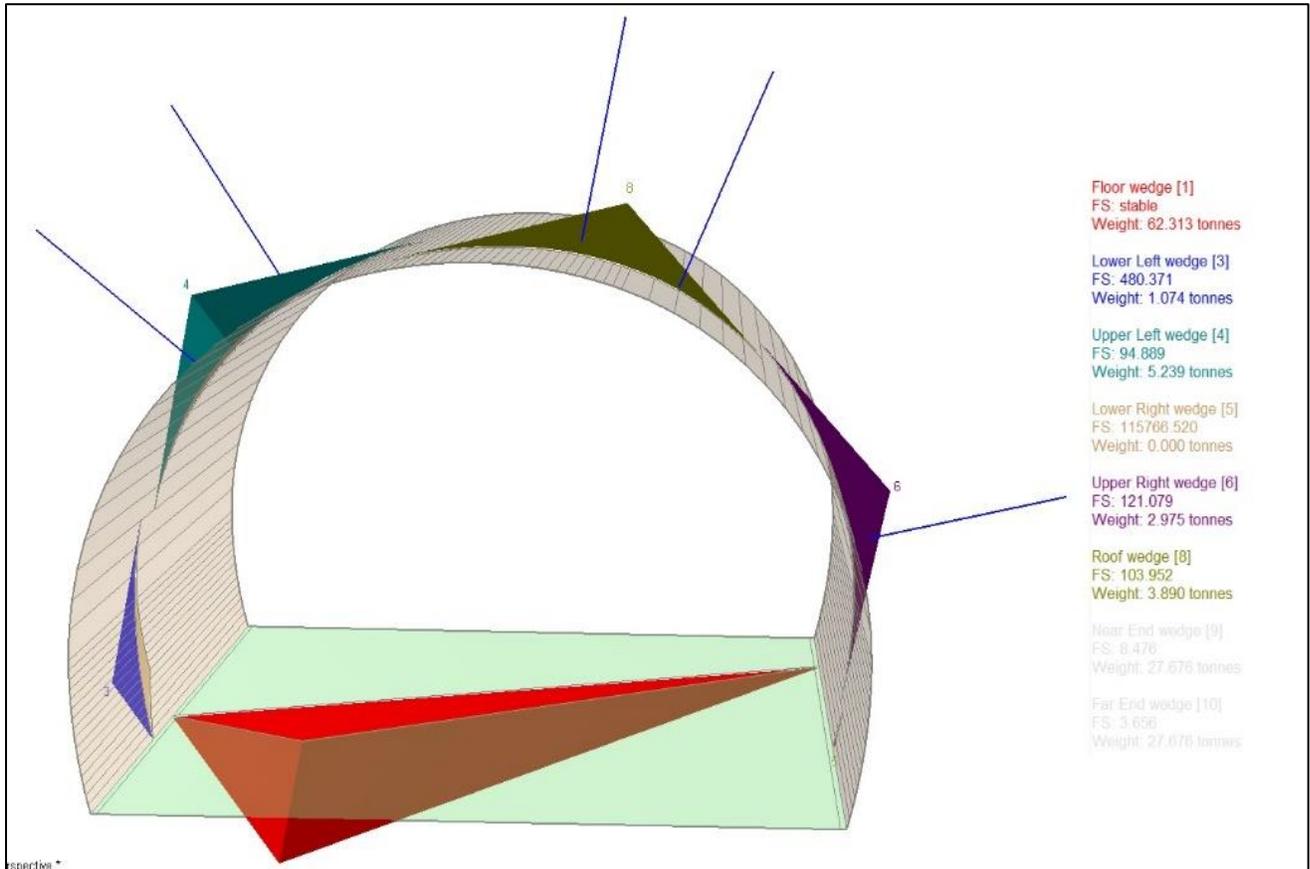
Software Unwedge túnel sin sostenimiento. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 50**

*Software Unwedge túnel con sostenimiento. Tramo: 0+161.30 - 0+106.90*



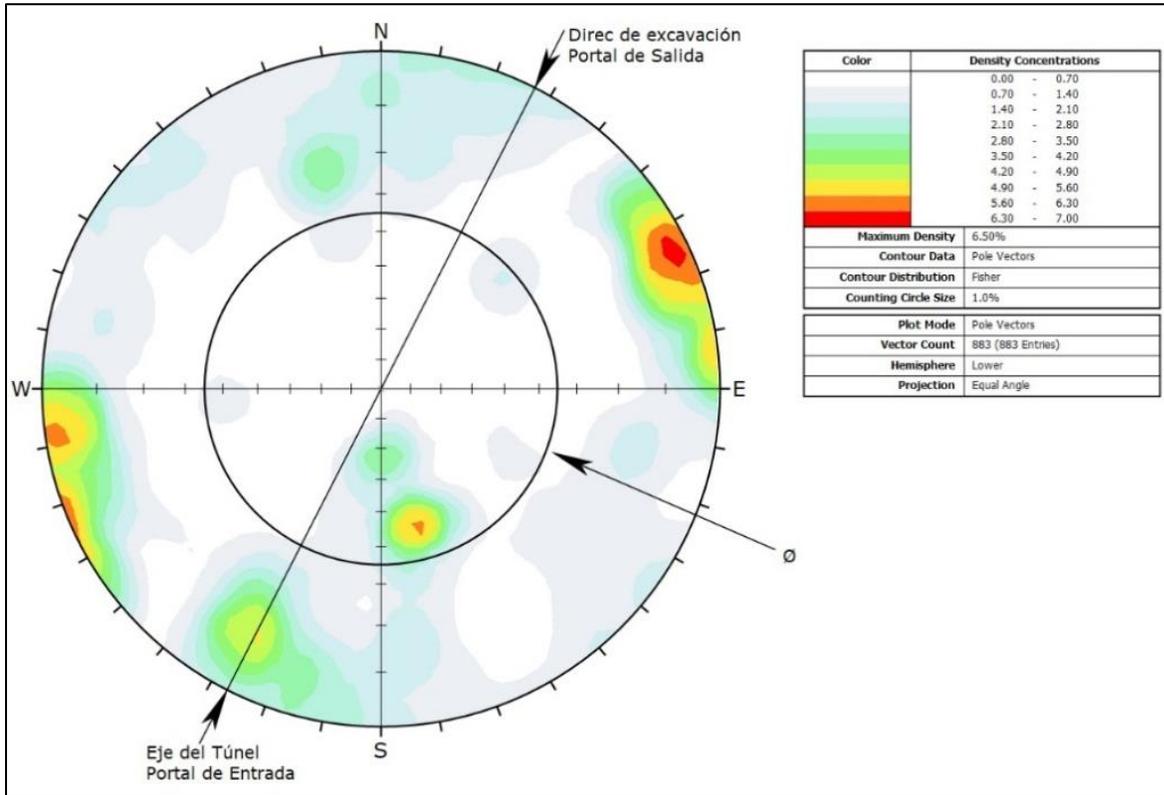
*Fuente: Elaboración propia*

**Todo el túnel Casahuri (0+271.00 – 106.90 = 164.10)**

En el presente apartado se ha analizado la fracturación del macizo rocoso, considerando todo el túnel desde el Km 0+271.00 hasta el Km 0+106.90, considerando 82 estaciones geomecánicas los que se juntan en un solo análisis. En los siguientes gráficos se muestran los resultados del análisis realizado para este tramo.

**Figura 51**

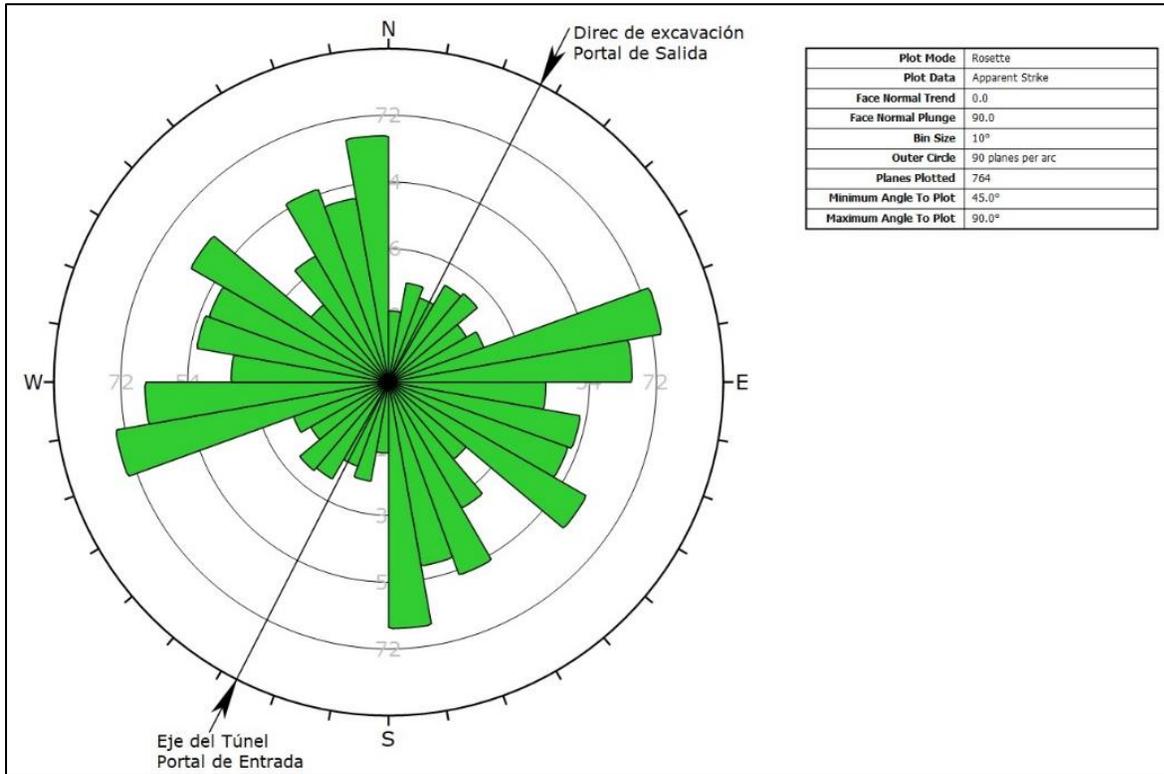
*Estereograma con densidad de polos. Tramo: 0+271.00 – 106.90.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 52**

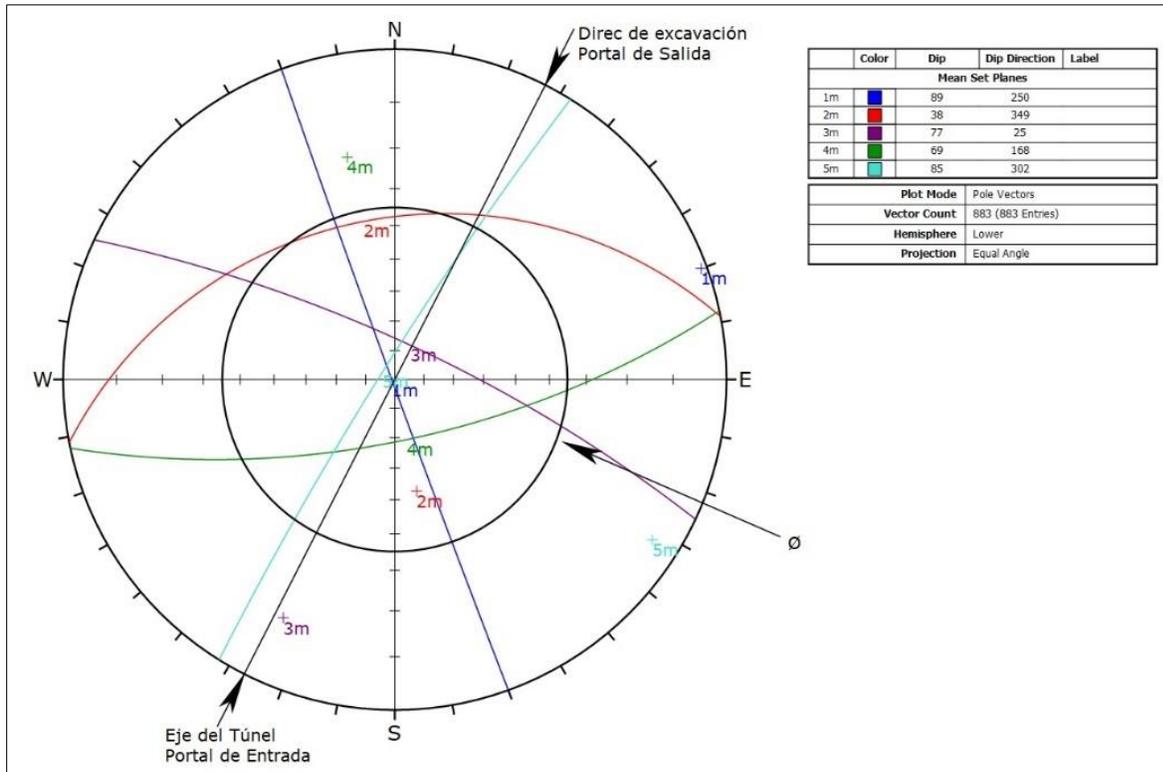
*Diagrama de rosetas. Tramo: 0+271.00 – 106.90.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 53**

