

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS**



**“DISEÑO DE SOSTENIMIENTO EN EL TÚNEL  
WAYRASENCCA - OLLACHEA”**

**TESIS**

**PRESENTADA POR EL BACHILLER:**

**ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO DE MINAS**

**PUNO-PERÚ**

**2016**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS**  
**TESIS**

**“DISEÑO DE SOSTENIMIENTO EN EL TÚNEL WAYRASENCCA - OLLACHEA”**

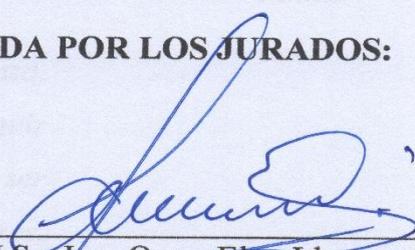
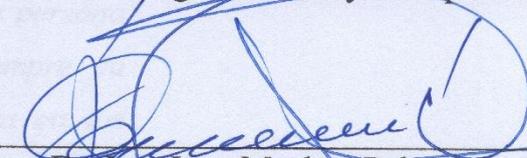
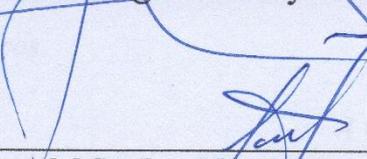
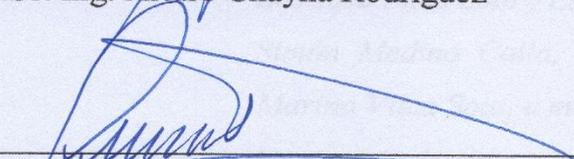
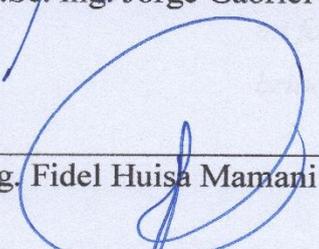
**PRESENTADA POR:**

**BACH. ANGEL CHRISTOPHER SOTO VILCA**

A la Dirección de Coordinación de Investigación de la Facultad de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional del Altiplano como requisito para optar el título de:

**INGENIERO DE MINAS**

**APROBADA POR LOS JURADOS:**

PRESIDENTE	:	 _____ M.Sc. Ing. Oscar Eloy Elanque Maquera
PRIMER MIEMBRO	:	 _____ Dr. Ing. Juan Mayhua Palomino
SEGUNDO MIEMBRO	:	 _____ M.Sc. Ing. Arturo Chayña Rodríguez
DIRECTOR DE TESIS	:	 _____ M.Sc. Ing. Jorge Gabriel Durant Broden
ASESOR DE TESIS	:	 _____ Ing. Fidel Huisa Mamani

ÁREA: Ingeniería de Minas

TEMA: Mecánica de rocas, geomecánica y geotecnia

## DEDICATORIA

*A Dios, por darme la oportunidad de seguir adelante, por mostrarme tantas señales cada día que hacen que decida pensando, por hacerme una mejor persona cada día, por enseñarme que lo difícil de conseguir es lo más apreciado y recordado, por darme la dicha de ser Ingeniero de Minas.*

*A mi Abuela Soraida Soto Bustinza, por darme la fuerza para seguir adelante sin mirar atrás, por ser ella quien merece todos los logros, por haber hecho de mí la persona que soy, por darme siempre su apoyo incondicional hasta en los peores momentos, por mostrarme que la vida es para ser felices.*

*A mi mamá Angelica Vilca Soto, a mis tíos José Vilca Soto y Esposa, a mi tío Simón Medina Calla, a mi tía Luz Marina Vilca Soto, a mi hermana, mi hermano, mis primos, primas y toda mi familia por el apoyo moral que me brindan a diario.*

## AGRADECIMIENTO

*A mi Abuela Soraida Soto Bustinza, por ser mi fuente de inspiración para lograr lo que me proponga.*

*A toda mi familia, por estar a mi lado y por compartir esos momentos gratos y experiencias inolvidables en esta etapa de mi vida.*

*A mis amigos Paola Jallo y Betty Gutierrez por su apoyo incondicional, a mis amigos del laboratorio Wilson Suaña, Fredy Valeriano, Hernán Escalante, Johan Salas, Naguit Flores e Ivan Laura por las tantas risas y cosas compartidas que hacen que la vida sea más amena y feliz.*

*A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional del Altiplano Puno, por sus consejos y sabias enseñanzas dentro de las aulas Universitarias.*

## ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA .....	3
AGRADECIMIENTO .....	4
ÍNDICE GENERAL .....	5
ÍNDICE DE TABLAS .....	10
ÍNDICE DE FIGURAS .....	11
RESUMEN .....	12
ABSTRACT.....	13
INTRODUCCIÓN .....	14
CAPÍTULO I .....	15
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	15
1.1.    Descripción de la realidad problemática.....	15
1.2.    Formulación del problema .....	16
1.2.1.  Pregunta general.....	16
1.2.2.  Preguntas específicas .....	16
1.3.    Objetivos de la investigación .....	17
1.3.1.  Objetivo general.....	17
1.3.2.  Objetivos específicos .....	17
1.3.3.  Justificación de la investigación .....	17
1.4.    Limitaciones del estudio .....	18
1.5.    Viabilidad del estudio .....	18
CAPÍTULO II .....	19
MARCO TEÓRICO .....	19
2.1.    Antecedentes .....	19
2.2.    Bases teóricas.....	24
2.2.1.  Clasificación geomecánica RMR de Bieniawski.....	24
2.2.2.  Recomendaciones de sostenimiento según el RMR de Bieniawski 1989.....	24
2.2.3.  Sistema de clasificación Q de Barton .....	27
2.2.4.  Recomendaciones de sostenimiento según Barton .....	34
2.2.5.  Parámetros de resistencia de las discontinuidades.....	35
2.2.6.  Familias de discontinuidades .....	36
2.2.7.  Estructura geológica.....	36
2.2.8.  Influencia de las discontinuidades en la estabilidad .....	37
2.2.9.  Análisis y representación de fallas.....	39

2.2.10.	Tipos de falla de pernos de roca.....	40
2.2.11.	Tipos de falla del shotcrete .....	40
2.2.12.	Estado tensional .....	41
2.2.13.	Depósitos fluvio glaciares.....	41
2.3.	Definiciones conceptuales.....	43
2.3.1.	Macizo rocoso .....	43
2.3.2.	Matriz rocosa .....	43
2.3.3.	Discontinuidad .....	43
2.3.4.	Orientación.....	44
2.3.5.	Espaciado .....	44
2.3.6.	Persistencia .....	44
2.3.7.	Rugosidad .....	45
2.3.8.	Apertura .....	45
2.3.9.	Relleno .....	45
2.3.10.	Aguas subterráneas .....	45
2.3.11.	Meteorización.....	46
2.3.12.	Alteración.....	46
2.3.13.	Factor de seguridad .....	46
2.3.14.	Probabilidad de falla .....	47
2.3.15.	Pernos de anclaje.....	47
2.3.16.	Diseño de sostenimiento .....	47
2.4.	Formulación de hipótesis .....	48
2.4.1.	Hipótesis general.....	48
2.4.2.	Hipótesis específicas .....	48
CAPÍTULO III.....		49
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....		49
3.1.	Diseño metodológico .....	49
3.2.	Población y muestra .....	50
3.2.1.	Población.....	50
3.2.2.	Muestra .....	51
3.2.3.	Instrumentos de recogida de datos .....	51
3.3.	Variables .....	52
3.3.1.	Variables independientes .....	52
3.3.2.	Variables dependientes .....	52

3.3.3.	Operacionalización de variables .....	52
3.4.	Técnicas de recolección de datos .....	53
3.4.1.	Investigaciones de campo .....	53
3.4.2.	Ensayos de laboratorio .....	53
3.5	Técnicas para el procesamiento de la información .....	54
CAPÍTULO IV .....		55
CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE INVESTIGACIÓN.....		55
4.1.	Descripción de la zona del proyecto .....	55
4.1.1.	Ubicación y accesos .....	55
4.1.2.	Accesibilidad.....	55
4.2.	Caracterización geológica .....	56
4.2.1.	Marco geológico general.....	56
4.2.1.1.	Fisiografía .....	56
4.2.1.2.	Orografía .....	57
4.2.1.3.	Hidrografía regional.....	57
4.2.1.4.	Hidrografía local .....	58
4.2.1.5.	Geomorfología .....	59
4.2.2.	Marco geológico estructural.....	59
4.2.2.1.	Cordillera oriental .....	59
4.2.2.2.	Faja subandina .....	60
4.2.2.3.	Geología regional.....	61
4.2.2.4.	Actividad tectónica .....	64
4.2.2.5.	Actividad no tectónica .....	65
4.2.2.6.	Diaclasas .....	65
4.2.2.7.	Fallas .....	65
4.2.2.8.	Riesgos geológicos.....	67
4.2.3.	Marco geológico del túnel.....	68
4.2.3.1.	Litoestratigrafía.....	68
4.2.3.2.	Cuaternario.....	68
4.2.3.3.	Hidrogeología .....	69
4.2.3.4.	Quebrada Concurchaca .....	70
4.2.3.5.	Quebrada Mullupampa.....	70
CAPÍTULO V .....		73
EXPOSICIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....		73

5.1.	Caracterización estructural.....	73
5.1.1.	Descripción geológico - geotécnica.....	73
5.1.1.1.	Estación geotécnica PE-S1 (portal de entrada).....	73
5.1.1.2.	Estación geomecánica R-1.....	74
5.1.1.3.	Estación geomecánica R-2.....	75
5.1.1.4.	Estación geomecánica R-3.....	75
5.1.1.5.	Estación geomecánica R-4.....	77
5.1.1.6.	Estación geomecánica R-5.....	78
5.1.1.7.	Estación geotécnica S-2 (Portal de salida).....	78
5.1.2.	Análisis estructural del área del túnel Wayrasencca.....	79
5.1.2.1.	Estructuras mayores.....	79
5.1.2.2.	Estructuras menores.....	79
5.2.	Caracterización geotécnica.....	82
5.2.1.	Estudios geotécnicos en suelo.....	83
5.2.1.1.	Excavación de trincheras.....	83
5.2.1.2.	Ensayos de clasificación.....	83
5.2.1.3.	Ensayo de densidad.....	85
5.2.1.4.	Ensayos de corte directo.....	85
5.2.2.	Estudios geotécnicos en roca intacta.....	86
5.2.2.1.	Ensayo de densidad.....	86
5.2.2.2.	Ensayo de corte directo y UCS.....	87
5.3.	Clasificación de suelo y roca.....	89
5.3.1.	Clasificación del depósito fluvio glacial.....	89
5.3.2.	Clasificación del macizo rocoso según Nick Barton.....	90
5.3.3.	Clasificación del macizo rocoso según Z.T.Bieniawski.....	90
5.3.4.	Distribución geotécnica del túnel.....	90
5.4.	Diseño del túnel.....	91
5.4.1.	Diseño del túnel en suelo.....	91
5.4.1.1.	Sección de la excavación.....	92
5.4.1.2.	Pre dimensionamiento del sostenimiento.....	93
5.4.1.3.	Dimensionamiento del enfilage en suelo.....	94
5.4.1.4.	Verificación de las sollicitaciones en el sostenimiento y revestimiento.....	97
5.4.1.5.	Sostenimiento adoptado para el túnel en suelo.....	97
5.4.2.	Diseño del túnel en roca.....	98

5.4.2.1. Sección de excavación .....	98
5.4.2.2. Dimensionamiento del túnel en roca.....	99
5.4.2.2.1.Sostenimiento según Barton .....	99
5.4.2.2.2.Sostenimiento según Bieniawski .....	100
5.4.2.2.3.Sostenimiento adoptado para el túnel en roca.....	100
5.5. Análisis de estabilidad de cuñas de roca en el túnel Wayrasenca .....	102
5.5.1. Sistemas de discontinuidades.....	102
5.5.2. Parámetros de resistencia de las discontinuidades.....	102
5.5.2.1. Determinación del ángulo de fricción residual .....	102
5.5.2.2. Determinación del coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (JCR):..	102
5.5.2.3. Resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (JCS): ....	102
5.5.2.4. Parámetros de resistencia equivalentes Mohr - Coulomb.....	103
5.5.2.5. Parámetros de resistencia de los pernos de anclaje.....	103
5.5.3. Parámetros de resistencia del shotcrete.....	104
5.5.4. Verificación de los enfilages en roca muy fracturada.....	104
5.5.4.1. Capacidad de diseño para anclajes.....	105
5.5.5. Análisis de estabilidad de los tipos de cuñas y del sostenimiento adoptado	106
5.5.6. Discusión de resultados.....	111
CONCLUSIONES .....	113
RECOMENDACIONES.....	115
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	116
ANEXOS .....	119

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Guía de sostenimiento primario según el RMR.....	25
Tabla 2.2. Calidad del testigo “RQD” en la Q de Barton .....	28
Tabla 2.3. Valoración del índice de diaclasado $J_n$ .....	29
Tabla 2.4. Valoración del índice de rugosidad, zonas con contacto entre dos caras .....	29
Tabla 2.5. Valoración del índice de rugosidad, zonas sin contacto de roca .....	30
Tabla 2.6. Valoración del índice de alteración de las discontinuidades $J_a$ .....	30
Tabla 2.7. Factor de reducción por la presencia de agua .....	32
Tabla 2.8. Valoraciones SRF .....	33
Tabla 2.9. Rocas competentes, problemas tensionales en rocas $\sigma_c/\sigma$ , $\sigma_\theta/\sigma_c$ , SRF .....	33
Tabla 2.10. Clasificación del macizo rocoso según Barton .....	34
Tabla 2.11. Coeficiente de soporte para el tipo de excavación, ESR .....	34
Tabla 3.1. Operacionalización de variables .....	52
Tabla 4.1. Delimitación del área de estudio.....	55
Tabla 4.2. Accesibilidad al área de investigación.....	56
Tabla 4.3. Resumen estratigráfico del área del túnel Wayrasencca.....	69
Tabla 5.1. Sistema de fracturas menores y mayores del tramo km 237 + 700 al km 238 + 050, sector túnel en tangente.....	80
Tabla 5.2. Sistema de fracturas menores y mayores del tramo km 238 + 050 al km 238 + 300 sector túnel en curva .....	81
Tabla 5.3. Valoración del macizo rocoso a lo largo del túnel.....	91
Tabla 5.4. Sección de enfilage adoptado .....	96
Tabla 5.5. Tipo de excavación y sostenimiento para túnel en suelo.....	98
Tabla 5.6. Sostenimiento adoptado para el túnel Wayrasencca.....	101
Tabla 5.7. Parámetros de resistencia de las discontinuidades.....	103
Tabla 5.8. Parámetros de resistencia para los pernos de roca.....	103