*Estereograma de planos medios. Tramo: 0+271.00 – 106.90*

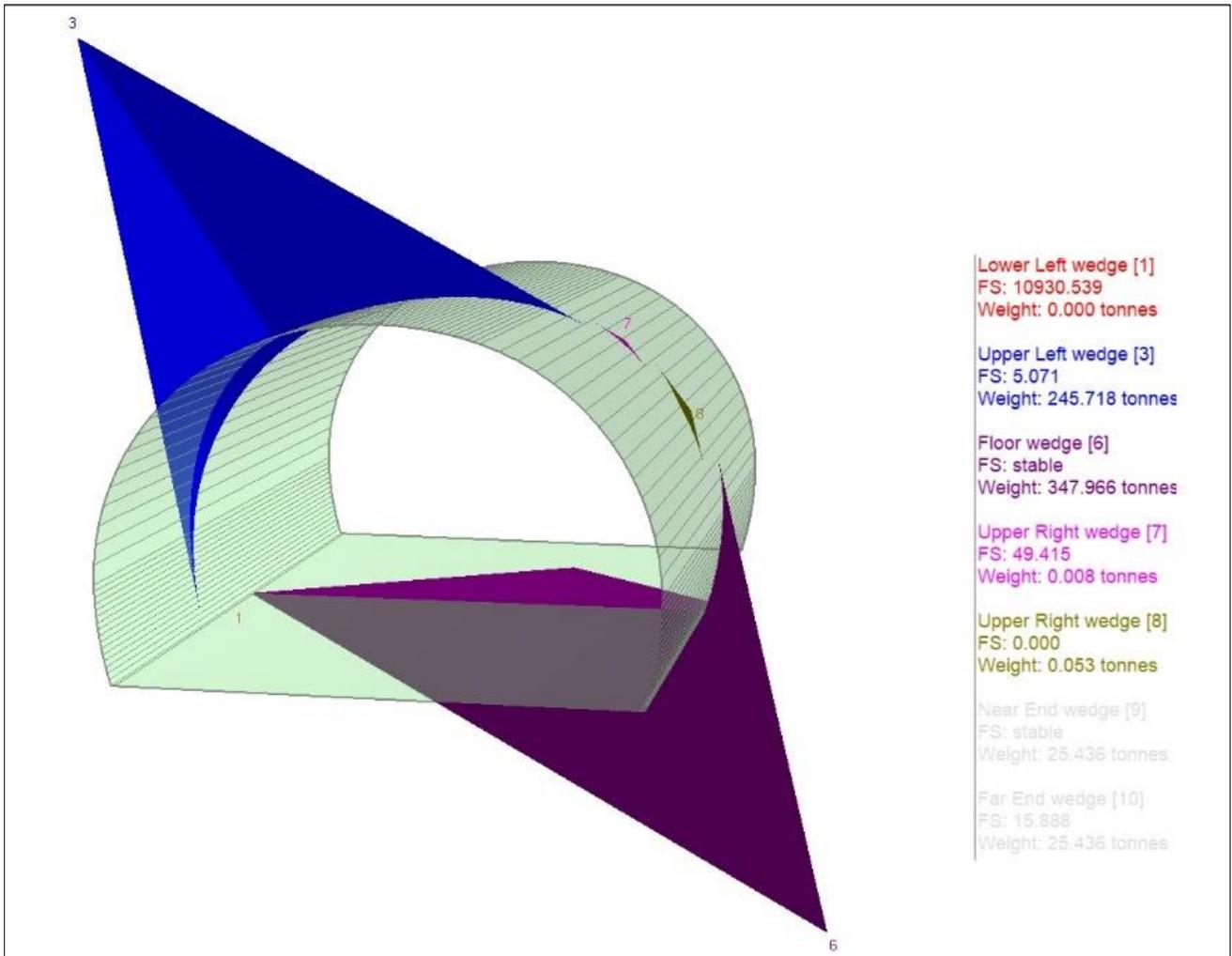


*Fuente: Elaboración propia*

Identificada las principales familias de fracturas, se procede a analizar el comportamiento de las cuñas en el túnel Casahuri. Se identifica generación de 5 cuñas, de los cuales el N° 8 presenta un factor de seguridad de 0.00 sin sostenimiento, una vez aplicado el sostenimiento de pernos más shotcrete el FS sube a 841.80. hay que tener en cuenta que la cuña N° 3 es extremadamente grande (245.7 toneladas) y se encuentra en la bóveda del túnel donde siempre presenta un potencial de riesgo.

**Figura 54**

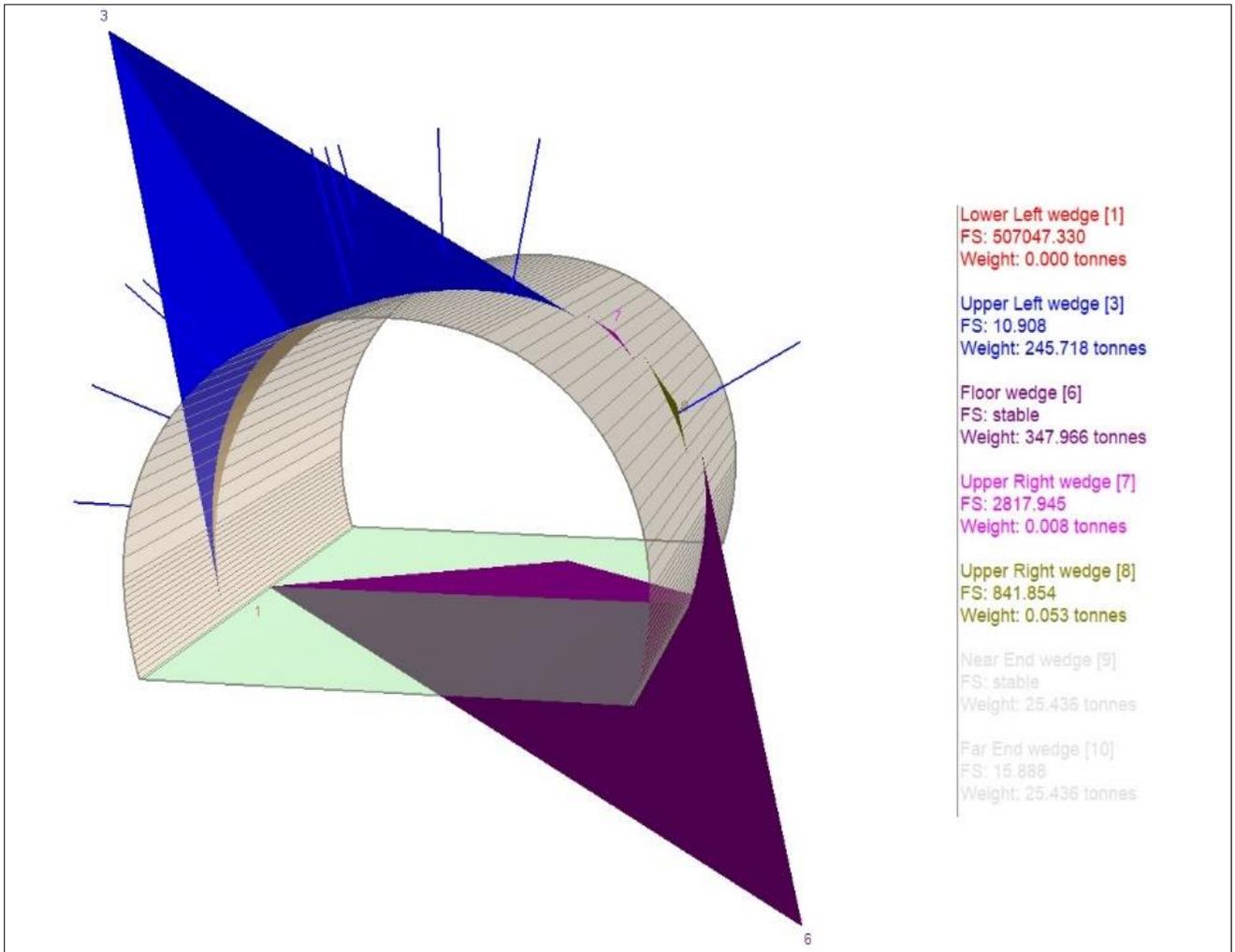
*Software Unwedge túnel sin sostenimiento. Tramo: 0+271.00 – 106.90.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Figura 55**

*Software Unwedge túnel con sostenimiento. Tramo: 0+271.00 – 106.90.*



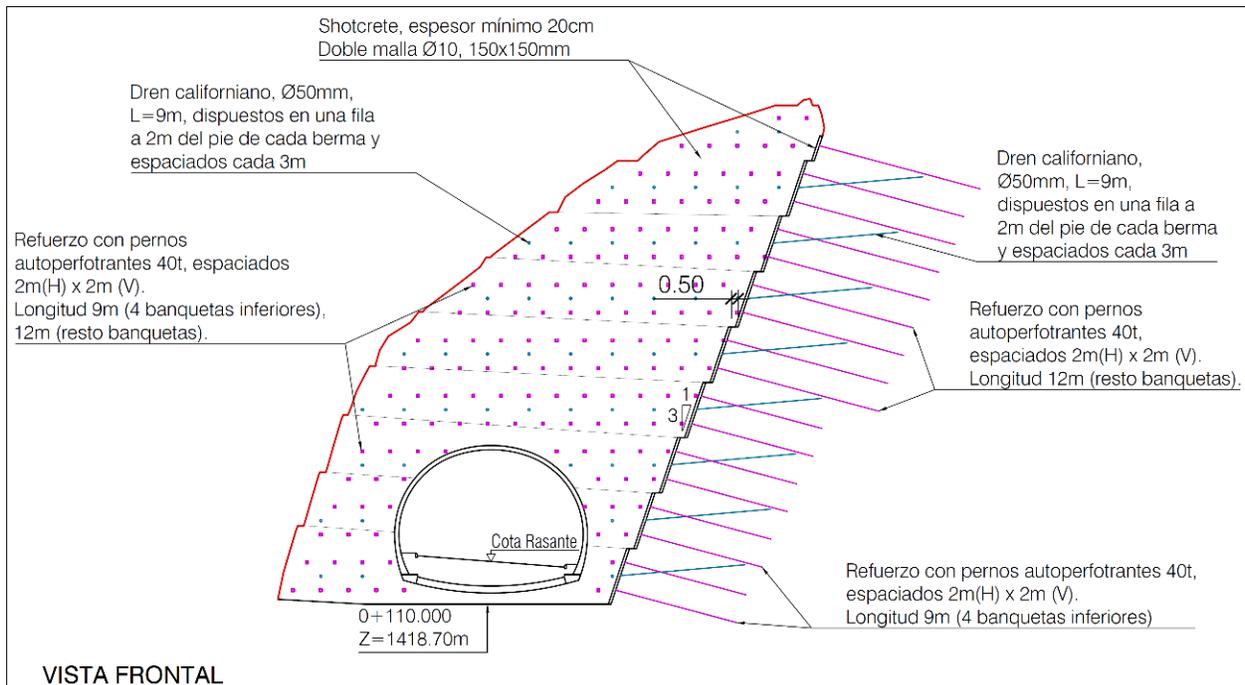
*Fuente:* Elaboración propia

## 4.2. SELECCIÓN DE TIPO DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL CASAHUIRI.

### 4.2.1. Sostenimiento para Portal de entrada

**Figura 56**

*Esquema de sostenimiento para el portal de entrada del túnel Casahuiiri*



*Fuente: departamento de geología*

Limosa con mediana cohesión, el suelo coluvial estará en contacto con el basamento rocoso fracturado en la banqueta N° 8 (siguiente banqueta de la actual).

En la topografía de superficie se ubica un gran bloque de roca que supera los 15m de diámetro mayor, el que se encuentra en la proyección de la bóveda derecha del mismo portal de entrada hasta aproximadamente 20m hacia el interior túnel.

Algunas condiciones geológicas encontradas en el portal de entrada:

- Suelo coluvial con bloque de roca de gran tamaño sobre la proyección del túnel (bóveda derecha).
- Macizo con aperturas de fracturas que llegan hasta los 0.50 m de ancho (macizo hacia el talud por debajo del bloque de gran tamaño).