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Ábaco sostenimiento del macizo rocoso según Barton .....	35
Figura 2.2. Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel. ....	37
Figura 2.3. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de un túnel. ....	39
Figura 2.4. Representación y análisis de discontinuidades.....	39
Figura 2.5. Tipo de falla en pernos de roca. ....	40
Figura 2.6. Tipo de falla de una capa de shotcrete.....	41
Figura 2.7. Origen de los depósitos glaciares .....	42
Figura 4.1. Fisiografía regional.....	57
Figura 4.2. Cuenca hidrográfica madre de dios .....	58
Figura 4.3. Paisaje con geoformas de serranías abruptas .....	60
Figura 4.4. Mapa geomorfológico regional .....	61
Figura 4.5. Imagen satelital del sector de estudio Ollachea – Cerro Wayrasencca .....	63
Figura 4.6. Mapa geológico regional. Zona de tectonismo, fallas y plegamientos.....	63
Figura 4.7. Leyenda geológica regional.....	64
Figura 4.8. Falla geológica regional km 234+360 .....	66
Figura 4.9. Vista nivel freático entrada túnel Wayrasencca .....	70
Figura 4.10. Nivel freático quebrada N° 2 salida túnel Wayrasencca .....	71
Figura 4.11. Nivel freático quebrada N° 2 salida túnel Wayrasencca .....	72
Figura 5.1. Sección típica del túnel en suelo .....	92
Figura 5.2. Sección típica del túnel en roca .....	99

## RESUMEN

El presente trabajo denominado “Diseño de Sostenimiento en el Túnel Wayrasencca – Ollachea” es realizado dado que una obra como este túnel vial requiere una vida útil de por lo menos 50 años; basado en los objetivos: la caracterización geotécnica y geomecánica, y el diseño de sostenimiento en roca y suelo emplazados a lo largo del túnel, siguiendo un diseño metodológico descriptivo experimental, tomando como marco poblacional la longitud de 746.10 metros de túnel y el área circundada por el túnel de 10 has, para ello se realizó el trabajo en campo con el fin obtener los datos estructurales, el trabajo en laboratorio para obtener los parámetros geotécnicos de la zona de estudio y el trabajo en gabinete con el propósito de diseñar y evaluar el sostenimiento con el uso de softwares computacionales. Correspondiente al trabajo de campo se realizaron mapeos geomecánicos, geotécnicos y geológicos en siete sectores distribuidos a lo largo del túnel; los cuales determinaron material fluvio glacial (gravas arcillosas y limosas) y cuatro clases de roca presentes Roca II, III, IV y V que son Roca Buena, Regular, Mala y Muy mala respectivamente, las rocas son Metalimolita y Metacuarcita con distintas características geomecánicas; se han definido 3 familias de discontinuidades y una familia aleatoria. Correspondiente al trabajo de laboratorio se obtuvieron valores índices y de resistencia tanto del suelo como de la roca. Correspondiente al trabajo de gabinete se estableció el tipo de sostenimiento a usar en cada sector mapeado, según las recomendaciones de sostenimiento de Z.T. Bieniawski y Barton. El sostenimiento emplea un método de excavación calota, destroza, solera; determina también una longitud de excavación sin sostenimiento; el uso de cerchas metálicas según sea el caso, malla electrosoldada y recubrimiento de shotcrete. Además, los resultados se obtienen de un análisis y verificación de la estabilidad del diseño de sostenimiento empleado en cada sector, específicamente de las cuñas subterráneas, de donde se obtuvo valores de factor de seguridad superiores al factor de seguridad de diseño; lo que indica que el diseño de sostenimiento planteado fue suficiente para estabilizar completamente el túnel. Es necesario ejecutar el proceso de sostenimiento tal cual se estableció para evitar cualquier problema de inestabilidad.

**Palabras Clave:** Diseño de Sostenimiento, Túnel, caracterización geomecánica, estabilidad, cuñas subterráneas.

## ABSTRACT

The present work denominated "Design of Support in the Tunnel Wayrasencca - Ollachea" is realized given a project like this road tunnel requires a useful life of at least 50 years; based on the objectives: the geotechnical and geomechanical characterization and the design of rock and soil support along the tunnel, following a descriptive experimental methodological design, taking as a research frame the length of 746.10 meters of tunnel and the area surrounded by the tunnel of 10 has. For this purpose, a fieldwork was held in order to obtain the structural data, the laboratory work to obtain the geotechnical parameters of the study area and the cabinet work with the purpose of designing and evaluating the support with the use of software. Corresponding to the field work, geomechanical, geotechnical and geological mapping was held in seven sectors distributed along the tunnel; (clayey and silty gravels) and four types of rock present in Rock II, III, IV and V, which are Good, Fair, Poor and Very Poor Rock, respectively, the rocks are Metalimolite and Metacuarcite with different geomechanic characteristics; 3 families of discontinuities and a random family have been defined. Corresponding to the laboratory work, indices and resistance values were obtained from both soil and rock. Corresponding to the cabinet work was established the type of support to be used in each mapped sector, according to the recommendations of Z.T. Bieniawski and Barton. The support employs a method of excavation cap, shatter, solera; Also determines an excavation length without support; The use of metal formworks, electrowelded mesh and shotcrete coating. In addition, the results are obtained from an analysis and verification of the stability of the support design used in each sector, specifically the underground wedges, from which were obtained safety factor values higher than the design safety factor; indicating that the support design was sufficient to fully stabilize the tunnel. It is necessary to execute the maintenance process as it was established to avoid any problems of instability.

## INTRODUCCIÓN

La presente investigación denominada “Diseño de Sostenimiento en el Túnel Wayrasencca – Ollachea” se realizó debido a que el proceso constructivo del Túnel Wayrasencca requiere de un diseño de sostenimiento adecuado para llegar a su vida útil mínima; lo que conlleva a plantear, a través de las características geotécnicas y geomecánicas, un diseño de sostenimiento adecuado para el Túnel Wayrasencca a través de las teorías y recomendaciones de sostenimiento planteadas por Bieniawski y Barton.

En el Capítulo I; se da a conocer la problemática que se presenta en el proyecto de construcción Túnel Wayrasencca, respecto al diseño de sostenimiento a optar para las características geomecánicas y geotécnicas existentes.

En el Capítulo II; se presenta el marco teórico y antecedentes, dando énfasis a la caracterización geomecánica propuesta por Bieniawski y Barton, además de sus recomendaciones para el diseño de sostenimiento.

En el Capítulo III; se detalla la metodología a emplear que conlleva un diseño metodológico descriptivo experimental, además de la población que es el área de estudio circundante al túnel y la muestra a estudiar, los instrumentos y procedimientos a ejecutar para la caracterización y diseño de sostenimiento.

En el Capítulo IV; se expone la caracterización del área de investigación, dando detalle de la recogida de datos obtenida de la caracterización geomecánica.

En el Capítulo V; se expone y analiza los resultados, principalmente el diseño de sostenimiento adoptado para el túnel Wayrasencca según las recomendaciones mencionadas en la parte teórica, además de la discusión de resultados que demuestra que los factores de seguridad son óptimos.

## CAPÍTULO I

### PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

#### 1.1. Descripción de la realidad problemática

La zona evaluada, que comprende el tramo crítico inestable, geológicamente está conformada por un potente paquete de suelo o depósito cuaternario compuesto por materiales de origen fluvio glaciar, el cual limita la posibilidad de tránsito por los constantes deslizamientos ocurridos en el cerro Wayrasencca, debido a ello se plantea la construcción del proyecto del túnel Wayrasencca ubicado en el sector crítico denominado Wayrasencca, entre las localidades de Ollachea y Uruhuasi, entre las progresivas km 237+538.90 al km 238+285, con una longitud de túnel de 746.10 metros de la carretera Interoceánica Sur – Tramo 4: Azángaro – Puente Inambari, que debe cumplir con el requerimiento de que una obra civil de tal magnitud, tenga un tiempo mínimo de vida y estabilidad de 50 años para el uso como túnel carretero.

Es necesario realizar una caracterización geomecánica del cerro Wayrasencca, debido a que es un sector crítico inestable, la caracterización permitirá identificar los datos estructurales, los que aportan a la resistencia estructural, y evaluar la probabilidad de existencia de cuñas subterráneas

inestables en el proceso de excavación a realizarse para luego plantear el diseño de sostenimiento de cuñas en el túnel Wayrasencca.

Si no se realizara la caracterización geomecánica para el diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas en el túnel Wayrasencca, 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 del problema**

Con la presente investigación, que es la realización de un diseño de sostenimiento en el túnel Wayrasencca, específicamente para las cuñas subterráneas en el túnel, pretendemos encontrar las características de estabilidad o inestabilidad de las cuñas que se puedan presentar en el proceso de excavación del túnel y diseñar el sostenimiento de las cuñas, con el fin de mejorar la seguridad y/o estabilidad de esta obra civil. Respondiendo a las siguientes preguntas:

### **1.2.1. Pregunta general**

¿Cuáles son las características geomecánicas del macizo rocoso para el diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas del Túnel Wayrasencca?

### **1.2.2. Preguntas específicas**

- a) ¿Cuáles son las características geomecánicas del macizo rocoso en el Túnel Wayrasencca?
- b) ¿Cuál es el diseño de sostenimiento adecuado para las cuñas subterráneas del Túnel Wayrasencca?

### **1.3. Objetivos de la investigación**

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

Determinar las características geomecánicas del macizo rocoso en el Túnel Wayrasencca y diseñar el sostenimiento de las cuñas subterráneas del Túnel Wayrasencca.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- a) Determinar las características geomecánicas del macizo rocoso en el Túnel Wayrasencca.
- b) Diseñar el sostenimiento de las cuñas subterráneas en el Túnel Wayrasencca.

#### **1.3.3. Justificación de la investigación**

El túnel Carretero Wayrasencca es planteado como una solución factible económicamente, debido a los altos costos que implicaría realizar excavaciones para mejorar la carretera, además de los riesgos implicados en el tránsito carretero.

El presente estudio se basa principalmente en realizar la caracterización geomecánica del macizo rocoso presente en el túnel Wayrasencca y diseñar el sostenimiento de las cuñas subterráneas de roca que puedan presentarse, tomando en cuenta las características estructurales, geométricas y de discontinuidades del macizo rocoso, además de los campos de esfuerzo naturales existentes en el túnel.

El proyecto de investigación es necesario porque una obra civil de tal magnitud, además de ser un túnel carretero, tiene que permanecer estable durante un buen periodo de tiempo que son 50 años como mínimo. Además de que, con el proceso de excavación del túnel, si no se realiza una caracterización para el diseño

de sostenimiento de las cuñas subterráneas, se podrían presentar cuñas inestables que puedan poner en riesgo la integridad del personal involucrado directamente con las excavaciones de avance.

La determinación de las características geomecánicas del macizo rocoso para el diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas de roca del túnel Wayrasencca, permitirá reconocer y plantear las posibles medidas de corrección, remediación y mitigación de los problemas de inestabilidad del túnel Wayrasencca. Evitando los incidentes, accidentes a los trabajadores, además los problemas de inestabilidad que pudieran existir en un futuro.

#### **1.4. Limitaciones del estudio**

No existen limitaciones para realizar el proyecto de investigación.

#### **1.5. Viabilidad del estudio**

El presente estudio es viable, pues se dispone de los recursos necesarios para llevarla a cabo.

Mi persona cuenta con el acceso completo al proyecto del túnel Wayrasencca.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Antecedentes

(Cordova, 2008), En su tesis de postgrado con el título *Geomecánica en el minado subterráneo caso mina condestable*, considera: “En la evaluación de la masa rocosa la mecánica de rocas está relacionada con la aplicación de los principios de la mecánica ingenieril al diseño de estructuras rocosas, las características fundamentales de la masa rocosa en la que, por efecto de haber practicado en la misma una excavación, se ha producido un cambio de esfuerzos con respecto a su situación original, lo que trae como consecuencia la necesidad de garantizar la estabilidad de toda la zona. Además, el autor considera, de acuerdo a las características de la masa rocosa del yacimiento que se ha demostrado que la estabilidad de una excavación rocosa depende de los esfuerzos de campo pre-existentes, de la forma, orientación y dimensiones de la excavación y de la estructura y calidad del macizo rocoso. Desde que esta es una disciplina distinta y coherente, su aplicación práctica efectiva demanda su integración filosófica con otras áreas que tratan con la respuesta mecánica de todos los materiales geológicos, todo esto en conjunto es lo que se denomina la Geomecánica”

(Sumiry, 2013), En su tesis denominada: *Aplicación de Geomecánica en Prevención de Caída de Rocas en Corte y Relleno Ascendente, Unidad Económica Administrativa Poracota CIA de Minas Buenaventura*. Menciona: Conclusión N° 1: “Las características estructurales del macizo rocoso tienen bastante incidencia en el tiempo de auto soporte y el tipo de soporte que requiere la excavación subterránea ya sea en avance o en explotación, los resultados son satisfactorios con la asignación de colores a una calidad de roca divididos en A,B,C,D respectivamente esto implica un fácil entendimiento y manejo de la cartilla geomecánica para aplicar el soporte activo o pasivo” Conclusión N° 2: “El tiempo de auto soporte es muy corto de 10-12 hrs hasta un día pudiendo variar el tiempo de auto soporte hasta unos días dependiendo de los valores de RMR y el índice Q, esto nos da plazo para ejecutar el soporte activo o pasivo debido que el macizo rocoso es de calidad regular y mala calidad”

(Cabrera, 2005), En su tesis de título *Estudio de estabilidad de taludes del tajo Suro sur y Suro norte en la mina la virgen*. Menciona: Conclusión N° 02: “La recolección de la información estructural y de las características geotécnicas del macizo rocoso de la zona de estudio, se realizó a través de un mapeo geológico – geotécnico sobre la superficie de los cortes efectuados por la explotación actual, seguido de un mapeo estructural mediante el empleo del método de línea de detalle y método de celdas”. Conclusión N° 04: “La clasificación del macizo rocoso para cada zona investigada se realizó empleando el índice RQD, sistema RMR (Bieniawski, 1989), índice Q (Barton et, al., 1974) e índice GSI (Marino y Hoek al et. 2000), lo que ha permitido definir diez dominios estructurales”.