- Cobertura lateral hacia el talud izquierdo de solo 2m (en la progresiva 0+107)

Dado que el portal de entrada se ejecutará en suelos coluviales, para evitar afecciones al vial que se va a ejecutar, proveniente de posibles desprendimientos por encima de los taludes que se han diseñado, se ejecutará un falso túnel desde el PK 0+070 al PK 0+110

Los principales objetivos del falso túnel con los siguientes:

- La necesidad de evitar posibles afecciones al corredor vial en esta zona debido a que el portal se ejecutara en coluvial (Qcol) en el que se pueden producir desprendimientos desde el P.K. 0+070 al P.K. 0+110 que es donde comenzará el túnel en mina.
- Zonas donde la cobertura es mínima o de terreno alterado, imposibilitando la ejecución de un túnel en mina, debido a que el recubrimiento en esta zona no sería el necesario para poder ejecutar el túnel en mina.

Otras medidas complementarias que se han tenido en cuenta son la colocación de drenes californianos y cunetas en coronación de los taludes.

En el expediente técnico considera el sostenimiento del talud de entrada con:

- Shotcrete espesor mínimo de 20cm
- Doble malla de  $\varnothing=10\text{mm}$  de 150X150mm (esto será reemplazado por cuádruple malla de  $\varnothing=6\text{mm}$  de 150X150mm)
- Pernos autoperforantes de 40t, espaciados a 2m(H) X 2m(V), de longitud variable que empalme desde superficie hasta el túnel.

#### ***4.2.2. Sostenimiento para Portal de salida***

El talud natural del portal de salida tiene inclinaciones de 45 a 55° con respecto a la horizontal (promedio: 50°). Con este ángulo de talud y los datos de las orientaciones de las discontinuidades, se ha procesado y analizado su estabilidad. El resultado del análisis es que el talud es estable en su condición natural.

#### **Clasificación geomecánica:**

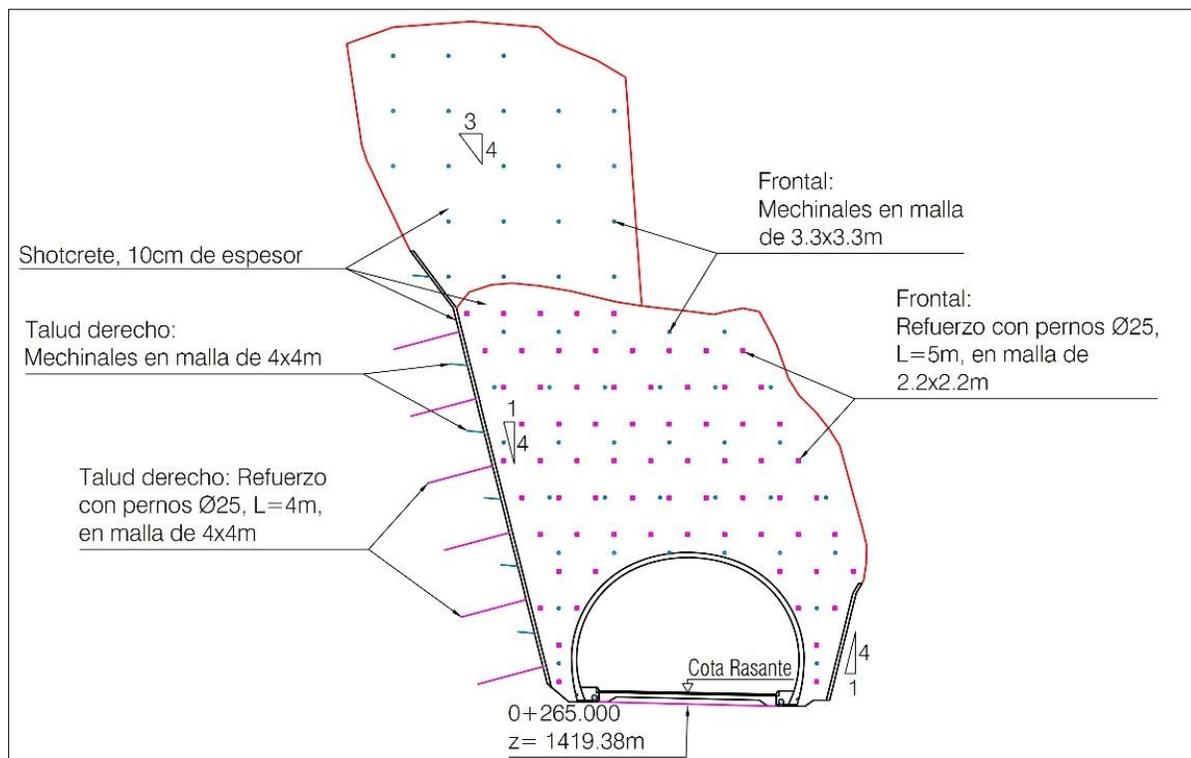
$$\text{RMR} = 7+17+10+ (2+4+5+4+4) +15$$

RMR = 68 (ROCA TIPO II = CALIDAD BUENA).

Según la tabla de estabilidad, los taludes del portal de salida muestran cuñas de tamaño pequeño a moderado, sin grandes inestabilidades. Debido a la naturaleza de la roca, no se anticipan fallas planares o vuelcos significativos.

**Figura 57**

*Esquema de sostenimiento para el portal de salida del túnel Casahuiri*



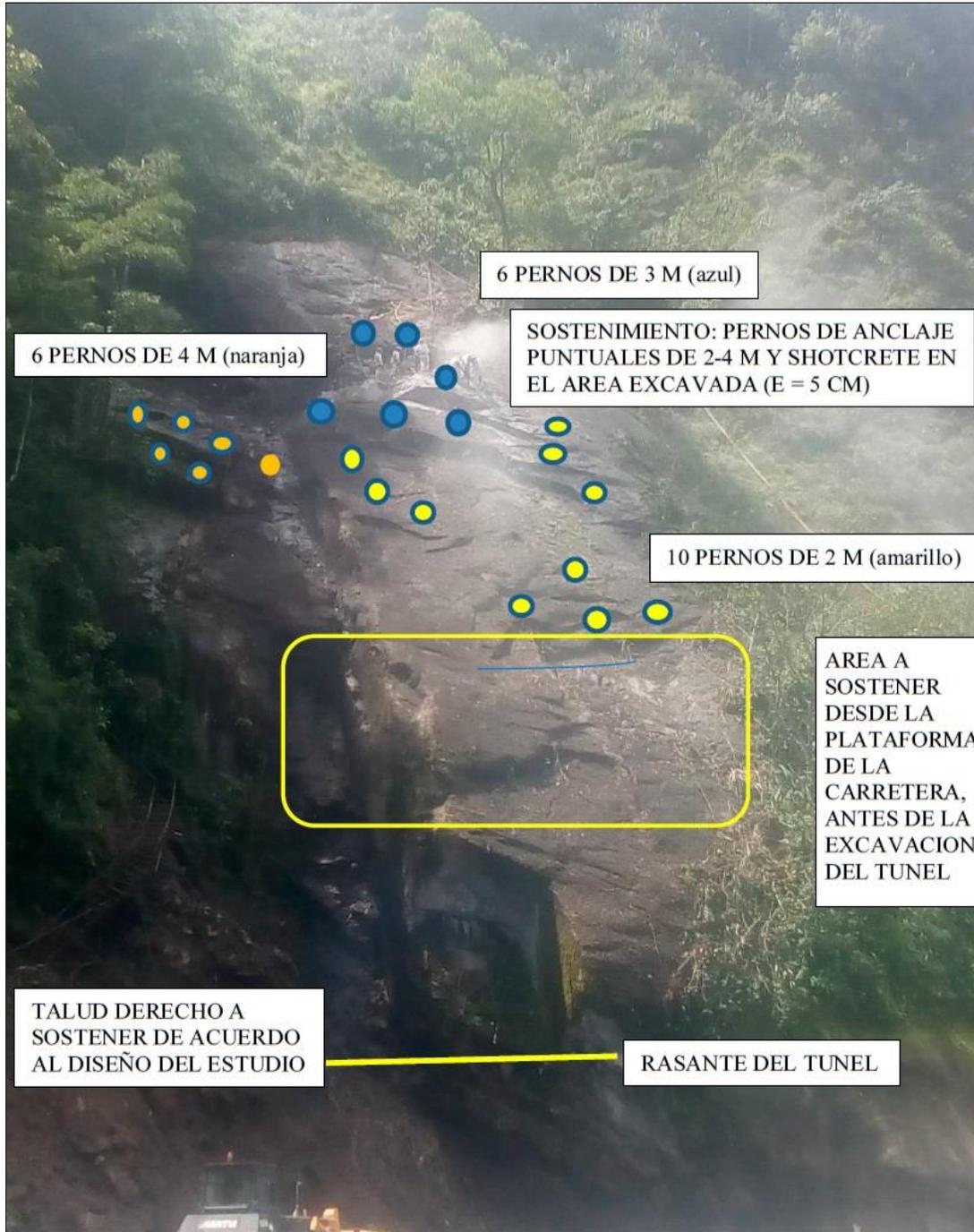
*Fuente:* Departamento de geología

Debido a que se trataba de un talud estable y por recomendación geológica, se evita el corte y sostenimiento del talud innecesario, para proponer un sostenimiento más puntual, con esta medida el túnel se agranda 6m de la progresiva de proyecto 0+265.00 a la progresiva 0+271.00. En la siguiente imagen se muestra el sostenimiento puntual en el portal de salida.

**Figura 58**

*Croquis del sostenimiento: 6 pernos de 4 m, 6 pernos de 3 m y 10 pernos de 2 m.*

*Shotcrete localizado en la parte superior excavada*



*Fuente:* Departamento de geología

#### **4.2.3. Sostenimiento constructivo del túnel Casahuiri.**

El sostenimiento en el túnel Casahuiri está diseñado para cada tipo de roca que se encuentre en el proceso constructivo, por lo cual el seguimiento geológico debe de ser constante para:

- Caracterización geomecánica del macizo
- Clasificación del macizo en cada tramo avanzado
- Mapeo geológico geomecánico
- Recomendaciones para adicionar sostenimiento puntual si es que lo requiere

A continuación, se presenta el diseño de sostenimiento para cada tipo de roca.

#### **Soporte ST-A**

El soporte Tipo ST-A se ha previsto para todos los tramos del túnel excavados en terrenos en los que el índice RMR sea mayor de 70, independientemente del recubrimiento existente.

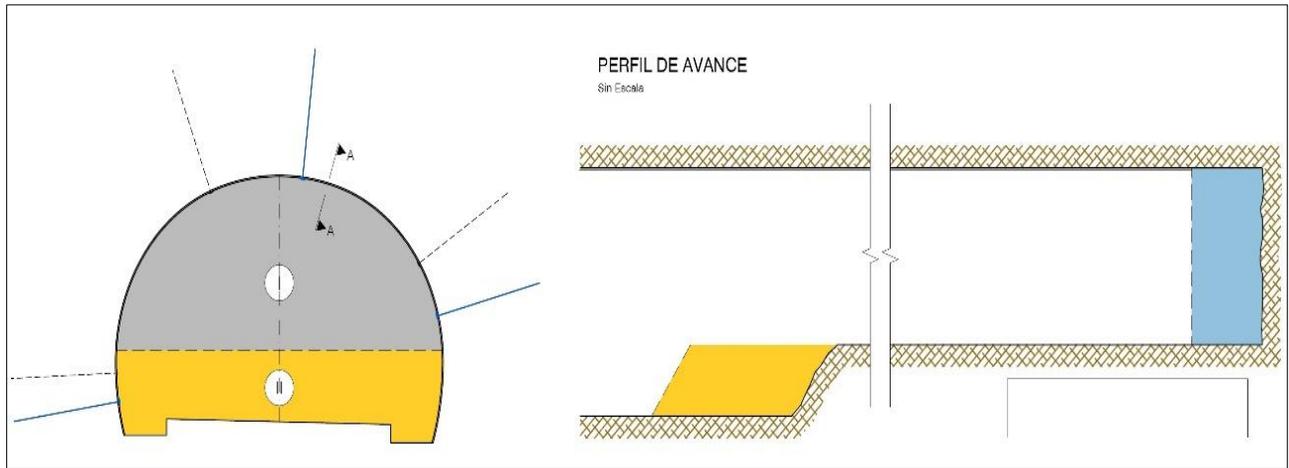
El arranque se realizará mediante explosivos con una longitud de avance de 3 m. El sostenimiento en la fase de avance se realizará mediante la siguiente secuencia:

- ✓ Una capa de concreto lanzado de  $f'c=30$  MPa reforzada con fibras, de 5 cm de espesor mínimo, en bóveda y paramentos, cubriendo la superficie excavada.
- ✓ Colocación de pernos de barra de acero o similar, de 4 m de longitud colocados puntualmente.
- ✓ La longitud de avance para la bancada será de 6 m que se realizará en una sola fase. La secuencia de sostenimiento será la siguiente:
- ✓ Una capa de concreto lanzado de  $f'c=30$  MPa reforzada con fibras de acero, de 5 cm de espesor mínimo, cubriendo la superficie excavada.

Colocación de pernos ocasionales en caso que fuese necesario.

**Figura 59**

*Croquis del sostenimiento: Soporte ST-A*



*Fuente: Departamento de geología*

### **Soporte ST-B**

El soporte ST-B se ha previsto para todos los tramos del túnel excavados en terrenos en los que el índice RMR se encuentre entre 55 y 70, independientemente de su recubrimiento.

El arranque se realizará mediante explosivos con una longitud de avance de 3 m. El sostenimiento en la fase de avance se realizará mediante la siguiente secuencia:

- ✓ Una capa de concreto lanzado de  $f'c=30$  MPa reforzada con fibras metálicas, de 5 cm de espesor mínimo, en bóveda y paramentos, cubriendo la superficie excavada.
- ✓ Colocación de pernos de barra de acero o similar, de 4 m de longitud en una malla de 2,0 (T) x 1,5 m (L).
- ✓ Una capa de concreto lanzado de  $f'c=30$  MPa reforzada de 5 cm de espesor.

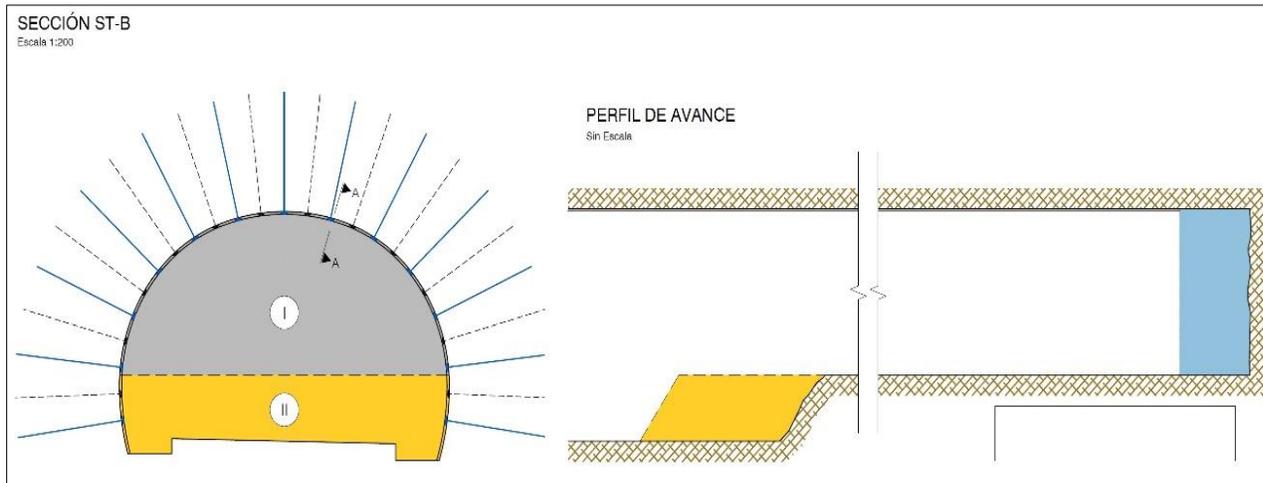
La longitud de avance para la destroza será de 6 m que se realizará en una fase. La secuencia de sostenimiento será la siguiente:

- ✓ Una capa de concreto lanzado de  $f'c=30$  MPa reforzada con fibras metálicas, de 5 cm de espesor, en paramentos y la zapata excavada, cubriendo la superficie excavada.
- ✓ Colocación de pernos como continuación de la cuadrícula colocada en avance.

- ✓ Una capa de concreto lanzado de  $f'c=30$  MPa reforzada de 5 cm de espesor reforzada con fibras.

### Figura 60

*Croquis del sostenimiento: Soporte ST-B*



*Fuente: Departamento de geología*

### Soporte ST-C

El soporte ST-C se ha previsto para todos los tramos del túnel excavados en terrenos en los que el índice RMR se encuentre entre 40 y 55.

El arranque se realizará mediante explosivos con una longitud de avance de 1,5 m. El sostenimiento en la fase de avance se realizará mediante la siguiente secuencia:

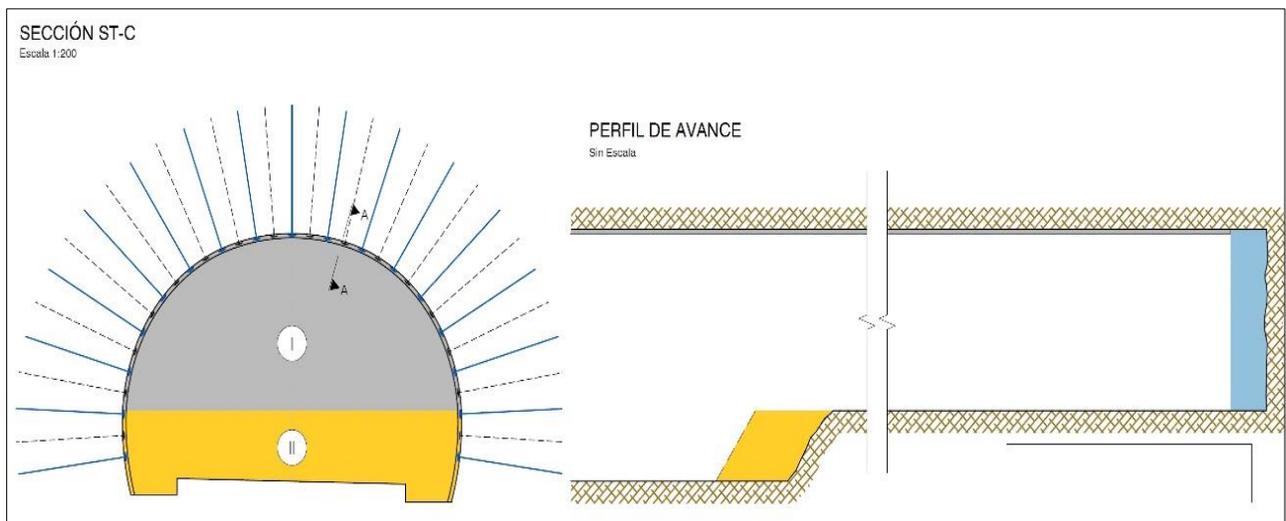
- ✓ Una capa de concreto lanzado de  $f'c=30$  MPa reforzada con fibras metálicas, de 5 cm de espesor mínimo, en bóveda y paramentos, cubriendo la superficie excavada.
- ✓ Colocación de pernos de barra de acero o similar, de 4 m de longitud en una malla de 1,5 m (T) x 1,5 m (L).
- ✓ Proyección de una capa de hormigón  $f'c=30$  MPa reforzado con fibras, de 10 cm de espesor mínimo, en bóveda y paramentos, cubriendo la superficie excavada.

La longitud de avance para la destroza será de 3 m que se realizará en una etapa. La secuencia de sostenimiento será la siguiente:

- ✓ Proyección de una capa de hormigón  $f'c=30$  MPa reforzado con fibras, de 5 cm de espesor mínimo, en paramentos y la zapata excavada, cubriendo la superficie excavada.
- ✓ Colocación de pernos como continuación de la cuadrícula colocada en avance.
- ✓ Proyección de una capa de hormigón  $f'c=30$  MPa reforzado con fibras, de 10 cm de espesor mínimo, en paramentos y la zapata excavada, cubriendo la superficie excavada.

**Figura 61**

*Croquis del sostenimiento: Soporte ST-C*



*Fuente: Departamento de geología*

### **Soporte ST-D**

El soporte ST-D se ha previsto para todos los tramos del túnel excavados en terrenos en los que el índice  $RMR < 40$ .

El arranque se realizará mediante excavación mecánica y taqueos con explosivo con una longitud de avance de 1,0 m. El sostenimiento en la fase de avance se realizará mediante la siguiente secuencia:

- ✓ Una capa de concreto lanzado de  $f'c=30$  MPa reforzada con fibras metálicas, de 5 cm de espesor mínimo, en bóveda y paramentos, cubriendo la superficie excavada.
- ✓ Colocación marco metálico tipo HEB-140, unidas entre sí mediante tresillones, espaciadas longitudinalmente 1,0 m

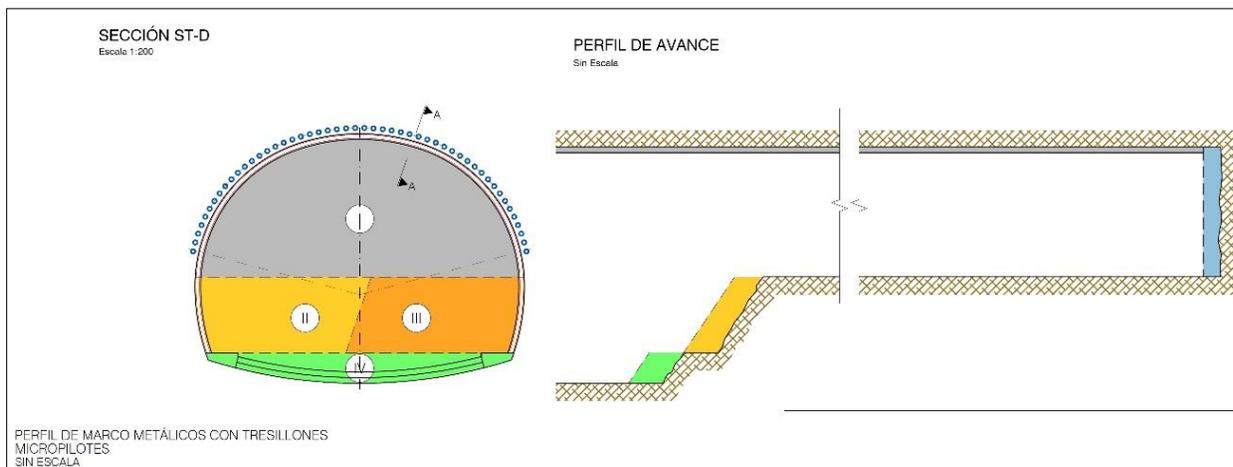
- ✓ Proyección de una capa de hormigón  $f'c=30$  MPa reforzado con fibras, de 20 cm de espesor mínimo, en bóveda y paramentos, cubriendo la superficie excavada.

La longitud de avance para la destroza será de 2 m que se realizará en dos fases (bataches), finalizando el sostenimiento en un hastial antes de empezar la excavación del opuesto. La secuencia de sostenimiento para cada batache será la siguiente:

- ✓ Proyección de una capa de hormigón  $f'c=30$  MPa reforzado con fibras, de 5 cm de espesor mínimo, en paramentos y la zapata excavada, cubriendo la superficie excavada.
- ✓ Colocación de las patas de los marcos metálicos, colocando dos patas en cada lateral, manteniendo un desfase de 2 m entre bataches
- ✓ Proyección de una capa de hormigón  $f'c=30$  MPa reforzado fibras, de 20 cm de espesor mínimo, en paramentos y la zapata excavada, cubriendo la superficie excavada.
- ✓ Contra bóveda de concreto en aquellos casos en los que se encuentre roca.

## Figura 62

*Croquis del sostenimiento: Soporte ST-D*



*Fuente:* Departamento de geología

En el proceso constructivo del túnel se ha instalado los elementos de sostenimiento, según el tipo de roca y las recomendaciones del área de geología. En la siguiente tabla se presenta el resumen de todos los elementos de sostenimiento instalados durante la construcción del túnel.

**Tabla 37**

*Resumen de los elementos de sostenimiento instalados en el túnel Casahuari*

Fecha de instalación	Perno Helicoidal (Un)	Shotcrete C/F (m <sup>3</sup> )	Shotcrete S/F (m <sup>3</sup> )	Spilling Bar (Un)	Perno Autopef. (Un)	Cimbra (Un)
Marzo '20	11	38.0	-	24	-	-
Noviembre '20	223	73.0	-	-	-	-
Diciembre '20	346	173.0	-	-	-	-
Enero '21	244	144.0	-	17	-	2
Febrero '21	79	87.5	-	-	-	-
Marzo '21	20	103.5	-	12	42	4
Abril '21	0	230.0	-	154	37	14
Mayo '21	20	235.0	104.0	147	50	17
Junio '21	8	56	64	-	-	3
Julio '21	20	116.0	37.0	-	4	-
<b>Total</b>	<b>971</b>	<b>1256.0</b>	<b>205.0</b>	<b>354</b>	<b>133</b>	<b>40</b>

*Fuente:* Departamento de geología

El sostenimiento instalado en el túnel Casahuari está resumido en el plano geológico geomecánico arco rebatido en donde tiene un apartado donde se muestra gráficamente todos los elementos de sostenimiento instalados en todo el túnel.