(Rodríguez, 2014), En su artículo de título *Problemas Estructurales y la Estabilidad de los Macizos Rocosos* menciona. - Conclusión N° 01: “La

evaluación de problemas estructurales en macizos rocosos, mediante proyección estereográfica, es un medio conveniente en la identificación de direcciones dominantes de discontinuidades”. Conclusión N° 03: “La representación estereográfica permite verificar las relaciones angulares entre las direcciones dominantes de las discontinuidades y el talud propuesto”.

(Levy, 2011), En el trabajo denominado *Análisis de la estabilidad del túnel Complejo Caribe 3 de Moa*: Conclusión N° 02: “Se forman 4 cuñas principales en zonas inmediatas al túnel. En los lados, las cuñas son de tamaño considerable, pero proporcionan seguridad. La fortificación empleada en el túnel de bloques aumenta el factor de seguridad de esas cuñas de roca; lo que implica que son estables.”. Conclusión N° 03: “La cuña del piso no presenta peligro alguno, y es estable, mientras la cuña ubicada en el techo podría presentar problemas debido a su factor de seguridad de 0.0 descartando su pequeño peso y dimensión. La fortificación de hormigón armado empleada en este túnel resolvería el problema de estabilidad de esta cuña.”.

(Derek, 2005), en el trabajo denominado *Preliminary assessment of potential underground stability (wedge and spalling) at Forsmark, Simpevarp and Laxemar sites.*- Conclusión N° 01: “Underground excavations in a fractured sparsely rock mass may develop stability issues related to gravity induced falls-of-ground (wedges). The discrete fracture network for Forsmark has identified several joint sets. These joint sets were used in the underground wedge stability analysis program UnWedge. The results from these stability analyses indicated that any potentially unstable wedges would be adequately handled by standard rock bolt support systems. Hence, based on the current DFN model, there is no reason to base the depth of a repository or the orientation of the repository tunnels

or caverns on wedge stability analyses. This notion is also supported by the construction experience from the Aspo Hard Rock Laboratory to depths of 450 m. This conclusion may need to be re-evaluated as the DFN model is refined and new information is added during the course of site investigation.”.

(Rodríguez & Franco, 2011), En su artículo *Estabilidad, por formación de cuñas, para un túnel en roca*. Menciona.- Conclusión N° 01: “Una vez que se ha realizado el análisis de estabilidad de los túneles en sus dos alternativas de trazo, se determina que la mejor opción desde el punto de vista geotécnico es el trazo 2. Se enfatiza la importancia de un análisis preliminar de estabilidad considerando las condiciones geológicas-estructurales y el anteproyecto de las obras. En este caso dicho análisis permitió seleccionar una de las alternativas y un diseño racional de los tratamientos. Considerando la alternativa seleccionada se determinaron las características geológico estructurales de las discontinuidades a lo largo del túnel, identificando las cuñas o bloques potencialmente deslizables, se evaluaron los factores de seguridad para estas cuñas en los tramos de los portales de entrada y salida y tramo recto del túnel; de esta manera fue posible generar las recomendaciones de tratamientos a la roca a lo largo del túnel de desvío. Dichos tratamientos consisten en la colocación de concreto lanzado, anclaje, drenaje y marcos metálicos.”.

(Biraj, 2011), En su trabajo de título *Wedge stability analysis and rock squeezing prediction of headrace tunnel, Lower Balephi Hydroelectric Project, Sindhupalchock District, central Nepal* menciona.- Conclusión N° 01:” The LBHEP is located in Sindhupalchock District, central Nepal. Phyllite and phyllitic quartzite are the dominant rock types in the study area and most of the tunnel alignment lies in these rocks. Underground wedge stability analysis showed that

several wedges would be formed due to underground excavation and would be stabilized with the help of rock bolting and shotcreting. Maximum overburden in the headrace tunnel alignment is 300 m at chainage 2700 m from inlet portal. Squeezing problem could be occurred in phyllite rock at maximum overburden and can be stabilized by rapid installation of support with heavy steel sets and careful control of construction quality”.

(Curran, 2011), En el trabajo denominado *Three-dimensional Analysis of Underground Wedges under the Influence of Stresses*.- Conclusión N° 01: “As seen from the examples provided above, stresses can considerably alter the factor of safety values computed for underground wedges. Whereas traditional analysis gives very conservative results for some wedges, the method described in this paper gives more realistic results. The greatest value of the suggested approach does not lie in the exact factor of safety values calculated, but in the fact that it can be used to study the varying influence of stress on stability. In addition, since the procedure for incorporating stress into wedge stability uses all six components of the stress tensor, it can be combined with a full three-dimensional stress analysis approach. Such a combination would allow the analysis of wedges occurring anywhere along the long axis of an excavation, including those located at the ends.”

(Paredes, 2006), En el trabajo denominado *Capacidad de Sostenimiento de los pernos de roca en función de sus longitudes*. Menciona: Conclusión N° 3: “La elongación de los pernos tiende a guardar una relación lineal con la carga aplicada. El perno de soporte definitivo que tiene mayor elongación es la Barra Helicoidal con resina y el de menor elongación es el Hydrabolt.”

## 2.2. Bases teóricas

### 2.2.1. Clasificación geomecánica RMR de Bieniawski

**Bieniawski (1989)** publico los detalles de una clasificación de la masa rocosa denominada sistema de clasificación Geomecánica o valoración de la masa rocosa RMR (Rock Mass Rating). A través de los años, este sistema ha sido modificado sucesivamente conforme han ido examinando más casos registrados, y se advierte al lector que Bieniawski hizo cambios significativos en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros. Los siguientes seis parámetros son usados para clasificar una masa rocosa con el sistema RMR.

La definición de las condiciones "muy favorables" a "muy desfavorables" aparece en la última son recomendaciones inicialmente propuestas en el sistema RSR.

- Resistencia compresiva uniaxial del material rocoso.
- Designación de la calidad de la roca (RQD).
- Espaciamiento de las discontinuidades.
- Condición de las discontinuidades.
- Condiciones del agua subterránea.
- Orientación de las discontinuidades.

(Hoek, 2000)

### 2.2.2. Recomendaciones de sostenimiento según el RMR de Bieniawski 1989

Este soporte está idealizado para una sección en herradura de 10 m de diámetro y que soporta una presión de 25 MPa, equivalente a 1000 m de cobertura, se muestra a continuación en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. 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 3m	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, 5cm 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 2m 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:** Tiene una valoración máxima de 15 puntos, y puede utilizarse como criterio el resultado del ensayo de resistencia a compresión simple o bien el ensayo de carga puntual (Point Load).

**RQD (Rock Quality Designation):** Tiene una valoración máxima de 20 puntos. Se denomina RQD (Rock Quality Designation) de un cierto tramo de un sondeo a la relación en tanto por ciento entre la suma de las longitudes de los trozos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total del sondeo. Evidentemente existen otros métodos para determinar el RQD (Rock Quality Designation).

**Separación entre discontinuidades:** Tiene una valoración máxima de 20 puntos. El parámetro considerado es la separación en metros entre juntas de la familia principal de diaclasas la de roca.

**Estado de las discontinuidades:** Es el parámetro que más influye, con una valoración máxima de 30 puntos. Pueden aplicarse los criterios generales, en la que el estado de las diaclasas se descompone en otros cinco parámetros: persistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración de la junta.

**Presencia de agua:** La valoración máxima es de 15 puntos. La ofrece tres posibles criterios de valoración: estado general, caudal cada 10 metros de túnel y relación entre la presión del agua y la tensión principal mayor en la roca.

**Orientación de las discontinuidades:** Este parámetro tiene una valoración negativa, y oscila para túneles entre 0 y -12 puntos. En función del buzamiento de la familia de diaclasas y de su 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.

**El RMR (Rock Mass Rating),** se obtiene como suma de unas puntuaciones que corresponden a los valores de cada uno de los seis parámetros enumerados. El valor del RMR (Rock Mass Rating) oscila entre 0 y 100, y es mayor cuanto mejor es la calidad de la roca, esta clasificación geomecánica se basa en el índice RMR (Rock Mass Rating), queda una estimación de la calidad del macizo rocoso, Estos factores se cuantifican mediante una serie de parámetros definiéndose unos valores para dichos parámetros, cuya suma, en cada caso nos da el índice de Calidad del RMR (Rock Mass Rating) que varía entre 0–100. Los objetivos de esta clasificación son:

- Determinar y/o estimar la calidad del macizo rocoso.
- Dividir el macizo rocoso en grupos de conducta análoga.
- Proporcionar una buena base de entendimiento de las características del macizo rocoso.
- Facilitar la planificación y el diseño de estructuras en roca, proporcionando datos cuantitativos necesarios para la solución real de los problemas de ingeniería.

Se clasifican las rocas en 5 categorías. (Bieniawski, 1989)

### 2.2.3. Sistema de clasificación Q de Barton

Denominada clasificación de Barton, fue desarrollada en Noruega en 1974; por Barton, Lien y Lunde, en el Instituto Geotécnico Noruego. Se basó su estudio en el análisis de cientos de casos de túneles construidos principalmente en Escandinavia, en 1974.

La clasificación Q, de Barton asigna a cada terreno un índice de calidad Q, tanto mayor, cuanto mejor, es la calidad de la roca. Su variación no es lineal como la del RMR, sino exponencial y oscila entre  $Q = 0.001$ ; para terrenos muy malos y  $Q=1000$ ; para terrenos muy buenos; el valor de Q, se obtiene de la expresión.

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

#### Parámetros que considera la clasificación Q de Barton

**RQD** es el índice Rock Quality Designation, es decir, la relación en tanto por ciento entre la suma de las longitudes de testigo de un sondeo mayores a 10 cm y la longitud total, Barton indica que basta tomar el RQD, en incremento de 5 en 5 y que como mínimo tomar  $RQD=10$ .

**J<sub>n</sub>** varía entre 0.5 y 20 y depende del número de familia de juntas que hay en el macizo.

**J<sub>r</sub>** varía entre 1 y 4 y depende de la rugosidad de las juntas.

**J<sub>a</sub>** varía entre 0.75 y 20 y depende del grado de alteración de las paredes de las juntas de la roca.

**J<sub>w</sub>** varía entre 0.05 y 1, dependiendo de la presencia de agua en el túnel.

**SRF**, son las siglas de Stress Reduction Factor y depende del estado tensional de la roca que atraviesa el túnel.

Para la obtención de cada uno de los cinco últimos parámetros, Barton aporta tablas, donde se obtienen los valores correspondientes en función de la descripción generalizada del macizo rocoso. Además, los coeficientes del producto tienen un significado especial.

**(RQD/J<sub>n</sub>):** Indica el tamaño del bloque. (ver Tabla 2.2 y Tabla 2.3)

**(J<sub>r</sub>/J<sub>a</sub>):** Resistencia al corte entre los bloques.

**(J<sub>w</sub>/SRF):** Influencia del estado tensional.

Tabla 2.2. Calidad del testigo “RQD” en la Q de Barton

A	Muy mala	0.25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100

Fuente: (Deere, Peck, Parker, Monsees, & Schmidt, 1970)

**Nota:** Cuando se obtienen valores RQD inferiores o iguales a 10, se toma el valor de 10; para calcular Q. Los intervalos de 5 unidades para RQD, es decir 100, 95, 90 se tiene suficiente precisión.

Tabla 2.3. Valoración del índice de diaclasado  $J_n$ 

A	Roca masiva, sin diaclasa o fisuración escasa.	0.5 - 1.0
B	Una familia de diaclasa.	2
C	Una familia y alguna diaclasa aleatoria.	3
D	Dos familias de diaclasas.	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias.	6
F	Tres familias de diaclasas.	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias.	12
H	Cuatro a más familias diaclasa aleatoria, roca fracturada roca en terrenos.	15
J	Roca triturada, terrosa.	20

Fuente: (Deere et al., 1970)

**Nota:** En intersección de túneles se utiliza la expresión  $(3 J_n)$ , En las bocas de los túneles se utiliza la expresión  $(2 J_n)$

#### Valorización del índice de rugosidad $J_r$ de las discontinuidades

- Contacto entre las dos caras de la discontinuidad.
- Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm. Se muestra en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Valoración del índice de rugosidad, zonas con contacto entre dos caras

A	Diaclasa continua.	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares.	3
C	Diaclasas onduladas lisas.	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisos.	1.5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares.	1.5
F	Diaclasas planas, lisos.	1.0
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas.	0.5

Fuente: (Barton & Bandis, 1976)

**Nota:** Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.

No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.

- c) Sin contacto de roca después de un cizalle de 10 cm. (Ver Tabla 2.5)

Tabla 2.5. Valoración del índice de rugosidad, zonas sin contacto de roca

H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.	1.0
J	Zona arenosa, de grava o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad.	1.0

Fuente: (Barton, Lien, & Lunde, 1974)

**Nota:** Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3m, se debe aumentar el índice Jr en una unidad. En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor Jr = 0.5.

La valoración **Ja** de las discontinuidades, para contacto entre los planos de discontinuidad de acuerdo a los grados de relleno se muestra en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6. Valoración del índice de alteración de las discontinuidades Ja

Descripción		$\phi$	Ja
Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedio).			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos impermeable, cuarzo.	-	0.75
B	Planos de discontinuidades inalteradas, superficies ligeramente manchadas.	25-35°	1.0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados, presentan minerales no reblandecibles, partículas	25-35°	2.0
D	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas fracción pequeña de arcilla (no blanda).	20-25°	3.0
E	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción es decir, caolinita o mica, también clorita, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcilla expansiva montmorillonita.	8-16°	4.0

Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores).			
F	Partículas arenosas, rocas desintegrada libre de arcilla, etc.	25-30	4.0
G	Fuertemente sobre consolidados, con relleno de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores 5mm).	12-16°	6.0
H	Sobre consolidado media a baja, con reblandecimiento, relleno de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores interiores a 5 mm).	12-16°	8.0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir tipo montmorillonita (continuos, pero con espesores a 5 mm). El valor de Ja depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansiva.	6-12°	8-12
No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad entre un desplazamiento cortante (relleno de mineral de gran espesor).			
KLM	Zonas o bandos de roca desintegrada o triturada y arcillas. (Ver G, H y J para la descripción de condiciones de arcillas).	6-24°	6.8 8-12
N	Zonas o bandas de arcilla limosos o arenosas con pequeñas fracciones de arcilla no reblandecible.	-	5.0
O,P,R	Zonas o bandas continuas de arcilla de espesor grueso. (Ver clase G, H y J para describir condiciones de arcilla.)	6-24°	10,13 ó 13-20

Fuente: (Barton et al., 1974)

**Nota:** Los valores expresados para los parámetros  $J_r$  y  $J_a$  se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad tanto por la orientación de las mismas, como su resistencia al corte. (Esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión  $T \approx \sigma_n T_{g-1} (J_r/J_a)$ ).