En la siguiente figura se presenta el plano rebatido de los elementos de sostenimiento, donde se representa los elementos de sostenimiento concuerdan con el tipo de roca identificada.

### **Sostenimiento adicional recomendado**

Según las evaluaciones geológicas el área de geología recomendó adicionar sostenimiento que no contemplan en las especificaciones técnicas, ni siquiera en tratamientos especiales, debido a que se identificó problemas propios del talud en el tramo del túnel.

Cuando la excavación del túnel Casahuri estuvo en progresiva 0+113.90, progresiva en la que se verifica que la familia de fracturas  $132^{\circ}/84^{\circ}$  tiene aperturas variables de hasta 0.70m, a esta altura de la excavación se tiene algunas condiciones como:

1. La principal familia de fracturas está en buzamiento opuesto al buzamiento del talud (genera inestabilidad tipo toppling).
2. La principal familia de fracturas esta subparalela el eje del túnel (fracturamiento desfavorable).
3. El túnel se encuentra a 7m de superficie
4. Tenemos el peso de un gran bloque de roca hacia la bóveda derecha del túnel.

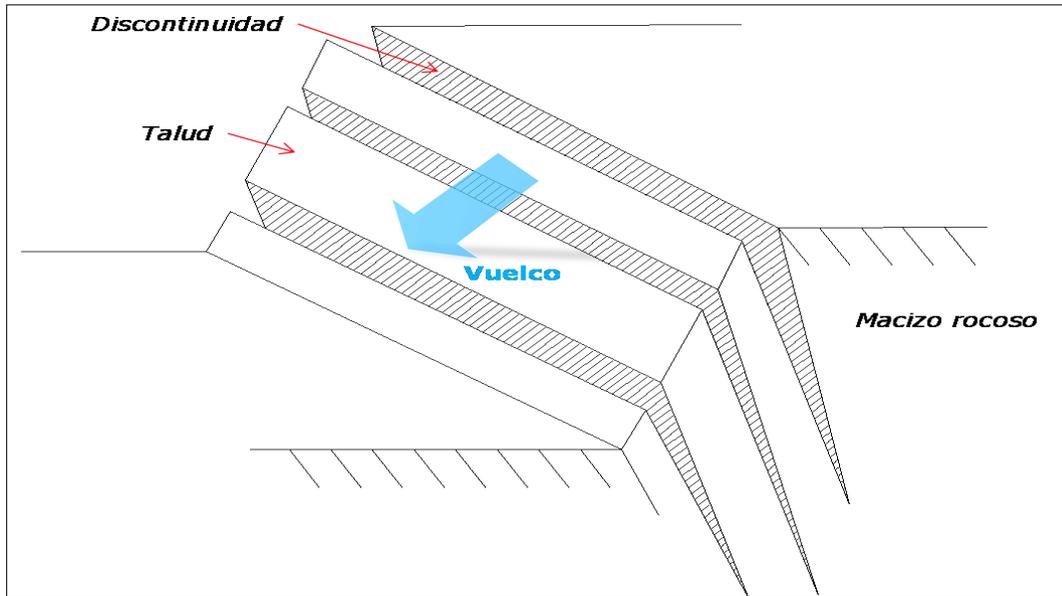
Con estas condiciones se puede comprobar que nos encontramos frente a una inestabilidad tipo toppling.

### **Inestabilidad tipo Toppling**

El vuelco (toppling) es un tipo de inestabilidad en taludes rocosos que ocurre cuando las discontinuidades crean bloques columnares con buzamiento pronunciado opuesto al talud, lo que provoca una rotura por rotación hacia afuera del talud.

### Figura 63

*Esquema de la inestabilidad tipo toppling*

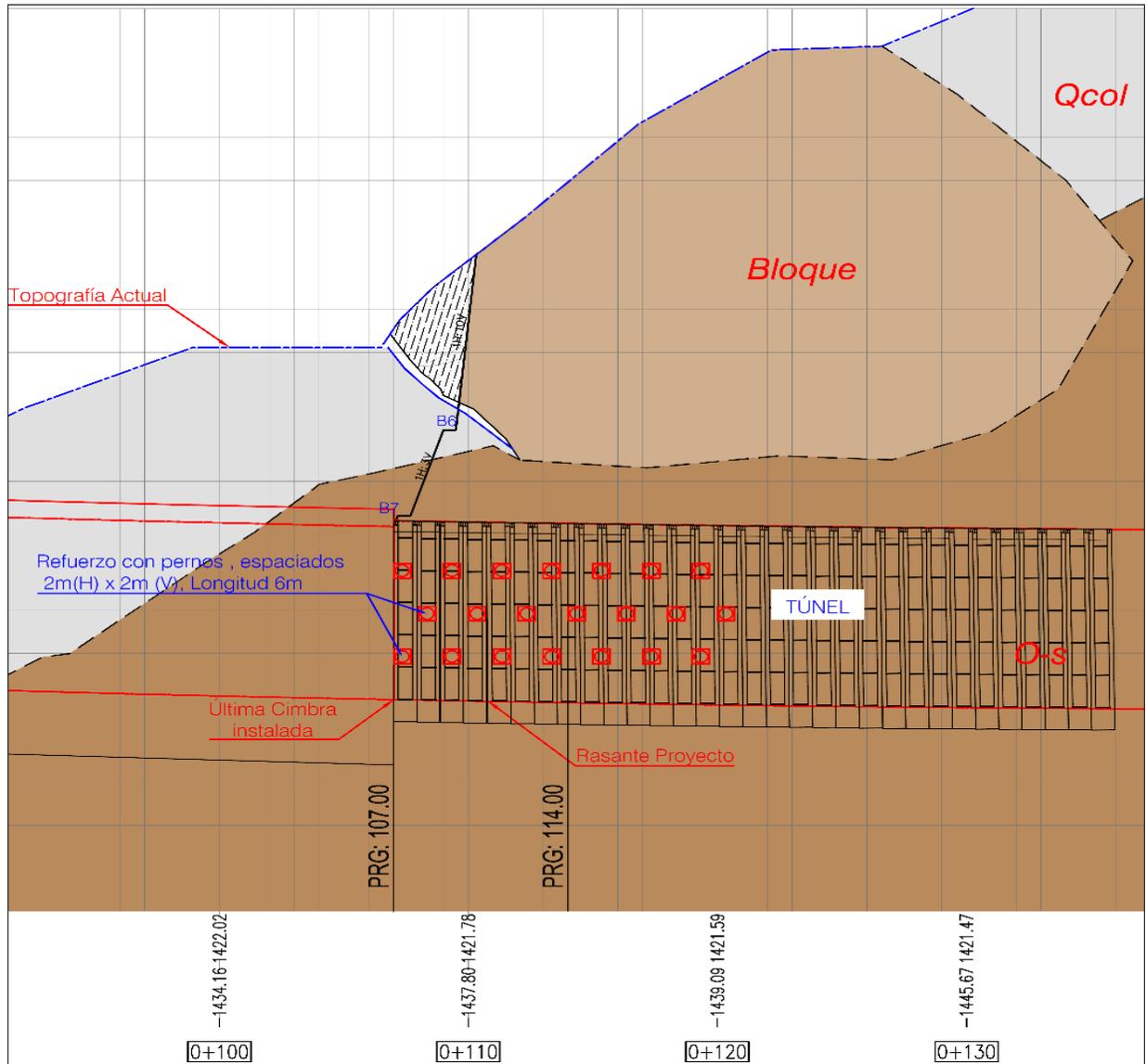


*Fuente: Internet*

Para asegurar la estabilidad del túnel Casahuari se recomienda la instalación de pernos autoperforantes de 6m hacia el hastial y parte de la bóveda derecha, dicha instalación de pernos será en sistemático de 2x2 y en bolillo. A continuación, se presenta el esquema para la instalación del sostenimiento adicional:

**Figura 64**

*Corte longitudinal por el hastial derecho del túnel, se muestra la distribución de los pernos autoperforantes de 6m desde la progresiva 0+120 hasta la progresiva 0+107.*



*Fuente: departamento de geología*

## 4.3. DISCUSIÓN

### 4.3.1. *Evaluación geomecánica y sostenimiento según especificaciones técnicas.*

En la evaluación geomecánica del macizo rocoso, se identificó las características por las cuales se determinó la calidad del macizo rocoso, este trabajo se hizo en cada tramo de avance, una vez identificada el tipo de roca, se procedió a sostener de acuerdo a las especificaciones técnicas para cada tipo de roca.

En caso de que el sostenimiento no sea adecuado, el área de geología sustentó mediante informe para adicionar sostenimiento no contemplado en las especificaciones técnicas, es el caso donde se adicionó sostenimiento con pernos autoperforantes de 6m en un tramo donde ya contemplaba el sostenimiento con cimbras. Dicho sostenimiento se recomendó de la progresiva 0+107 hasta la progresiva 0+120.

### 4.3.2. *Software Unwedge.*

En túneles excavados en terrenos competentes fracturados, la estabilidad puede verse afectada por juntas que forman cuñas que pueden caer. El software UNWEDGE se utiliza para analizar la estabilidad de estas cuñas, considerando la geometría y las fuerzas gravitacionales. El programa asume que las cuñas están formadas por tres planos de junta y despreja el efecto del estado tensional alrededor de la excavación, lo que generalmente está del lado de la seguridad.

Las hipótesis y simplificaciones que deben asumirse son las siguientes:

- El análisis es válido para excavaciones en terreno competente donde no se produzca una plastificación apreciable.
- Las juntas que definen las cuñas se consideran suficientemente persistentes y perfectamente planas.
- La excavación tiene sección constante.
- El programa considera cohesión y fricción en las juntas (criterio Mohr- Coulomb)

Permite analizar el efecto del sostenimiento, que puede ser con pernos (de anclaje puntual o repartido), y/o con hormigón proyectado, que se comprueba al corte según la teoría del "falling block". La principal aportación del programa es la generación y visualización de las cuñas formadas en cada caso, respecto a la orientación de cada tramo del túnel, así como el cálculo de

los factores de seguridad asociados a cada bloque. Las características geomecánicas del macizo rocoso en el túnel Casahuirí están determinadas por factores estructurales, geométricos y de discontinuidades, incluyendo espaciamiento, persistencia, rugosidad, apertura, relleno, meteorización y presencia de agua en las juntas.

## CONCLUSIONES

1. Se hizo la caracterización del macizo rocoso a lo largo de la excavación del túnel, encontrando parámetros geotécnicos correspondientes a rocas de calidad intermedia, a continuación, un resumen de los principales parámetros expresados en porcentajes de la longitud del túnel:
  - Fracturamiento: F3=49%, F2=41% F4=9% y F5=1%
  - Resistencia: R4=87%, R3=12%, y R2=1%
  - Alteración: A2=81%, A3=10%, A4=8% y A5=1%
  - Condiciones hidrogeológicas: Húmedo=70% y Seco=30%
  
2. La roca que se excavó a lo largo del túnel se trata de ortogneis de biotita que presenta una calidad geomecánica media.

El sostenimiento recomendado se compone de pernos, hormigón proyectado y cerchas. Estos elementos se adaptan perfectamente a la filosofía del Nuevo Método Austriaco. Para el conjunto de sostenimientos previstos, se pueden hacer las siguientes consideraciones que se consideran como de buena práctica constructiva: Una vez saneada la excavación, se dispondrá una capa de sellado de hormigón proyectado de 3 a 5 cm de espesor, reforzado con fibras de acero. Shotcrete de  $f'c$  de 30Mpa con fibras metálicas, con una absorción de energía de 700J -1000J con espesor de 5cm. Instalación de pernos sistemáticos de acero o similar, de 4 m de longitud en una malla de 2,0 (T) x 1,5 m (L). La construcción de falso túnel con cimbras metálicas H6x25 cada 1 metro tanto en la entrada y salida del túnel.
  
3. Se hizo la clasificación geomecánica en toda la longitud del túnel Casahuri, encontrando las 4 calidades de roca propuestas para este proyecto:
  - ST-A = 24.10m que representa el 15% de la longitud del túnel
  - ST-B = 95.10m que representa el 58% de la longitud del túnel
  - ST-C = 16.50m que representa el 10% de la longitud del túnel
  - ST-D = 28.40m que representa el 17% de la longitud del túnel

## **RECOMENDACIONES**

1. Conforme se hace la excavación subterránea el geólogo encargado debe registrar los datos lo más detallado posible ya que estos datos nos ayudaran en la toma de decisiones posteriores.
2. El monitoreo constante de las características del macizo rocoso, nos permitirá optimizar los costos de sostenimiento, instalando sostenimiento adecuado cuando se requiere.
3. Teniendo las características del tipo de roca se puede ver el factor de seguridad y el sostenimiento adecuado aplicable a usar en el túnel, esto teniendo en cuenta el uso del software a aplicarse.
4. El estudio geomecanico es esencial para conocer el tipo de sostenimiento que se aplicara a nuestras labores mineras subterráneas por lo tanto es de suma importancia conocer y saber identificar el tipo de roca y sus características para llevar un mejor control sobre el sostenimiento a aplicar esto es muy importante en nuestro sector laboral en los trabajos subterráneos.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

Barton, & Bandis, N. (1976). *Esfuerzo cortante de las Rocas y Discontinuidades*. Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.

Barton, N. (1988). *Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement Selection Using Q-System*. Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). *Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support*. Philadelphia: Rock Mechanics, Vol 6.

Bieniawski, Z. T. (1989). *Rock Mass Classifications in Rock Engineering*. Balkema, Johannesburg: Z. T. Bieniawski.

Biraj, G. (2011). *Wedge stability analysis and rock squeezing prediction of headrace tunnel, Lower Bulephi Hydroelectric Project, Sindhupalchock District, central Nepal*. Nepal: Journal of Nepal Geological Society.

Cabrera, J. (2005). *Estudio de Estabilidad de Taludes del tajo Suro Sur y Suro Norte "Mina la Virgen"*. Puno: Tesis, Universidad Nacional del Altiplano.

Cordova, D. (2008). *Geomecánica en el minado subterráneo caso mina condestable*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima. Lima: Tesis de Postgrado, Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica.

Curran, J. (2011). *Three-dimensional Analysis of Underground Wedges under the Influence of Stresses*. Lassonde Institute, University of Toronto: RockScience.

Deere, D., Peck, R., Parker, H., Monsees, J., & Schmidt, B. (1970). *Diseño de Sistemas de Sostenimiento de Túneles*. New York: Highway Research Record.

Barton, & Bandis, N. (1976). Esfuerzo cortante de las Rocas y Discontinuidades. *Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*

Barton, N. (1988). *Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement Selection Using Q-System*. Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support. Philadelphia: *Rock Mechanics*, Vol. 6.

Bieniawski, Z. T. (1989). *Rock Mass Classifications in Rock Engineering*. Balkema, Johannesburg: Z. T. Bieniawski.

Gonzales de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica (2da ed.)*. Madrid, España: Pearson Education.

Hernández Sampieri, Roberto; et al. *Metodología de la Investigación*. 2ª. Ed. McGraw-Hill. México, D.F., 2001.

López Jimeno Carlos (2015). "Manual de Evaluación Técnico Económica de Proyectos Mineros", Madrid, España, Universidad Politécnica de Madrid, 1997

MTC. (2014). *Manual de Carreteras "Túneles, Muros y obras complementarias"* Volumen I. Lima: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

CGI. (14 de JUNIO de 2013). *AULA VIRTUAL DEL CENTRO GEOTECNICO INTERNACIONAL*. <http://www.centrogeotecnico.com/>

Geologia y Publicaciones. (21 de mayo de 2016). *software Dips*. <https://post.geoxnet.com/dips-6-0/>

## **ANEXOS**

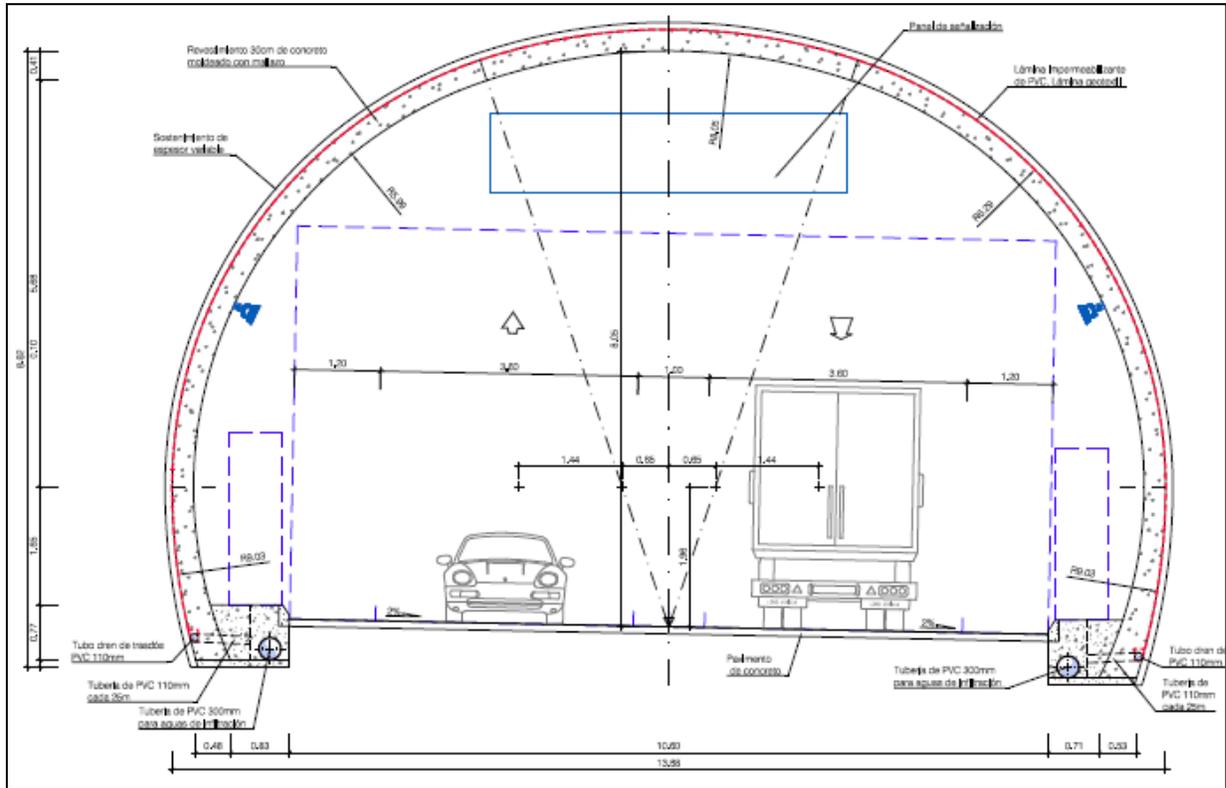
### **ANEXO I: DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO**

#### **5.1. BREVE DESCRIPCIÓN DE LA EMPRESA**

Sinohydro Corporation Limited es una empresa de capitales chinos, que ha llegado al Perú para dedicarse a la ejecución de proyectos infraestructura, ingeniería y construcción y de esta manera contribuir con el desarrollo y expansión del país en beneficio de la población para la integración de sus comunidades, a través de la ejecución armonía con el medio ambiente. En este escenario participa en procesos de licitación proyectos relacionados con la producción de energías limpias o renovables e interconexión eléctrica; infraestructura de transporte, dentro de un proceso de crecimiento y consolidación en la región. El proyecto “Variante Carretera Casahuiri” (VCC) está constituida por un tramo de carretera de segunda clase de 744.20 m con dos carriles uno para cada sentido, y un tramo de túnel monotubo de calzada única en roca de 164.10 m, un falso túnel en la boca sur de 40 m y visera en el portal de salida de 5 m, siendo la longitud total del túnel de 200 m.

**Figura 65**

*Diseño de túnel del proyecto VCC*



*Fuente: Recopilación área de diseño del proyecto VCC*

## 5.2. UBICACIÓN Y ÁREA DE ESTUDIO

### 5.2.1. Ubicación política y geográfica

El proyecto se ubica en la cordillera oriental de los andes, en su parte meridional, exactamente a riberas del río San Gabán, en centro poblado de Casahuri. El distrito de San Gabán (del quechua sanqawasi, "casa de fieras", antiguos recintos de tortura incas), en la comunidad campesina de Icaico, distrito de San Gabán, provincia de Carabaya, región Puno, circunscribiéndose a la región natural de ceja de selva, presentando un clima cálido con abundante lluvia.

El área de trabajo se sitúa a riberas del río San Gabán, donde está prevista la construcción de las obras cabecera de la central hidroeléctrica San Gabán III, esta afección supone una variante a la vía actual Interoceánica, la que permita el emplazamiento de las obras civiles e instalaciones de la bocatoma de la central hidroeléctrica.

En alzado, la carretera de desvío discurre entre la altitud 1427 m.s.n.m., al inicio del trazado y 1416 m.s.n.m. al final del mismo.

El inicio y final del desvío Casahuiri está dada por las coordenadas UTM WGS 84, Zona -19L y estas son:

- 342 025 E y 8 491 231 N (inicio de desvío)
- 342 075 E y 8 491 935 N (fin de desvío)

### Figura 66

*Localización de área de estudio*



*Fuente:* Recopilación del internet

### 5.2.2. Accesibilidad área de estudio

**Tabla 38**

*Accesibilidad al lugar de proyecto VCC*

<b>Accesibilidad</b>			
<b>Ruta</b>	<b>Tiempo (Horas Y Minutos)</b>	<b>Carretera</b>	<b>Distancia (Km)</b>
Puno - Juliaca	1h	asfaltado	42
Juliaca - Macusani	3h	asfaltado	208.5
Macusani - Ollachea	1h	asfaltado	51.2
Ollachea - Casahuiri	30min	asfaltado	27.8
<b>TOTAL</b>	<b>5h 30min</b>		<b>329.5 km</b>

*Fuente:* Elaboración propia

## 5.3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

### 5.3.1. Geología Regional

La zona de estudio tiene una historia geológica compleja que comenzó con una cuenca sedimentaria en el Paleozoico temprano, acompañada de fases orogénicas y adelgazamientos litosféricos. Esto llevó a la formación de una estructura de rift en el Pérmico superior-Triásico, donde se produjo un plutonismo significativo, como el Batolito de Carabaya. Posteriormente, se produjo sedimentación marina en el Cretáceo y vulcanismo explosivo en el Oligoceno-Mioceno-Plioceno, que formó campos volcánicos.

En los materiales paleozoicos se encuentran intrusiones graníticas, destacando los plutones de Coasa, San Gabán, Pumachanca y Marcapata, con magmas calco-alcalinos según análisis geoquímicos. La cuenca de San Gabán ha sido afectada por varias fases tectónicas que han moldeado la cordillera oriental de los Andes Peruanos. Según Carlotto et al. (2009), la Cordillera Oriental presenta rocas meta-sedimentarias del Paleozoico inferior, incluyendo el Complejo de Marañón.

La zona se caracteriza por una cuenca distensiva que evoluciona a compresiva, controlada por sistemas de fallas que han influido en la evolución de las cuencas y el emplazamiento de intrusiones durante el Paleozoico. Estos sistemas de fallas han cambiado su comportamiento a lo

largo del tiempo, pasando de fallas normales en el Permo-Triásico a fallas inversas durante la evolución andina, lo que ha provocado el levantamiento y erosión de la Cordillera Oriental.

En la región de Vilcabamba, las fallas de Patacancha-Tamburco y Puyentimari delimitan y desplazan el dominio, controlando también los límites de los batolitos Permo-Triásicos. Estas fallas se desarrollaron durante el rifting Permo-triásico y se clasifican como fallas de transformación. Los granitos Permo-triásicos de la Cordillera Oriental son peraluminosos y se clasifican como granitos orogénicos transicionales según su composición química.