El agua induce a tomar en cuenta un factor de reducción, (ver Tabla 2.7)

Tabla 2.7. Factor de reducción por la presencia de agua

	<b>Descripción</b>	<b>Presión de agua Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Jw</b>
A	Excavación seca o pequeñas afluencias.	<1	1.0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades.	1-25	0.66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno.	25-10	0.50
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de rellenos de diaclasas.	25-10	0.33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar voladores decreciendo en el tiempo.	>10	0.2-0.1
F	Afluencia excepcionalmente alto o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable.	>10	0.2-0.05

Fuente: (Barton N. , 1988)

**Nota:** Los valores C, D, E y F, son meramente estimativos, se acometen medidas de drenaje puede incrementarse el valor Jw.

No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación del hielo.

#### **Valoración de las condiciones tensionales de la roca (SRF)**

Las zonas débiles intersecan a la excavación pudiendo producirse desprendimiento de roca a medida que la excavación vaya avanzando. La valoración SRF se da de acuerdo a las condiciones generales del macizo rocoso, pudiendo presentarse en 7 casos, los cuales se muestran a continuación en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8. Valoraciones SRF

SRF	
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad).
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación ≤50 m).
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50m).
D	Múltiples zonas de fractura en roca competente (libre de arcillas) roca de contorno suelta (a cualquier profundidad).
E	Zona de fractura aislada en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación ≤ 50m).
F	Zona de fractura aislada en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación > 50m).
G	Terreno suelto, diaclasa abiertos, fuertemente fracturado, en terrenos, etc. (a cualquier profundidad).

Fuente: (Barton et al., 1974)

**Nota:** Se reducen los valores expresados SRF entre un 20-50% si las zonas de fractura solo ejercen cierta influencia, pero no intersecan a la excavación. (Ver Tabla 2.9)

Tabla 2.9. Rocas competentes, problemas tensionales en rocas  $\sigma_c/\sigma$ ,  $\sigma_\theta/\sigma_c$ , SRF

H	Tensiones pequeñas cerca de las superficies diaclasa abierta.
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables.
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta normalmente favorable para la estabilidad, puede sr desfavorable para la estabilidad de los hastiales.
L	Lajamiento modelado de roca después de 1 hora en rocas masivas.
M	Lajamiento y astillado de la roca después de algunos minutos en rocas masivas.
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformación dinámica inmediata en rocas masivas.

Fuente: (Barton et al., 1974)

Con los valores asignados a los parámetros, se calcula el valor numérico del índice Q de la siguiente manera:

$$Q = (RQD / J_n) \times (J_r / J_a) \times (J_w / SRF)$$

Este valor de Q, nos indica la descripción de la calidad del macizo rocoso. (Ver Tabla 2.10)

Tabla 2.10. Clasificación del macizo rocoso según Barton

Descripción	Valor "Q"
Excepcionalmente buena	400 – 1000
Extremadamente buena	100 – 400
Muy buena	40 – 100
Buena	10 – 40
Regular	4 – 10
Mala	1 – 4
Muy mala	0.1 – 1
Extremadamente mala	0.01 - 0.1
Excepcionalmente mala	0.001 - 0.01

Fuente: (Barton N. , 1988)

#### 2.2.4. Recomendaciones de sostenimiento según Barton

Se debe encontrar el diámetro equivalente de la excavación De:

$$De = \text{ancho o altura de la excavación en metros} / \text{ESR}$$

El ESR, es un coeficiente que depende del tipo de excavación (Ver Tabla 2.11)

Tabla 2.11. Coeficiente de soporte para el tipo de excavación, ESR

Cat.	Tipo de excavación	ESR
A	Excavación temporal para minería	3 - 5
B	Excavación minera permanente, túneles de aducción de agua, túnel piloto,	1,6
C	Sala de almacenamiento, planta de tratamiento de aguas túnel de ferrocarril, túnel de acceso, chimeneas	1,3
D	Central hidroeléctrica, túneles importantes de camino o ferrocarril, cavernas de defensa civil, intersecciones	1,0
E	Central nuclear subterránea, estación de ferrocarril, fábricas	0,8

Fuente: (Barton, Lien, & Lunde, 1974)

Se establece la longitud máxima sin soporte S:

$$S = 2 \text{ ESR } Q^{0,4}$$

Estos valores son los que normalmente se establecen como las longitudes de avance durante la excavación.

Se sigue la Figura 2.1. que se presenta para establecer el sostenimiento.

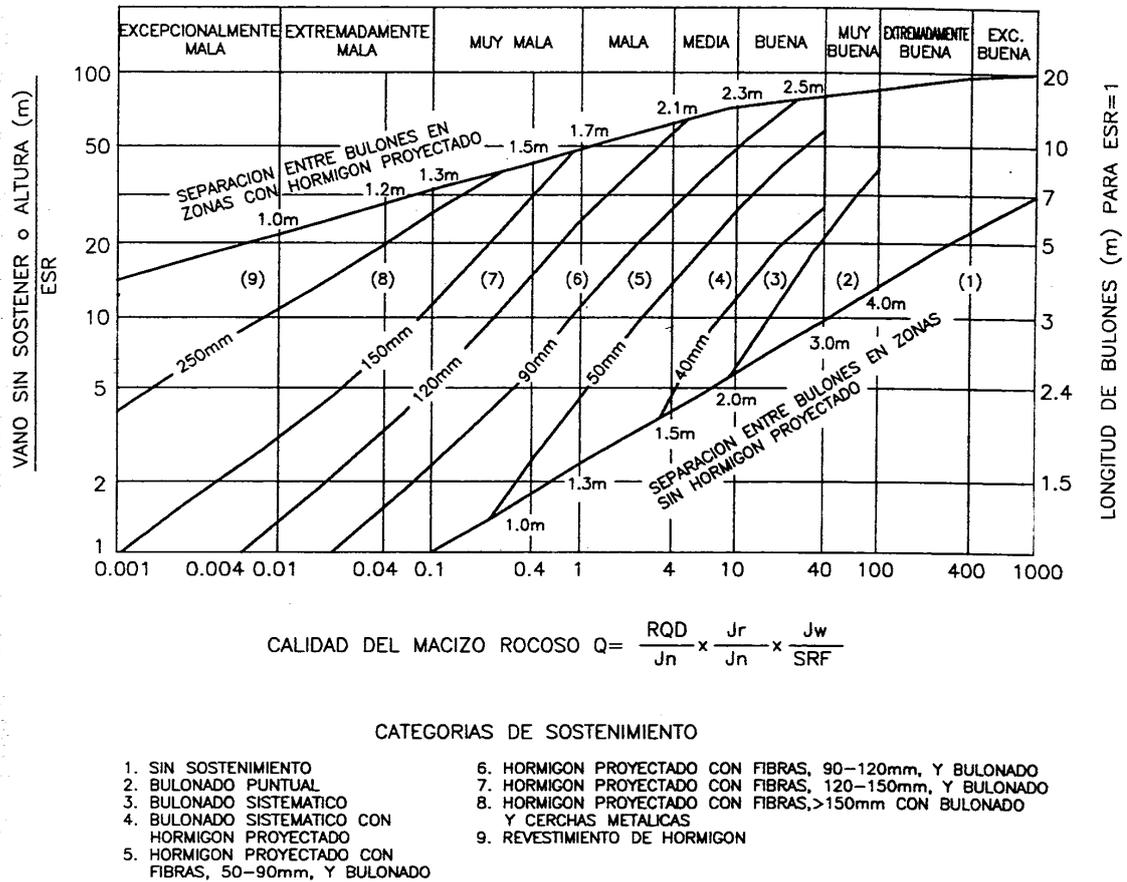


Figura 2.1. Ábaco sostenimiento del macizo rocoso según Barton

Fuente: (Barton, Lien, & Lunde, 1974)

### 2.2.5. Parámetros de resistencia de las discontinuidades

Usamos el criterio Barton – Bandis (1976), para determinar la resistencia al corte de las discontinuidades abiertas. El modelo considera cambios en la resistencia con el esfuerzo normal y la rugosidad. Efectos de cohesión aparente están incorporados en la fórmula:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan [JRC \cdot \log_{10}(JCS / \sigma_n) + \phi_r]$$

$\phi_r$  : Angulo de fricción residual.

JRC : Coeficiente de rugosidad de la junta.

JCS : Resistencia a la compresión simple de las paredes de la discontinuidad.

Los parámetros  $\phi_r$  y JCS dependen del grado de meteorización. Para la determinación del ángulo de fricción residual, consideramos que las paredes de la discontinuidad están meteorizadas, por lo que usamos el martillo Schmidt:

$$\phi_r = (\phi_r - 20^\circ) + 20(r/R)$$

r : Rebote del martillo en superficie meteorizada.

R : Rebote del martillo en superficie sana. (Barton & Bandis, 1976)

#### 2.2.6. Familias de discontinuidades

Una familia de discontinuidades está constituida por aquellas que tienen orientaciones similares y el mismo origen. Por ello las familias se pueden determinar, representando los polos de las discontinuidades observadas en el macizo rocoso en una red polar equilateral mediante la plantilla de Schmidt, que se contornean utilizando una plantilla de conteo equilateral para obtener la distribución de polos que representara todas las discontinuidades medidas en el macizo rocoso y donde se tratara de identificar y estimar las orientaciones medias de las familias. (Ramirez & Alejano, 2007)

#### 2.2.7. Estructura geológica

La estructura geológica es uno de los factores que más influye en la estabilidad de una excavación subterránea. En rocas plegadas y estratificadas la

orientación de los estratos condiciona diferentes modos de comportamiento frente a la estabilidad en un túnel, influyendo los siguientes factores:

- Buzamiento de la estructura con respecto a la sección del túnel.
- Dirección de la estratificación con respecto al eje del túnel.
- Tipo de pliegues. (Ver Figura 2.2)

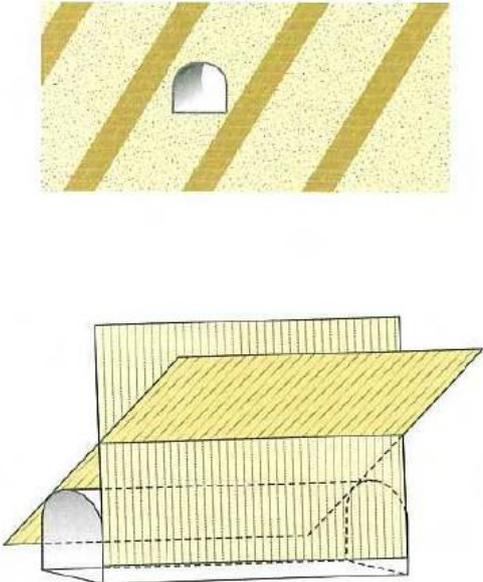
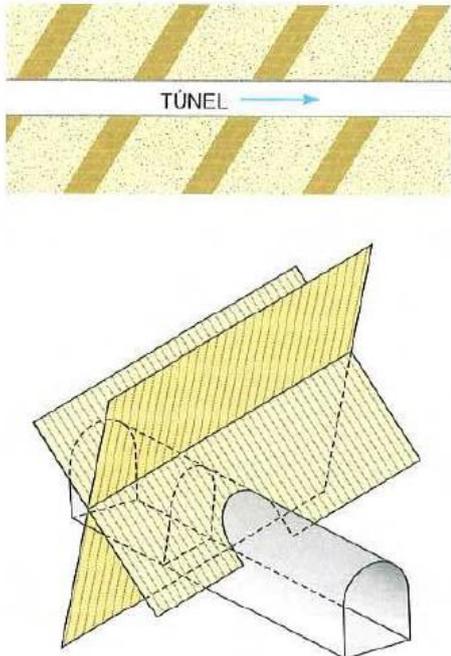
ORIENTACIÓN ESTRUCTURAL DESFAVORABLE	ORIENTACIÓN ESTRUCTURAL FAVORABLE
<p data-bbox="347 674 791 703">TÚNEL PARALELO A LA ESTRUCTURA</p> 	<p data-bbox="879 674 1402 703">TÚNEL PERPENDICULAR A LA ESTRUCTURA</p> 
<p data-bbox="448 1429 687 1458">PLIEGUE SINCLINAL</p> <ul data-bbox="336 1469 799 1525" style="list-style-type: none"> <li>• Distribución de tensiones desfavorable.</li> <li>• Flujo de agua hacia el interior del pliegue.</li> </ul>	<p data-bbox="1007 1429 1246 1458">PLIEGUE ANTICLINAL</p> <ul data-bbox="895 1469 1358 1525" style="list-style-type: none"> <li>• Distribución de tensiones favorable.</li> <li>• Flujo de agua hacia el exterior del pliegue.</li> </ul>

Figura 2.2. Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel.

Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002)

**2.2.8. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad**

La mayoría de los problemas de estabilidad se deben a la intersección de la sección del túnel con planos de discontinuidad. Se distinguen las discontinuidades de tipo sistemático y las de tipo singular. Las diaclasas, planos

de estratificación y de esquistosidad pertenecen al primer grupo, y están presentes prácticamente en todas las rocas, con mayor incidencia en zonas poco profundas, donde los procesos de meteorización y circulación de agua y los rellenos arcillosos son más frecuentes. A grandes profundidades la presión confinante hace que la apertura de las discontinuidades sea menor, pudiendo llegar a estar muy cerradas.

Sin embargo, las discontinuidades más importantes bajo el punto de vista de la estabilidad son las de tipo singular, como las fallas; al estar sometidas estas estructuras a roturas y deformaciones a lo largo de su historia geológica su resistencia es muy baja, presentado rellenos monolíticos y rocas de falla que, además de tener baja resistencia, pueden constituir vías preferentes para la circulación de agua. Por otro lado, las fallas pueden acumular tensiones tectónicas importantes. En la Figura 2.3 se puede apreciar los casos de estratificación más probabilísticos en una excavación de túnel según la inclinación de las discontinuidades, se muestra los casos de sobreexcavación y riesgos que pueden presentarse al momento de realizar la excavación subterránea.

El estudio de las fallas y demás discontinuidades singulares es uno de los aspectos geológicos más importantes en un túnel. Para dicho estudio se requiere:

- Conocer la estructura tectónica regional y local.
- Cartografía geológica y análisis estructural.
- Identificación de fallas y su clasificación en función del origen, edad, tipo y geometría.
- Identificación de rellenos de falla, su resistencia y expansividad.
- Estudios sobre las implicaciones tensionales.

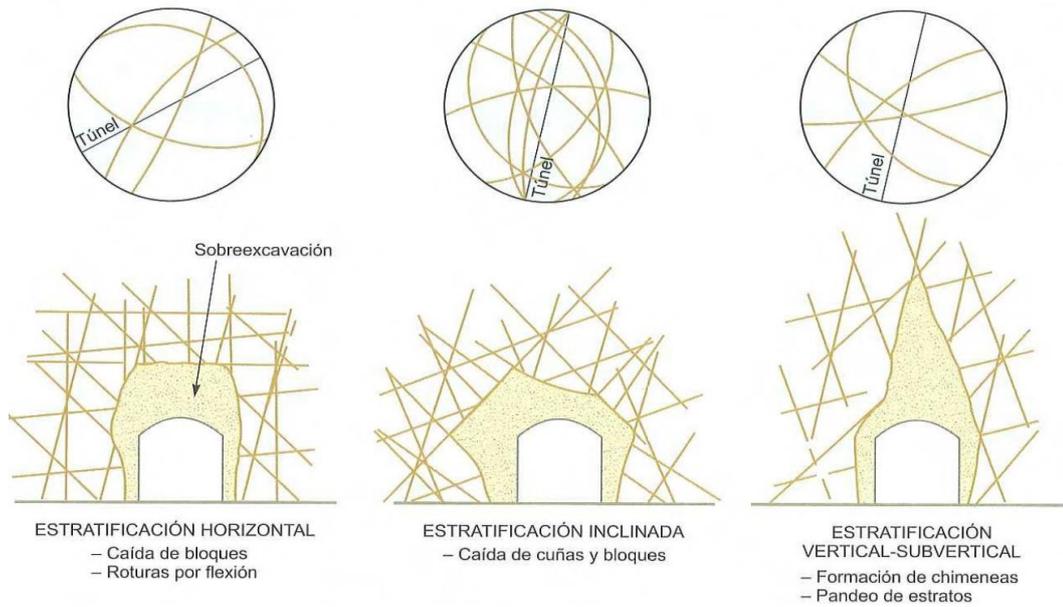


Figura 2.3. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de un túnel.

Fuente: (Ibid., p. 496)

### 2.2.9. Análisis y representación de fallas

El método de representación y análisis más utilizado es la proyección estereográfica, que puede ser complementado con bloques diagramas o secciones transversales. (Ver Figura 2.4)

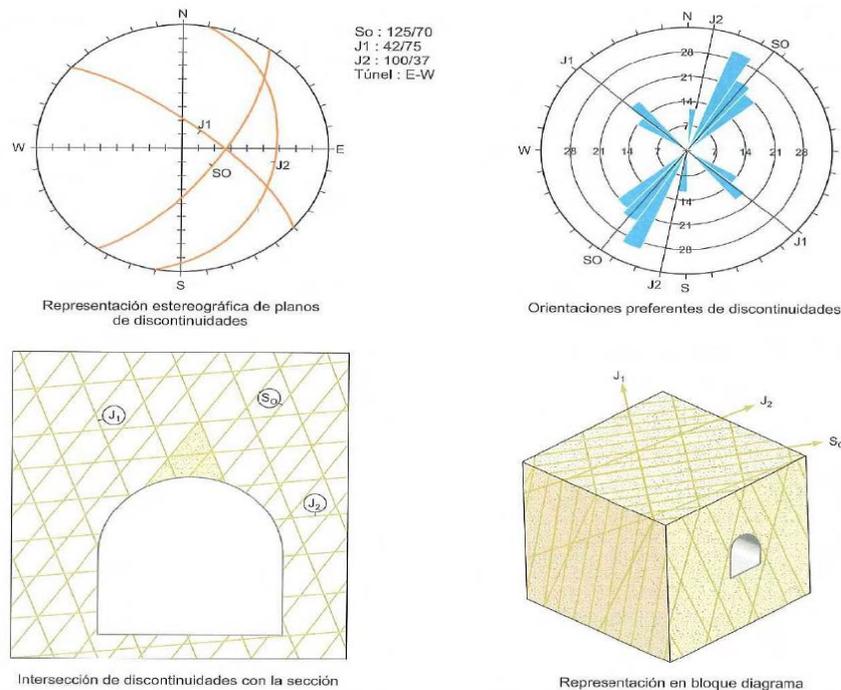


Figura 2.4. Representación y análisis de discontinuidades

Fuente: (Ibid., p. 497)

### 2.2.10. Tipos de falla de pernos de roca

Los pernos de roca pueden fallar por: (1) falla por adherencia; (2) falla por tensión; (3) falla de la placa y (4) falla por corte. Los pernos y las placas tienen una categoría de 10 TM. La falla (2) y (3) ocurrirán cuando la capacidad del perno y la placa es superada, respectivamente; la falla (1) depende de dos factores: la longitud del perno que sobrepasa la cuña o longitud de empotramiento y su resistencia al corte. (ver Figura 2.5)

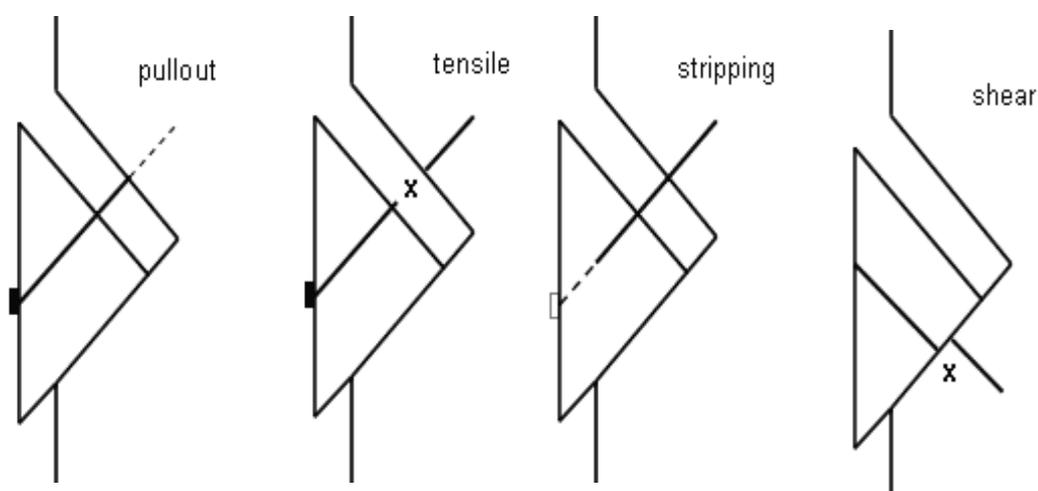


Figura 2.5. Tipo de falla en pernos de roca.

Fuente: (Barton N. , 1988)

(1) Falla de la entre la lechada y la roca en la zona de empotramiento; (2) Falla por tensión; (3) Falla de la placa y (4) Falla por corte

### 2.2.11. Tipos de falla del shotcrete

De acuerdo con el tipo de cuña formada, el peso de la cuña actúa como un peso en la capa de shotcrete, que puede fallar; (1) por corte; (2) por tensión diagonal; (3) por adherencia y (4) por flexión. Los tipos de falla más ocurrentes en el shotcrete se muestran a continuación en la Tabla 2.6.

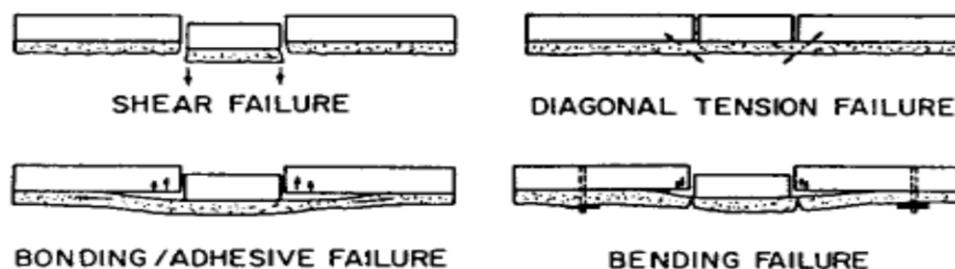


Figura 2.6. Tipo de falla de una capa de shotcrete.

Fuente: (Deere et al, 1970)

(1) Falla por corte; (2) Falla por tensión diagonal; (3) Falla por adherencia del shotcrete a la roca y (4) Falla por flexión

### 2.2.12. Estado tensional

Las tensiones actuantes sobre una excavación subterránea son de dos tipos: naturales e inducidas. Las primeras corresponden al estado de esfuerzos naturales como consecuencia de los procesos tectónicos, gravitacionales, etc., y el segundo tipo responde a la redistribución de tensiones como consecuencia de la excavación. Para diseñar una excavación subterránea se necesita conocer la magnitud y la dirección de las tensiones naturales, tanto para el cálculo de los sostenimientos como para analizar la sección y el proceso constructivo.

Si las tensiones alcanzan valores muy altos, este factor constituye un riesgo que puede ocasionar fenómenos de explosión de roca o deformaciones importantes de costosa solución. (Gonzales de Vallejo, 2002)

### 2.2.13. Depósitos fluvio glaciares

Son depósitos transportados y depositados por el hielo o por el agua de deshielo, de composición heterométrica y su distribución es altamente errática. Los depósitos fluvio-glaciares contienen fracciones desde gravas gruesas hasta arcillas; están algo clasificadas y su granulometría decrece con la distancia frente

al glaciar. La heterogeneidad y anisotropía es la característica típica de estos depósitos, pues coexisten desde las arcillas hasta las gravas gruesas y bloques. Al estar la permeabilidad directamente relacionada con la granulometría, estos suelos son muy sensibles a los incrementos de presión intersticial producidos por las lluvias torrenciales y por el deshielo. En estos depósitos son muy frecuentes los fenómenos de soliflucción y de inestabilidad de laderas. Los componentes de estos sedimentos están menos redondeados que el material netamente fluvial.

### Derrubios y detritos

El origen de los detritos supra glaciales se asocia a la siguiente secuencia: La cara libre del talud en laderas con escarpes rocosos, que presentan alta sensibilidad a la meteorización y descargan detritos en forma directa sobre la superficie glacial. La acumulación de estos detritos influye directamente sobre los procesos de abrasión y de flujo de hielo. Una vez que el material es incorporado al glaciar, puede ser transportado varios kilómetros antes de ser depositado en la zona de abrasión. Todos los depósitos dejados por los glaciares reciben el nombre de derrubios glaciares. (Ver Figura 2.7)

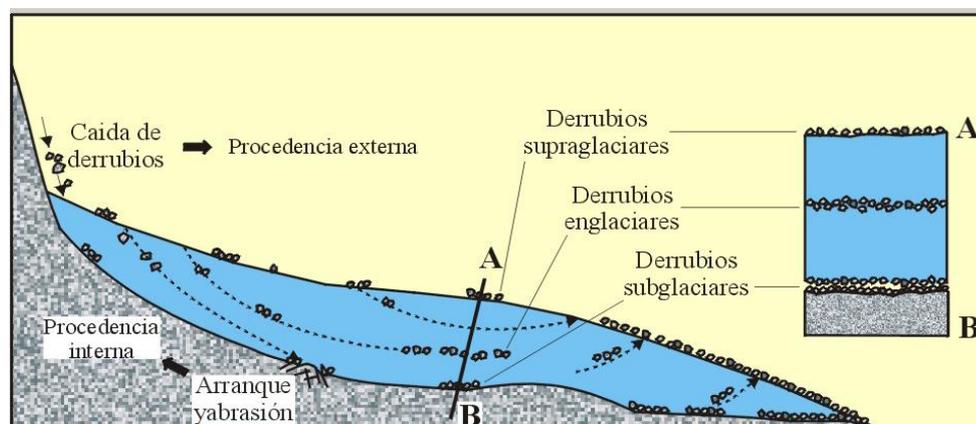


Figura 2.7. Origen de los depósitos glaciares

Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002)

Cuando un glaciar disminuye su tamaño hasta un punto crítico, el flujo se detiene y el hielo se estanca. Mientras tanto, las aguas de fusión que corren por encima, en el interior y por debajo del hielo dejan depósitos de derrubios estratificados.

A este tipo de acumulaciones se las conoce como depósitos en contacto con el hielo. Cuando estos depósitos tienen la forma de colinas de laderas empinadas o montículos se los llama kames. Algunos, se forman cuando el agua de fusión deposita sedimentos a través de aberturas en el interior del hielo. (Gonzales de Vallejo, 2002)

### **2.3. Definiciones conceptuales**

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

Es el medio in-situ que contiene diferentes tipos de discontinuidades como diaclasas, estratos, fallas y otros rasgos estructurales. (SNMPE, 2004).

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

Es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua, presenta comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral. (Gonzales de Vallejo, 2002).

#### **2.3.3. Discontinuidad**

Es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que independiza o separa los bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Una discontinuidad es una superficie del macizo rocoso que está abierta o puede abrirse fácilmente a causa de tensiones inducidas por la excavación.

Las superficies de discontinuidad aparecen durante la formación de la roca (planos de estratificación, laminación, foliación, disyunción, etc.) o posteriormente por causas tectónicas (esquistosidad, pizarrosidad y las fracturas: fallas y las diaclasas), estas últimas denominadas vulgarmente “juntas”. (Jorda, 2013).