**Figura 67**

*Mapa de dominios geotectónicos de Perú*



*Fuente:* Recopilación del internet

### 5.3.2. Geología Local

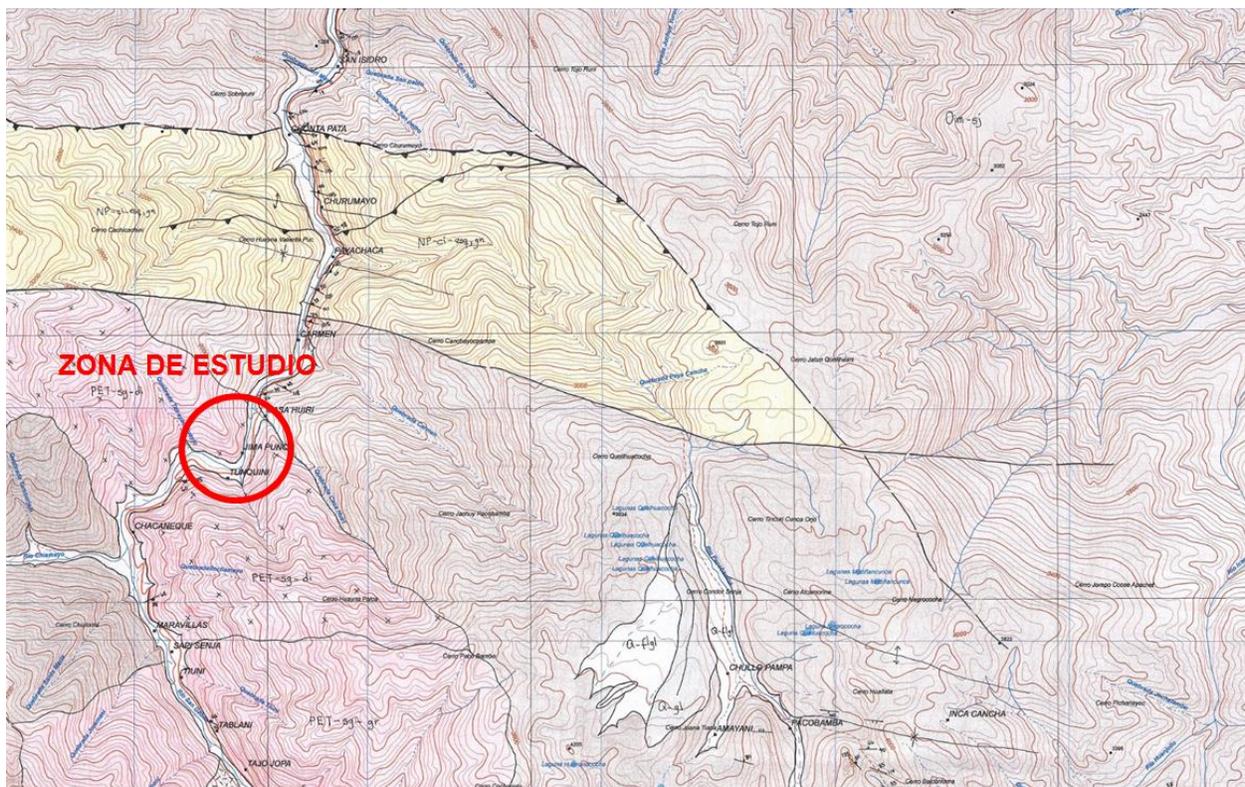
En el área de estudio afloran terrenos cuyas edades abarcan desde el Paleozoico hasta el Cuaternario, atravesando el trazado materiales plutónicos, aluviales y coluviales.

De acuerdo a la bibliografía consultada de INGEMMET, la zona de estudio corresponde al denominado cuadrángulo 28 de Ayapata, hoja escala 1:50.000, y al 28-v-IV hoja con el mismo nombre a escala 1:25.000.

Litológicamente hablando los materiales pertenecientes al sustrato rocoso que afloran en el trazado estudiado pertenecen al Plutón de San Gabán, el cual se encuentra cubierto por suelos cuaternarios. En el gráfico siguiente se puede verse la zona de estudio ubicada en la hoja geológica correspondiente.

### Figura 68

*Mapa Geológico del cuadrángulo de Ayapata (28v4). Escala 1:25.000.*



*Fuente: Recopilación del internet*

### **5.3.3. Unidades estratigráficas**

En el trazado estudiado encontramos materiales Cuaternarios y Devónicos, los cuales pasan a describirse a continuación.

#### **Batolito de San Gabán**

El plutonismo de este batolito es de edad Devónico tardío, son plutones que cortan metasedimentos del Paleozoico, los cuales presentan un alto grado de metamorfismo.

Dichos granitoides incluyen desde dioritas con piroxenos, hornblenda y biotita, a monzogranitos biotíticos a sienogranitos con biotita y moscovita. Esta variación demuestra una continua evolución geoquímica, que sugiere un origen comagmático generado por procesos de cristalización fraccionada, involucrando una principal fase siliciclastica.

Las granodioritas afectadas por el trazado presentan una textura fanerítica, y riotaxítica con cristales pequeños y medios de cuarzo. La roca es dura, compacta y resistente. Los afloramientos se localizan principalmente en la zona del trazado del túnel

En superficie se presentan ligeramente alteradas, y suelen presentar una fracturación que individualiza bloques que pueden dar lugar a desprendimientos.

Se ha identificado un horizonte, próximo a la superficie que presenta una fracturación algo mayor que en profundidad.

#### **Cuaternario**

Los materiales cuaternarios detectados en la zona de estudio del túnel incluyen los depósitos coluviales (Qco).

Estos materiales se forman como consecuencia de los procesos de dinámica de laderas al movilizarse los materiales fracturados y alterados del sustrato rocoso. Por tanto, están constituidos por fragmentos de roca con distinto grado de alteración de la roca de la cual proceden, englobados en una matriz areno arcillosa variable. Granulométricamente corresponden mayoritariamente a gravas arcillo-arenosas, entre las que se pueden incluir bloques de tamaño métrico angulosos.

El espesor de estos depósitos es variable pudiendo alcanzar los 30 m en algunas zonas, como en el portal de entrada del túnel. Están compuestos por gravas y fragmentos de roca que pueden alcanzar grandes dimensiones, de hasta varios metros. La matriz de estos depósitos está compuesta por

arena arcillosa. La naturaleza de las gravas y bolos es granítica, el porcentaje de matriz es del 20% aproximadamente y está constituida principalmente por arenas y arcillas en tonos grises a marrones.

Estos depósitos aparecen recubriendo grandes extensiones de las laderas, especialmente a ambos márgenes de la quebrada del Carmen y Payachaca.

#### **5.3.4. Geomorfología Regional**

Geomorfológicamente hablando la zona de estudio presenta un relieve abrupto y accidentado, comprende un segmento de la cordillera oriental y sus estribaciones nororiental y suroccidental. Los relieves de la cordillera oriental presentan orientaciones NO-SE y altitudes que fluctúan entre 4000 y 6049 m con dos redes de drenaje del tipo dendrítico grueso, que constituyen las cuencas altas de los ríos Araza y Marcapata, Ollachea San Gabán e Inambari en el flanco noreste de la cordillera y del río Vilcanota en el flanco sureste.

Se diferencian las siguientes zonas:

- La zona de la cordillera, que puede subdividirse a su vez en subzona de alta cordillera, y subzona de baja cordillera.
- La zona de altiplanicie.
- La zona subandina que se extiende como una zona de transición entre esta cordillera y el llano amazónico. Se caracteriza por un relieve accidentado formado por una cadena de cerros con altitudes que disminuyen progresivamente hacia el Noreste, desde los 3800 msnm junto a la cordillera, hasta los 1500 msnm en la zona de estudio. Los valles tienen forma de v, con valles muy angostos y paredes laterales muy empinadas.
- Zonas de valle. La zona se encuentra fuertemente dividida por numerosos ríos, riachuelos y arroyos.

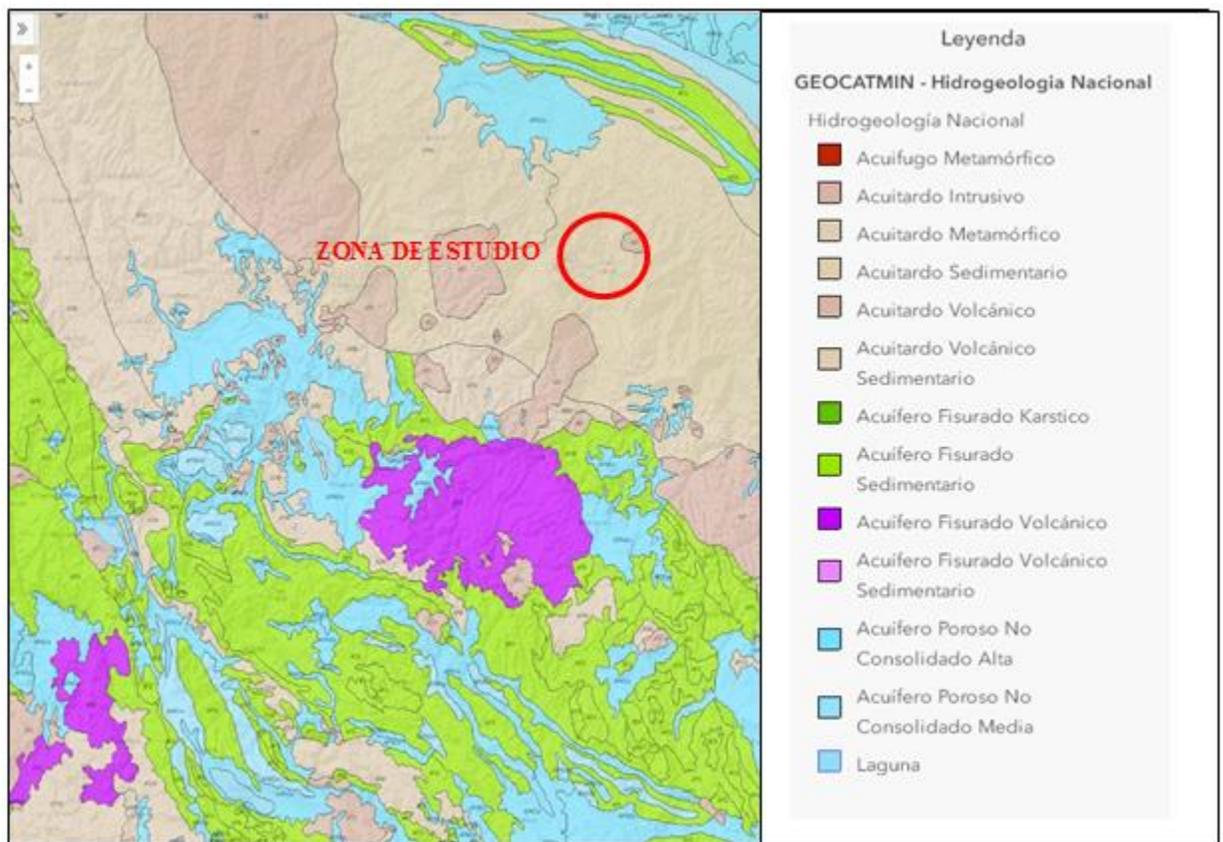
El Valle del Río San Gabán. Tiene en su nacimiento origen glaciar y pasa hacia aguas abajo a cauce fluvial.

### 5.3.5. Hidrogeología

La cuenca de la zona de estudio pertenece a la región hidrográfica del Amazonas, tal y como puede verse en la siguiente imagen.

**Figura 69**

*Unidades hidrogeológicas de la zona de estudio.*



*Fuente:* Recopilación del internet

De acuerdo con la estación meteorológica de la localidad de San Gabán, la zona de estudio se sitúa en un área de precipitación que excede los 6000 mm/año. La estación de lluvias está comprendida entre los meses de octubre a abril.

El área de estudio se sitúa en una zona de alta montaña con fuertes relieves topográficos, barrancos y vegetación muy abundante. El agua superficial es principalmente agua de deshielo, nieve y lluvia. Los flujos de agua estimados son de 1 m<sup>3</sup>/s a 2 m<sup>3</sup>/s, con flujos de 45-100 l/min.

El macizo rocoso no es un acuífero debido a su baja permeabilidad, excepto cuando está fracturado. Sin embargo, el cuaternario es permeable debido a su porosidad y puede almacenar agua.

La zona superficial de la roca fracturada puede almacenar agua y conectarse con el acuífero superior de suelos. La capacidad de almacenar agua en la roca sana depende de la conexión con la zona superficial a través de fracturas, y su permeabilidad depende de la interconexión y características de las fracturas.