#### **2.3.4. Orientación**

Es la posición de la discontinuidad en el espacio y comúnmente es descrito por la dirección de buzamiento y el buzamiento de la línea de máxima pendiente en el plano de la discontinuidad. (ITGE, 1987).

#### **2.3.5. Espaciado**

Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Éste determina el tamaño de los bloques de roca intacta que se pueden presentar dentro del macizo rocoso.

Cuanto menos espaciado tengan, los bloques serán más pequeños y cuanto más espaciado tengan, los bloques serán más grandes. (SNMPE, 2004).

#### **2.3.6. Persistencia**

Este concepto hace referencia a la extensión o tamaño de las discontinuidades. Las dimensiones de una discontinuidad se pueden cuantificar observando su longitud en los afloramientos en la dirección del rumbo y en la dirección del buzamiento. (Ramirez & Alejano, 2007).

### **2.3.7. Rugosidad**

Conjunto de irregularidades de diferentes órdenes de magnitud (asperezas, ondulaciones), que componen la superficie de las paredes de la discontinuidad. (ITGE, 1987).

### **2.3.8. Apertura**

Se define apertura como la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad, cuando este espacio intermedio tiene agua o aire. En esto se distingue la apertura del espesor de relleno. (Ramirez & Alejano, 2007).

### **2.3.9. Relleno**

Son los materiales que se encuentran dentro de la discontinuidad. Cuando los materiales son suaves, la masa rocosa es menos competente y cuando éstos son más duros, ésta es más competente. (SNMPE, 2004).

### **2.3.10. Aguas subterráneas**

La presencia de agua subterránea es de suma importancia en la estabilidad de túneles, ya que implica menor resistencia en el macizo rocoso, por ende en la clasificación de macizo rocoso en las cuales puede estar seco, ligeramente húmedo, húmedo, goteando y fluyendo.

Generalmente, la circulación de agua en los macizos rocosos se realiza a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria), excepto en las rocas sedimentarias con un alto índice de poros, en las cuales el agua circula por la propia roca (permeabilidad primaria). (Ramirez & Alejano, 2007).

### **2.3.11. Meteorización**

Denominada también intemperización, está relacionada con la modificación que sufre la superficie de la roca o en sus proximidades, debido a la acción de agentes atmosféricos. El grado de la meteorización dependerá de las condiciones climatológicas, morfológicas y la composición de la masa rocosa. La meteorización se divide en meteorización física, química y biológica. (SNMPE, 2004).

### **2.3.12. Alteración**

La alteración de la roca o también dicha, alteración hidrotermal, se produce por la ascensión de fluidos o gases magmáticos a altas temperaturas a través de fracturas o zonas de falla. Éstos afectan a los rellenos de las zonas de falla y sus cajas, originando reemplazamientos y rellenos, que modifican las condiciones del macizo rocoso. Algunos tipos de alteración, como la silicificación y en menor grado la calcificación, mejoran las características de la masa rocosa, incluyendo las zonas de falla. Otros, como la propilitización, disminuyen levemente las condiciones debido a la presencia de cloritas en las paredes de las fracturas. La sericitización y la argilitización (aumento de minerales arcillosos) son las alteraciones más desfavorables para los macizos rocosos donde se emplazan. (SNMPE, 2004).

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

El Factor de Seguridad es una medida determinista de la relación entre las fuerzas de resistencia (capacidad) y las fuerzas impulsoras (demanda) del sistema en su entorno considerado. El FS es el criterio más básico de diseño aceptado en la ingeniería. En geomecánica saltó a la fama a mediados del siglo XX, cuando la

ingeniería geotécnica se desarrolló como una disciplina de ingeniería independiente. En 1940. (Read & Stacey, 2009).

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

La probabilidad de falla (PoF) es cada vez más utilizado como criterio de aceptación durante los últimos 35 años, aunque con diversos grados de entusiasmo y escepticismo. Terzaghi, Whitman (1983) eran de la opinión de que la teoría de probabilidades fue considerada por la duda o incluso la sospecha por la mayoría de los ingenieros geotécnicos. Las actitudes han cambiado y el uso de la PF como criterio de diseño se ha fortalecido. (Read & Stacey, 2009).

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

Los pernos de anclaje, en referencia al sostenimiento dentro de un túnel, constituyen un sistema de sostenimiento que consiste en la introducción de elementos lineales a modo de refuerzo en el terreno. Para ello se perfora y se ancla física o químicamente al terreno, reforzando y contrarrestando la presión que ejerce el terreno sobre la excavación. (MTC, 2014)

#### **2.3.16. Diseño de sostenimiento**

Dado que, como se ha indicado más arriba, el anillo de roca que rodea al túnel es el principal elemento que proporciona estabilidad a la excavación, el sostenimiento tendrá como primera misión evitar que el terreno pierda propiedades por efecto del proceso constructivo, o incluso que las mejore. Solamente en segundo lugar se sitúa la capacidad resistente por sí misma del sostenimiento, que es muy pequeña comparada con las grandes tensiones que pueden existir en el interior de los macizos rocosos, debido al enorme peso de las coberteras de roca habituales. (MTC, 2014)

## **2.4. Formulación de hipótesis**

### **2.4.1. Hipótesis general**

Mediante la caracterización geomecánica del macizo rocoso presente en el túnel, se determina el diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas de roca del Túnel Wayrasencca.

### **2.4.2. Hipótesis específicas**

- a) Las características geomecánicas del macizo rocoso presente en el túnel, están controladas por las características estructurales, geométricas y de las discontinuidades del macizo rocoso como: la orientación de las discontinuidades, el espaciado, la persistencia, la rugosidad de las juntas, la apertura, el relleno, meteorización, alteración y la presencia de agua.
- b) El diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas, está determinado por la caracterización geomecánica del macizo rocoso del Túnel Wayrasencca.

## CAPÍTULO III

### METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

#### 3.1. Diseño metodológico

Se considera a la presente investigación dentro del diseño metodológico descriptivo experimental, debido a las variables empleadas y desarrolladas en la investigación, que son a grandes rasgos:

Variable independiente, las características netamente estructurales de campo, existentes, las cuales no pueden ser alteradas para el estudio.

Variable dependiente, las que dependen de las características de campo, es decir, el diseño de sostenimiento tanto en suelo como en roca, el cual conlleva parámetros que se calculan para un desempeño óptimo de resistencia al momento de la excavación subterránea.

La presente investigación es denominada “Diseño de sostenimiento del túnel Wayrasencca”, para ello se realizará la caracterización geomecánica del macizo rocoso, que permitirá diseñar el sostenimiento de las cuñas subterráneas del túnel Wayrasencca. Así, para que sea posible atender los objetivos anteriormente descritos, serán cumplidos los siguientes pasos. (ver Figura 3.1.)

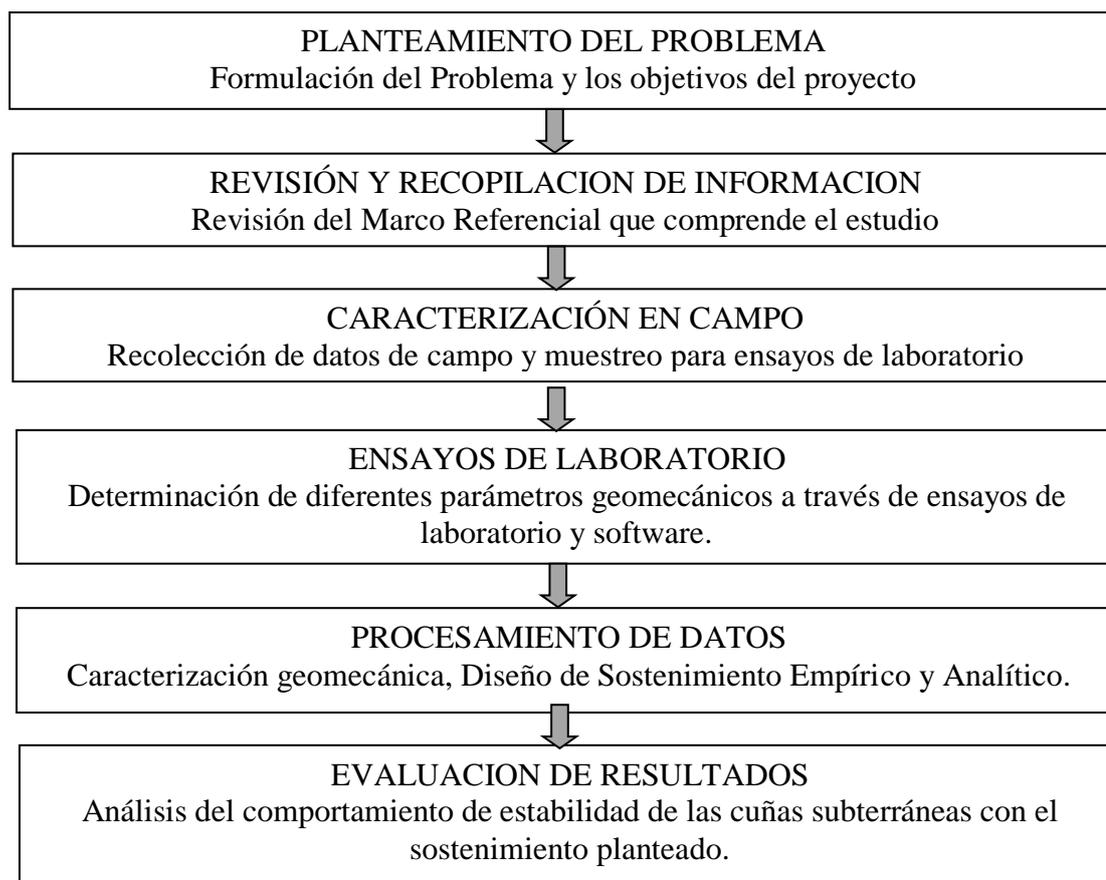


Figura 3.1. Procedimiento metodológico para la investigación

Fuente: Elaboración Propia

### 3.2. Población y muestra

#### 3.2.1. Población

La presente investigación se realizó en el macizo rocoso del cerro Wayrasencca, donde se encuentra el túnel, está ubicado a 5 km del distrito de Ollachea, entre las localidades de Ollachea y Chacaneque, provincia de Carabaya, departamento de Puno. Tomando en cuenta como población el tramo del km 237+385.9 al km 238+285, con una longitud de 746.10 metros de túnel. Se realizará el estudio en una la longitud emplazada por el túnel, considerando los afloramientos de macizo rocoso en el sector crítico cerro Wayrasencca, obteniéndose un área estimada de estudio de 10 has.

### 3.2.2. Muestra

El muestreo es de tipo no probabilístico (no aleatorio), debido a que no se puede realizar en cada pequeño espacio del área de estudio, si no las muestras se toman de acuerdo a los afloramientos existentes de rocas, considerando estaciones de monitoreo geomecánico según sea posible el acceso.

El muestreo se realizará en diferentes estaciones de monitoreo adecuadas que abarcarán el área de estudio para el portal de salida del túnel Wayrasencca, tomándose en cuenta las siguientes características en cada estación:

- Macizo rocoso.
- Roca intacta.
- Discontinuidades.
- Litología.

### 3.2.3. Instrumentos de recogida de datos

- Formato de estación geomecánica, ver Anexo 13.
- Tabla de clasificación geomecánica RMR Bieniawski 89
- Tabla de clasificación geomecánica Q de Barton
- Estación total para el levantamiento topográfico
- Brújula
- GPS
- Martillo Schmidt
- Martillo geológico
- Peine de Barton
- Equipo de protección personal

### 3.3. Variables

#### 3.3.1. Variables independientes

Las variables independientes más importantes son las siguientes:

- Datos estructurales del macizo rocoso
- Propiedades de las discontinuidades

#### 3.3.2. Variables dependientes

La variable dependiente es el diseño de sostenimiento tanto en suelo como en roca, considerando los datos estructurales de resistencia.

#### 3.3.3. Operacionalización de variables

Se muestra en la Tabla 3.1, a continuación.

Tabla 3.1. Operacionalización de variables

		<b>Variable(s)</b>	<b>Dimensión(es)</b>	<b>Indicador(es)</b>
<b>Variables Independientes</b>	<b>Datos Estructurales</b>	Dirección de Buzamiento	Ángulo	Grados (°)
		Buzamiento	Angulo	Grados (°)
	<b>Propiedades de las discontinuidades</b>	Condición de juntas	Adimensional, numérico	Alfanumérico.
	<b>Datos de Laboratorio</b>	Peso específico	Peso	Newton/metro <sup>3</sup>
		Resistencia a la compresión uniaxial	Resistencia	Mega pascales (MPa)
	Ensayos de Corte Directo de discontinuidades	Fuerza (Cortante)	Mega pascales (MPa)	
<b>Variables Dependientes</b>	<b>Diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas del Túnel.</b>	Factor de Seguridad	Adimensional	Numérico
		Campo de Esfuerzos	Resistencia	Mega pascales (MPa)

Fuente: Elaboración propia

### **3.4. Técnicas de recolección de datos**

#### **3.4.1. Investigaciones de campo**

Las investigaciones de campo constituyen la parte esencial de los estudios geológicos-geotécnicos y geomecánicos necesarios para un proyecto de sostenimiento de túneles. De ellos se obtienen los parámetros y propiedades que definen las condiciones del macizo rocoso.

El objetivo de las investigaciones de campo es conocer y cuantificar las condiciones de los materiales con los que se van a trabajar, ya que estos pueden afectar la viabilidad, diseño y construcción de una obra o estructura.

Para el presente estudio se tomarán los datos estructurales, geométricos y de discontinuidades del macizo rocoso. Se tomará en cuenta lo siguiente:

- Características estructurales.
- Características geotécnicas.
- Características geológicas.
- Características hidrológicas.
- Características hidrogeológicas.

#### **3.4.2. Ensayos de laboratorio**

Se realizaron ensayos que permitan obtener las propiedades mecánicas del macizo rocoso presente en el Túnel Wayrasencca, en tal forma que sean lo más representativos de las situaciones reales en el campo.

Los datos de los ensayos de laboratorio a obtener son los siguientes:

**Ensayos para roca:**

- Densidad de roca, peso unitario.
- Ensayo de compresión uniaxial (UCS).
- Ensayo de corte directo en discontinuidades.

**Ensayos para suelo:**

- Densidad de suelo, peso unitario.
- Clasificación de Suelos
- Ensayo de corte directo.