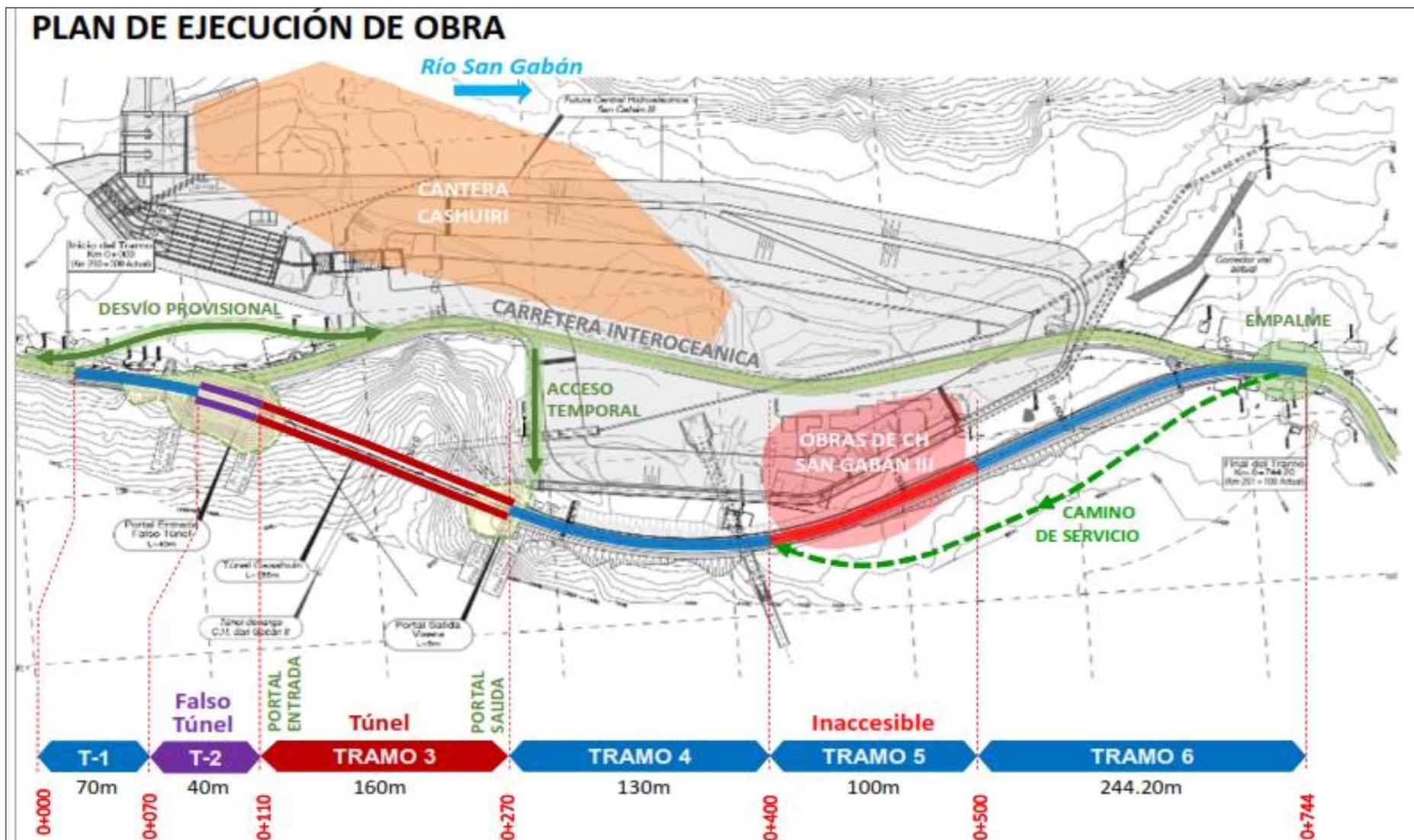
Durante la realización de la cartografía geológica local se han inventariado 4 puntos de agua cuyas principales características se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 39***Principales características de los puntos de agua inventariados.*

Punto de agua	Coordenadas			Observaciones
	X	Y	Z	
1	8491019	341963	1430	Infiltración leve a moderada de agua en roca compuesta por granodiorita meteorizada, fracturadas, competentes. Se observa presencia de musgo y crecimiento de vegetación.
2	8491321	342043	1420	Infiltración leve de agua en material coluvial compuesto por gravas pobremente gradadas con matriz areno limosa. Se observa presencia de musgo y crecimiento de vegetación.
3	8491493	342115	1408	Dren con diámetro de 9,6 cm. Se encuentra a unos 16 metros al oeste del portal de salida del túnel, en una roca compuesta por granodiorita poco fracturada, levemente meteorizada y competente. Posee un caudal promedio constate de 1.30 l/min
4	8491480	342165	1435	Manantial natural intermitente, activo en temporada de lluvia (diciembre-marzo) y llega a desaparecer en otras épocas del año. Este manantial fluye a través de una roca compuesta por granodiorita fracturada, meteorizada y competente, y luego se infiltra a través de un suelo conformado por gravas pobremente gradadas con matriz areno-limosa. Presenta caudal de agua (medido en febrero 2017) de 20 a 30 L/min

*Fuente:* Departamento de geología

ANEXO 2: Plano general por tramos para la ejecución del Túnel Casahuari.



### ANEXO 3: ficha de estación geomecánica

				REGISTRO GEOLÓGICO- GEOTECNICO				PROYECTO :				Variante Carretera Casahuiri				Diseño Original : VT / Modificado por: RRC - JCA-JQG				
				PROGRESIVA:		0+110.15 - 0+108.60		HIDROELÉCTRICA:		ÁNGEL II		FECHA:		29/05/2021		BIENIAWSKI RMR (1989) - Superficie				
				TRAMO DE ESTACION:		1.55 m.		UBICACIÓN:		Túnel Casahuiri				<b>BIENIAWSKI RMR (Básico)</b>						
				HOJA N°:		1/1		EJECUTADO POR:		Joan Quispe Garate										
				RESPONSABLE:		Carlos Tejada Gómez				<b>43.2</b>										
				PROPIEDADES DE LAS DISCONTINUIDADES CARTOGRAFIADAS																
MACIZO ROCOSO				TIPOS		RESIST. COMP. UNIAIX	RQD Tramo	ORIENTACIÓN			ESPACIADO (m)	PERSIST (m)	ABERTURA (mm)	RUGOSIDAD	RELLENO		ALTERAC - METEOR	AGUA	RMR BÁSICO	
				E=Estratif.	D=Diaclasa	$\sigma_{ci}$		DIRECCION.			20= > 2	6= < 1	6=Nada	6=Muy Rug	1 = Arcilloso	6= Ninguna	6=Inalterada	15 = Seco	Muy Buena=100-81	
DS. Nro.	LITOLOGIA / FORMACION	METEORIZACION	GRADO FRACT.	GS1	Fn=F. Norm	Prom golpes	DIRECCION.			15= 2-0,6	4 = 1-3	5=< 0.1	5=Rugosa	2 = Qz / Silic	4=Duro<5mm	5=Lig. Alt	10 = Humedo	Buena = 80-61		
		1=Fresco	1 = Alto	1=Bloq-Regul	Fi=F. Inversa	15>>250	DIRECCION.			10 = 0,6-0,2	2 = 3-10	4=0,1-1,0	3=Lig. Rug	3 = Calcita	2=Duro>5mm.	3=Mod. Alt	7 = Mojado	Regular = 60-41		
		2=Lev Met	2 = Med	2=Bloq-Irregul	Fd=F. Direcc	12=100-250	8=25-50	DIRECCION.			8=0,2-0,06	1=10-20	1 =1,0-5,0	1=Ondulad-lisa	4 = Oxidos	1=Suave<5mm.	1=Muy Alt	4 = Goteo	Mala = 40-21	
		3 =Mod	3 = Bajo	3=Bloq y Capas				DIRECCION.			5= < 0,06	0 = >20	0= > 5	0=Suave	5 = Roca Tritur	0=Suave>5mm.	0=Descomp	0 = Flujo	Muy Mala = 20-0	
		4=Alt Met		4=Fract-Intenso	mf=Microfalla	7=50-100	3=<25	DIRECCION.							6 = Bx					
		5=Compl		Agregar MB, B, M, P, MP	SE=Sobrees.	4=25-50		DIRECCION.							7 = Panizo					
			C=Contacto	2=<25		DIRECCION.							8 = Veta							
						DIRECCION.														
1	Ortogneis	3	2	2	D	7	8	1	87	85	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
2	Ortogneis	3	2	2	D	7	8	1	86	85	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
3	Ortogneis	3	2	2	D	7	8		45	10	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
4	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	1	85	85	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
5	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	1	88	85	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
6	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	2	75	198	8	1	1	1	1	1	3	10	40	
7	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	3	85	113	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
8	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	3	85	115	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
9	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	4	48	220	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
10	Ortogneis	3	2	3	D	7	8		50	50	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
11	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	2	74	197	8	1	1	1	1	1	3	10	40	
12	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	1	86	86	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
13	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	1	87	85	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
14	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	2	75	197	8	1	1	1	1	1	3	10	40	
15	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	3	86	115	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
16	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	2	76	200	8	1	1	1	1	1	3	10	40	
17	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	4	50	223	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
18	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	4	48	220	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
19	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	3	85	120	10	1	1	3	1	1	3	10	44	
20	Ortogneis	3	2	3	D	7	8	2	77	200	10	1	1	3	1	1	3	10	44	

## ANEXO 4: Fotografías



Ensayo de Pull Test



Perforación para colocado de pernos de anclaje

## ANEXO 5: Sostenimiento Túnel Casahuiri

Túnel Casahuiri (Excavación Fase I y Fase II) - Julio 2021																	
Fecha de instalación	Turno	Shotcrete C/F (Diseño D-015)		Shotcrete hidraulico S/F (Diseño D-051)		Pernos sistemáticos: Φ= 25 mm, L= 4.50		Pernos puntuales: Φ= 25 mm, L= 4.50		Cimbra		Spilling Bar		Perno Autoperf: Φ=32mm x 6 m		Spilling bar: Φ=1" x 6 m	
		m <sup>3</sup>	Tramo de Progresiva	m <sup>3</sup>	Tramo de progresiva	Unid	Progresiva:	Unid	Progresiva:	Unid	Progresiva	Unid	Progresiva:	Unid	Progresiva:	Unid	Progresiva:
02/03/20	Día									6	0+271.00 #1 0+270.00 #2 0+269.00 #3 0+268.00 #4 0+267.00 #5 0+266.00 #6	24	271 - 265				24
11/03/20	Día		0+271.50														
	Noche	8.0	0+271.50 - 0+269.50														
12/03/20	Día									2	0+591.00 #5 0+592.00 #6						
	Noche	6.0	0+271.50 - 0+269.50														
13/03/20	Día	8.0	0+269.50 - 0+267.30	1.00	589.00-591.00												
	Noche	8.0	0+269.50 - 0+267.30														
14/03/20	Día									2	0+593.00 #7 0+594.00 #8						
	Noche	8.0	0+267.30 - 0+265.00			11	0+269.50										
15/03/20	Día																
	Noche									1	0+595.00 #9						
08/11/20	D	4.0	0+265.00 - 0+262.50														
09/11/20						19	269.50 (2) 268.00 (14) 266.50 (3)										
10/11/20						6	266.50 (6)										
16/11/20		3.0	0+262.50 - 0+259.80														
17/11/20	D	4.0	0+262.50 - 0+259.80			19	263.50 (3) 265.00 (13) 266.50 (3)										
18/11/20	N	6.0	0+259.80 - 0+257.30														
	D					11	263.50 (5) 262.00 (6)										

19/11/20	N	5.0	0+257.30 - 0+254.80			15	266.50 (1) 263.50 (3) 262.00 (3) 260.50 (8)											
20/11/20	D	5.0	0+254.80 - 0+252.40															
	N					26	263.50 (1) 262.00 (1) 260.50 (3) 259.00 (10) 257.50 (11)											
21/11/20	D	5.0	0+252.40 - 0+250.00															
	N					12	256.00 (10) 263.50 (1) 262.00 (1)											
22/11/20	D	15.0	0+271 - 0+265															
23/11/20	D	5.0	0+250.00 - 0+247.70															
	N					21	254.50 (11) 253.00 (10)											
24/11/20	D	5.0	0+247.70 - 0+245.70															
	N					21	251.50 (11) 250.00 (10)											
25/11/20	D	4.0	0+245.70 - 0+242.90															
	N					21	248.50 (11) 247.00 (10)											
26/11/20	D	4.0	0+242.90 - 0+240.20															
	N					11	245.50 (11)											
27/11/20	D	4.0	0+240.20 - 0+237.20															
	N					21	244.00 (10) 242.50 (11)											
28/11/20	D	4.0	0+237.20 - 0+234.20															
	N					20	241.00 (10) 239.50 (10)											
30/11/20	D	5.0	0+234.40 - 0+231.50															
	N					21	238.00 (10) 236.50 (11)											
	D	5.0	0+231.50 - 0+228.70															

01/12/20	N					21	235.00 (10) 233.50 (11)											
02/12/20	D	5.0	0+228.70 - 0+226.50															
	N					21	232.00 (10) 230.50 (11)											
03/12/20	D	4.0	0+226.50 - 0+224.20															
	N					21	229.00 (10) 227.50 (11)											
04/12/20	D	4.0	0+224.20 - 0+222.00															
	N					17	239.50 (1) 226.00 (9) 224.50 (7)											
05/12/20	D	4.0	0+222.00 - 0+219.10															
	N					3	226.00 (1) 224.50 (2)											
06/12/20	D	20.0	0+242 - 0+258															
	N																	
07/12/20	D	4.0	0+219.10 - 0+216.10															
	N					2	0+224.50 (2)											
08/12/20	D	4.0	0+216.10 - 0+213.30															
	N					21	218.00 (10) 216.50 (11)											
09/12/20	D	4.0	0+213.30 - 0+210.50															
	N					21	215.00 (10) 213.50 (11)											