**3.5 Técnicas para el procesamiento de la información**

Para el procesamiento de la información se prestará ayuda de Programas de computación exclusivos para el procesamiento de datos, interpretación de datos y modelamiento del sostenimiento adoptado.

Los datos de laboratorio serán procesados en el software RocData v.4.0 de Rocscience.

Los datos de la caracterización geotécnica del talud serán almacenados en el software Microsoft Excel y procesados en el software Dips v.6.0 de Rocscience.

Los análisis del comportamiento de las cuñas subterráneas para el análisis de estabilidad de túneles en roca se realizarán en el software Unwedge 3.0 de Rocscience.

## CAPÍTULO IV

### CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE INVESTIGACIÓN

#### 4.1. Descripción de la zona del proyecto

##### 4.1.1. Ubicación y accesos

El proyecto del túnel Wayrasencca está ubicado en el sector crítico denominado Wayrasencca, entre las comunidades de Ollachea y Uruhuasi, a 5 km de la comunidad de Ollachea, entre las progresivas km 237+538.90 al km 238+285 de la Carretera Interoceánica Sur-Tramo 4: Azángaro - Puente Inambari, se detalla en el Anexo 1. El área de estudio está delimitada por las coordenadas UTM presentadas en la Tabla 4.1., considerándose toda la longitud del túnel.

Tabla 4.1. Delimitación del área de estudio

Coordenadas	Norte	Este
1	8477600	340000
2	8477600	340600
3	8476600	340600
4	8476600	340000

Fuente: Elaboración propia

##### 4.1.2. Accesibilidad

Las vías de comunicación para acceder a la zona de investigación desde la ciudad de Juliaca, se detallan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Accesibilidad al área de investigación

Tramo	Distancia (km)	Tiempo	Condición de vía
Juliaca – Macusani	209.8	3h	Asfaltada
Macusani – Ollachea	56.3	1h	Asfaltada
Ollachea – Tunel Wayrasencca	5.0	15 min	Asfaltada

Fuente: Elaboración propia

## 4.2. Caracterización geológica

Las condiciones geológicas de la región y del sector de emplazamiento a lo largo del Túnel Wayrasencca son bastante complejas y variadas, como consecuencia de la geomorfología extrema y de acuerdo a las condiciones climáticas de elevada humedad, las mismas que ocasionan diversos fenómenos de inestabilidad en el terreno. Por esta razón, para la presente investigación, es fundamental el conocimiento de la geología regional y local.

### 4.2.1. Marco geológico general

#### 4.2.1.1. Fisiografía

El sector crítico de Wayrasencca, está rodeado de altas montañas, formando serranías abruptas con pendientes elevadas de 35°, 60° hasta 80° propias de cordillera con topografía muy accidentada. Para mayor detalle de la topografía y componentes, ver Anexo 2.

Las montañas aledañas y el cerro Wayrasencca forman parte de la Cordillera Oriental, caracterizada por extensos afloramientos de rocas sedimentarias pertenecientes a la edad Paleozoica, las que se encuentran parcialmente cubiertas por secuencia volcánica reciente. (Ver Figura 4.1.)



Figura 4.1. Fisiografía regional

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.2. Orografía

Regionalmente la zona de estudio está ubicada en la Cordillera Oriental con alturas de montañas mayores a los 4000 m.s.n.m, específicamente entre las poblaciones de Ollachea y San Gabán, las montañas que conforman el valle están constituidas por rocas sedimentarias del Paleozoico, rocas volcánicas del Mesozoico y en el sector Wayrasencca en mayor cantidad depósitos aluviales, fluvio glaciares del Cuaternario.

#### 4.2.1.3. Hidrografía regional

La Cordillera Oriental conforma un relieve montañoso de serranías altas, interrumpidas por valles fluviales de ríos juveniles de alta montaña formando valles en “U” y “V”, caracterizado en las partes altas por valles en (“U”) de zonas de antiguos glaciares.

A medida que van descendiendo los ríos, estos han profundizado su nivel de base por la intensa erosión, formando así valles en “V”. En esta parte del

continente, existe una importante cuenca Hidrográfica mayor, denominada “Madre de Dios”. Con sistema fluvial bien definido, constituido por ríos grandes, que nacen en la vertiente E de la cordillera Oriental, todo este sistema de ríos y quebradas aguas abajo, convergen al gran río Madre de Dios. (Ver Figura 4.2.)



Figura 4.2. Cuenca hidrográfica madre de dios

Fuente: Cartas nacionales MINEDU

El sistema hidrológico en el sector inicia con el río Macusani el mismo que aguas abajo, se conoce como río Ollachea. En el sector de Chacaneque, cambia de nombre a río San Gabán, finalmente se une a un afluente mayor, denominado río Inambari, el cual confluye con el gran río Madre de Dios.

#### 4.2.1.4. Hidrografía local

Desde el punto de vista local, el área de ubicación del túnel Wayrasencca, se encuentra al pie de la serranía del mismo nombre, dentro del valle existe un río principal denominado “Río Ollachea” que corta transversalmente a la estructura

geológica del sector. Además, en ambos lados del sector de estudio, existen dos ríos secundarios permanentes, que atraviesan de forma casi perpendicular, a la entrada y salida de túnel.

El río Cuncurchaca hacia el lado Ollachea, ubicado a 160 m. aproximadamente del portal de entrada del túnel, de caudal moderado y curso permanente. El río Mullupampa, hacia el lado san Gabán, de caudal bajo y curso permanente ubicado dentro el área del proyecto del túnel.

#### **4.2.1.5. Geomorfología**

La geomorfología del área está relacionada directamente con las características tectónicas y geológicas, tanto las condiciones climáticas actuales e indirectamente con la condición climática del pasado, particularmente del Cenozoico Superior. Que impone un dominio montañoso que decrece en altura hacia el este, finalizando en llanura.

### **4.2.2. Marco geológico estructural**

#### **4.2.2.1. Cordillera oriental**

La morfología de la Cordillera Oriental es el resultado de grandes esfuerzos de compresión horizontal del pasado geológico con direcciones noreste – suroeste, que actuaron durante la formación de la cordillera oriental en la denominada orogénesis andina. El resultado final ha sido el plegamiento y fracturamiento de las rocas del paleozoico inferior (ordovícico) hasta el terciario, con la presencia de anticlinales y sinclinales amplios con rumbo noroeste – sureste.

Las serranías regionalmente adoptan geoformas que constituyen un conjunto orográfico estructurado en fajas de sierras y cordones orientados homogéneamente con rumbo sub meridional, pero diferenciados morfológicamente de acuerdo a estilos tectónicos y litologías particulares, con alturas crecientes de oeste a este. El relieve actual que presenta la zona de estudio morfo estructuralmente pertenece a la cordillera oriental, que comprende la serranía que rodea la zona desde Macusani a San Gabán. (ver Figura 4.3)

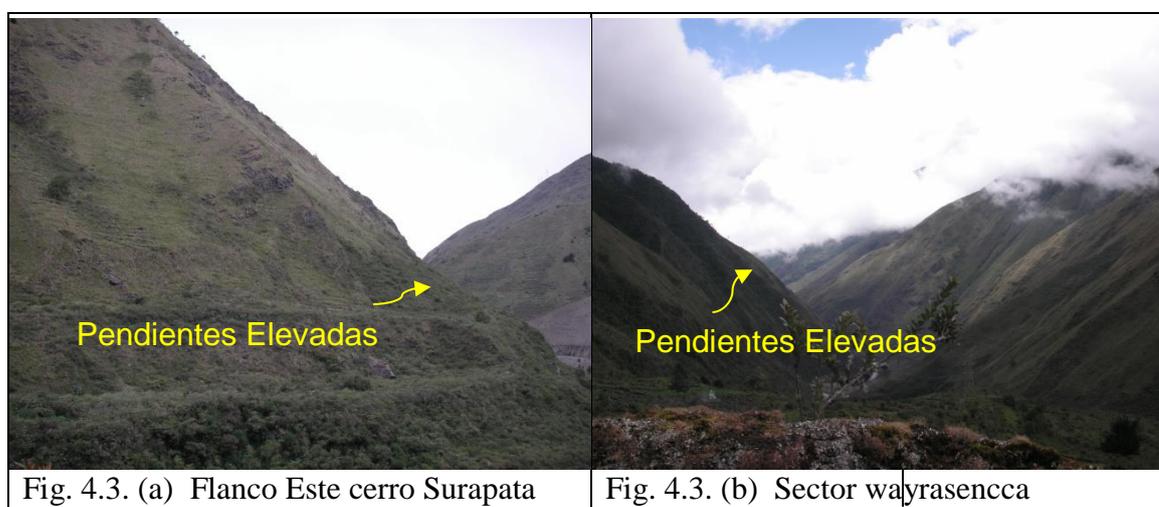


Figura 4.3. Paisaje con geoformas de serranías abruptas

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.2. Faja subandina

La fase tectónica del Mioceno superior generó la Faja Subandina, conocida como Pre-cordillera, conformada por basamentos de rocas sedimentarias mesozoicas y paleozoicas, cubiertas mayormente por el cuaternario aluvial, la vegetación es espesa propia de la selva alta y desarrollada en relieves moderados a abruptos. Esta faja subandina es la parte intermedia entre la cordillera oriental y el llano amazónico, topográficamente viene a constituir las estribaciones más alejadas de la cordillera oriental. Esta unidad está conformada por una estrecha

faja de colinas de relieve moderado, los cauces con escorrentías permanentes y regímenes tipo torrente se inician en las cuencas altas, luego van entregando progresivamente sus descargas a ríos de mayor envergadura. En cada ciclo hidrológico se vienen desarrollando procesos erosivos y colmataciones de materiales aluvionales en volúmenes considerables.

Esta unidad geomorfológica es la que se distribuye ampliamente en la zona de estudio. El resultado de estos procesos son los paisajes actuales, que han conformado geofomas que caracterizan la zona, donde se implantará el túnel Wayrasencca. Se muestra en la Figura 4.4.

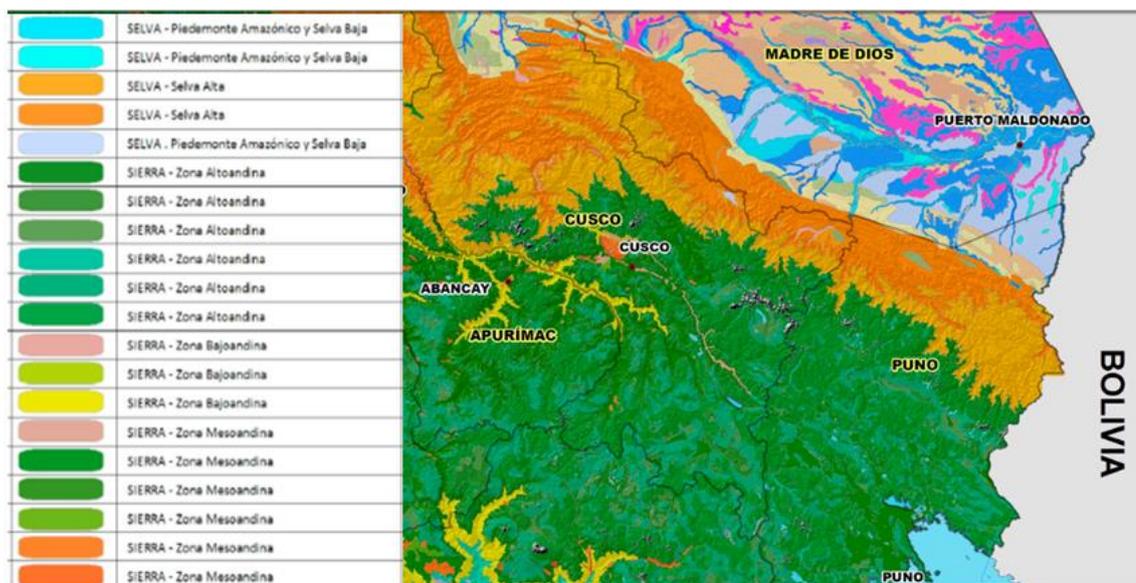


Figura 4.4. Mapa geomorfológico regional

Fuente: Cartas nacionales INGEMMET

#### 4.2.2.3. Geología regional

A continuación, se describen brevemente las características geológicas de las unidades expuestas en el área y en las cercanías de la zona de estudio. Laubacher, G en 1974, dividió la secuencia paleozoica inferior al SE del Perú en tres unidades con un respectivo tiempo propuesto

- Formación Ananea Silúrico-Devoniano
- Formación Sandia Caradociano
- Formación San José Arenigiano-Llanvirniano

Además, atribuyó espesor de 10000 a 15000 metros, a las rocas más antiguas, regionalmente corresponden a secuencia sedimentaria de lutitas y areniscas marinas, afectadas por un metamorfismo epizonal de edad paleozoica, dividida en dos periodos de sedimentación:

Primero, Ordoviciana entre Arenigiano superior y el Caradociano, edad cronoestratigráfica aproximada de 480 M.A. Segundo, Siluro-Devoniano correspondiente al Silúrico inferior y Devónico no diferenciado, edad cronoestratigráfica aproximada de 435 M.A.

También se encuentran en la región, intrusivos con edades comprendidas desde la Era Mesozoica al Periodo Triásico y Jurásico, el primero corresponde al intrusivo, granítico Permo –Triásico, edad cronoestratigráfica aproximada de 250 M.A. y el segundo, al intrusivo Sienita Nefelínica del Jurásico medio (150 M.A.). La influencia de estos cuerpos ígneos ha afectado directamente a rocas sedimentarias circundantes, causando un metamorfismo epizonal de bajo grado (200-450°C). El sector de estudio se encuentra entre los dos cuerpos ígneos, tal como se observa en el mapa geológico regional, en el Anexo 3.

Las unidades geológicas con mayor distribución en la zona, corresponden mayormente a rocas sedimentarias marinas y en menor grado, a rocas metamórficas, principalmente del tipo Metalimolitas, Metacuarcitas (Cuarcitas).

Los suelos o sedimentos no consolidados presentan una distribución más restringida, que se limita principalmente a las laderas de los valles principales de

relieve suave, a los fondos de las quebradas, costados de los ríos y a los bordes de algunas lagunas locales, que tipifican esta región.



Figura 4.5. Imagen satelital del sector de estudio Ollachea – Cerro Wayrasencca

Fuente: Google earth

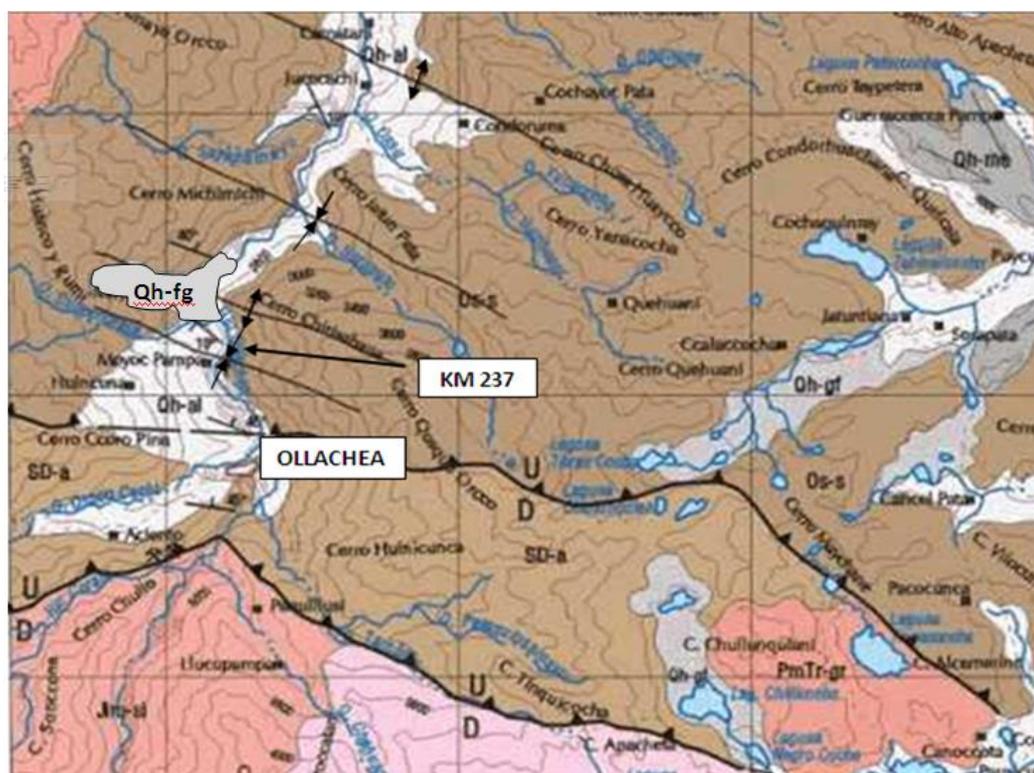


Figura 4.6. Mapa geológico regional. Zona de tectonismo, fallas y plegamientos

Fuente: Cartas nacionales INGEMMET

LEYENDA						
ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES		ROCAS INTRUSIVAS	
			LITOESTRATIGRAFICAS			
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	ALUVIALES	Qh-al		
			DEP. FLUVIO GLACIARES	Qh-fg		
	NEÓGENO	PLEISTOCENO	Morrenas	Qh-		
		PLIOCENO	F.M. Quenamari	M.YAPAMAYO		Np-ya
		MIOCENO		M.SAPANUTA		Nm-sa
PALEÓGENO						
MESOZOICO	CRETÁCICO		INDETERMINADO	K-ind	Jim-si SIENITA NEFELÍNICA  Pmtr-gr GRANITO	
	JURÁSICO					
	TRÍASICO	INFERIOR				
PALEOZOICO	PÉRMICO	SUPERIOR	GRUPO MITU	Ps-mi		
		INFERIOR	GRUPO COPACAB.	Pl-c		
	CARBONÍFERO	PENSILVANIANO	GRUPO TARMA	Cs-t		
		MISSIPIANO	GRUPO AMBO	Ch-a		
	DEVÓNICO	INFERIOR	FM. ANANEA	SD-a		
	SILÚRICO	SUPERIOR				
	ORDOVÍCICO	CARADOCIANO	FM.SANDIA	Ois-s		
LLANDEILIANO						
LLAMVIRNIANO		GRUPO SAN JOSE	Oi-si			
ARENIGIANO						

Figura 4.7. Leyenda geológica regional

Fuente: Cartas nacionales INGEMMET

#### 4.2.2.4. Actividad tectónica

Los plegamientos, deformaciones, diaclasamientos, fallas y otros, que ha sufrido el macizo rocoso debido a los procesos tectónicos de compresión horizontal y la mecánica del plegamiento de tipo flexura, han formado fracturas

de tensión y algunas fallas gravitacionales, así como deformación de los estratos homogéneos, durante el plegamiento.

#### **4.2.2.5. Actividad no tectónica**

Entendemos por procesos no tectónicos aquellos que no están directamente relacionados con movimientos dentro de la corteza terrestre. Los resultados, de este proceso son principalmente remociones en masa de materiales no consolidados cerca la superficie bajo la influencia de la gravedad y saturación de los suelos.

Los relieves topográficos establecidos inicialmente por la geología en el área (paleorelieves), fueron posteriormente cubiertos por depósitos cuaternarios, los mismos actualmente son afectados por procesos geodinámicos, relacionados principalmente a corrientes o filtraciones de agua ocasionando derrumbes y deslizamientos principalmente en taludes escarpados.

#### **4.2.2.6. Diaclasas**

Los afloramientos rocosos en el área están generalmente diaclasados, en direcciones determinadas, formando sistemas de discontinuidades, los mismos que convencionalmente fueron denominados K1, K2 y K3, siendo K1 plano principal de estratificación, la dirección principal de las inclinaciones de este plano es NW-SE. En el caso del sistema de diaclasas K2 la dirección preferencial de los planos es NE-SW y el sistema K3 tiene sus planos orientados al SW - SE.

#### **4.2.2.7. Fallas**

En la zona de estudio, existen dos fallas regionales de tipo gravitacional inversa. La primera se observa claramente, en el sector de Ollachea, km 234+360

donde están en contacto dos unidades formacionales, la Fm. Sándia sobre la Fm. Ananea y la otra en el km 231+530 pone en contacto la Fm. Ananea sobre el cuerpo ígneo, con movimiento diferencial, la característica esencial de las fallas y rasgos distintivos tales como alineamientos regionales, milonita y diques que prueban concluyentemente la existencia de falla. (Ver Figura 4.8)

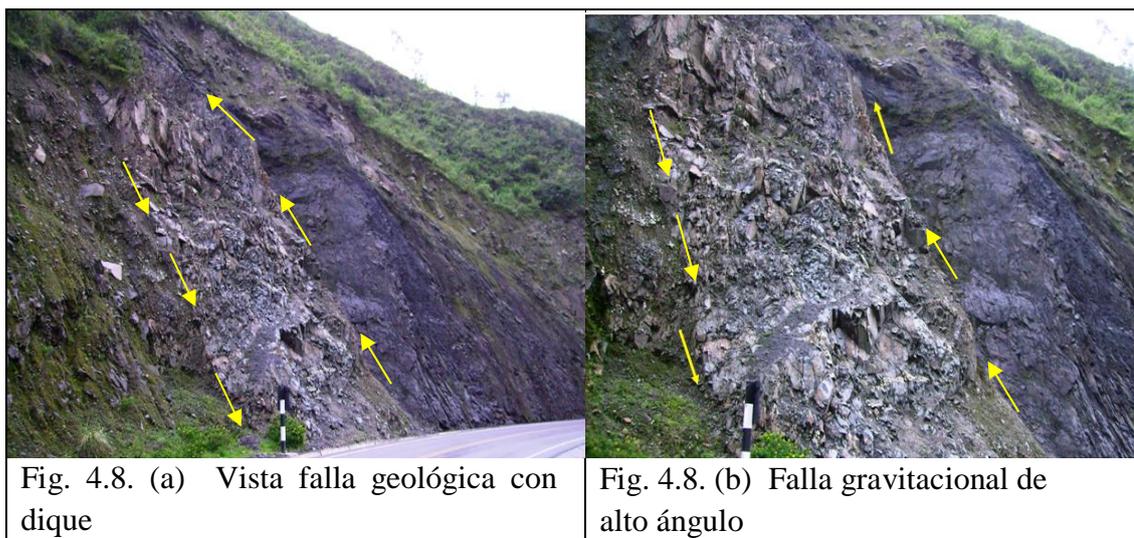


Fig. 4.8. (a) Vista falla geológica con dique

Fig. 4.8. (b) Falla gravitacional de alto ángulo

Figura 4.8. Falla geológica regional km 234+360

Fuente: Elaboración propia

En general, la mayoría de las fallas existentes en la zona son de tipo inverso y se deben a procesos tectónicos de compresión, de alzamiento de la Cordillera Oriental.

Las fallas gravitacionales de alto ángulo, ya descritas con movimiento sub vertical, de alcance regional, se encuentran en el plano de Perfil Geológico Regional en el Anexo 4, del estudio del sector Wayrasencca.

Es necesario aclarar, que el perfil geológico regional se ha dibujado de acuerdo al mapa geológico regional cuadrángulo Ayapata – INGEMMET 1997, la estructura geológica anticlinal en la zona de estudio, km 237+700 localmente

no es posible identificar, razón por esta el plano geológico local, en el Anexo 16 no conserva tal estructura.

#### 4.2.2.8. Riesgos geológicos

Para la identificación de los riesgos geológicos se ha efectuado la revisión de antecedentes disponibles, incluyendo antecedentes virtuales (fotografías), las cuales se pueden apreciar en el Anexo 6, la cartografía geológica a escala regional o local y la individualización de las áreas de peligros geológicos reconocidos durante la etapa de construcción de la carretera. Se expone la información relacionada con las zonas de peligros geológicos y naturales observados a lo largo del trazado de las obras del proyecto. La posible evolución de estos peligros geológicos y naturales debe ser monitoreada a medida que se realicen los trabajos de construcción del sector crítico.

Los riesgos detectados están relacionados a peligros naturales, principalmente a:

- Eventos de flujos aluvionales, debido a elevadas crecidas de los ríos y principales quebradas involucrados en el área de proyecto, como el Río Ollachea y las quebradas Cuncurchaca y Mullupampa.
- Procesos de inestabilidad de laderas y taludes altos con deslizamientos, flujos, derrumbes, caída de bloques, eventuales remociones en masa que puedan producirse como resultado de la saturación de los materiales en épocas de lluvias y por posible actividad sísmica en la zona.
- Eventuales reactivaciones de fallas geológicas regionales, producto del marco sismo tectónico de la región.
- Hidrogeología; posibilidad de encontrar aguas subterráneas en las excavaciones.

- Se incluyen aquí otros peligros naturales de origen hidrometeorológico, tales como tormentas eléctricas, vientos, entre otros.

### **4.2.3. Marco geológico del túnel**

#### **4.2.3.1. Litoestratigrafía**

Las rocas que afloran en el perímetro del área de estudio corresponden al basamento que infrayace, al depósito Fluvio Glaciar donde se implantara la obra subterránea. Estas rocas pertenecen a secuencias sedimentarias y metamórficas. Están compuestas por la siguiente litología:

- Rocas Sedimentarias: Areniscas y Pelitas
- Rocas Metamórficas: Metalimolitas y Metacuarcitas (Cuarцитas)

En general el conjunto de las Metalimolitas están compuestas de grano fino (textura afanítica) de color gris claro, con lajeamiento y contenido de pirita en algunos casos. Las otras rocas, Areniscas y Meta-Areniscas presentan colores gris oscuro a gris claro (textura fanerítica). La roca predominante en el área de estudio es la Metalimolita y Metacuarcita.

#### **4.2.3.2. Cuaternario**

De acuerdo a los mapas geológicos regionales el área donde se implantará el túnel Wayrasencca, está compuesta, por un extenso depósito Fluvio Glaciar del Cuaternario (Aprox 1,8 millones de años).

El material de cobertura está conformado por bloques angulosos de rocas, sedimentarias y metamórficas de Metalimolitas y Metacuarcitas. Envueltas en

matriz limo arenosa o limo arcillosa. El conjunto de este material corresponde al flanco izquierdo (W) del valle con pendientes mayores a 45 °

Los depósitos coluviales, fluvio glaciares y terrazas aluviales, pueden ser observados a lo largo de todo el proyecto carretero, cubriendo en general, a rocas del Paleozoico, Mesozoico y el Terciario. Estos depósitos pueden alcanzar espesores considerables en algunos sectores, dependiendo de la morfología del terreno. (Ver Tabla 4.3)

Tabla 4.3. Resumen estratigráfico del área del túnel Wayrasencca

<b>Cuaternario (Q)</b>	<b>Qh-al</b>	Depósitos Aluviales (Bloques, gravas, arenas y material fino)
	<b>Qh-fg</b>	Depósito Fluvio Glaciar (Mezcla de bloques, gravas, arenas, limos arcillas con distribución heterométrica de bloques).
	<b>Qh-m</b>	Depósitos Morrénicos (Mezclas de gravas, arenas limos, arcillas y bloques)

Fuente: Cartas Nacionales INGEMMET

#### 4.2.3.3. Hidrogeología

La región donde se implantará el túnel está expuesta a intensa precipitación pluvial que supera los 2200 mm al año, y una parte importante de estas aguas se infiltra constituyendo la napa de aguas subterráneas.

Las quebradas principales involucradas en el sector de la zona de estudio son: El río Concurchaca – hacia el lado Ollachea y el río Mullupampa hacia el lado San Gabán. Las aguas de estos ríos drenan hacia el río principal Ollachea experimentando importantes variaciones de nivel, según el caudal que escurre en ocasiones de prolongadas épocas de lluvias estacionales. A continuación se describe las quebradas por separado de acuerdo a su influencia en la zona de estudio.

#### 4.2.3.4. Quebrada Concurchaca

Ubicada en el km 237+350, río permanente de amplia cuenca de aporte, de caudal considerable (estimado  $>500$  l/s) en periodo de lluvias. En la parte superior del río existe actualmente un vivero de la empresa minera Kuri Kullu, personal de esta empresa, desvió las aguas para riego hacia la ladera del cerro Wayrasencca, lo que origino infiltraciones en el sector. Las filtraciones que se observan en el talud de corte frontal de la carretera, es muy posible que sean el producto de esa infiltración, que abarca 150 metros de longitud y donde el nivel freático se observa nítidamente en el talud, de manera permanente. (Ver Figura 4.9)

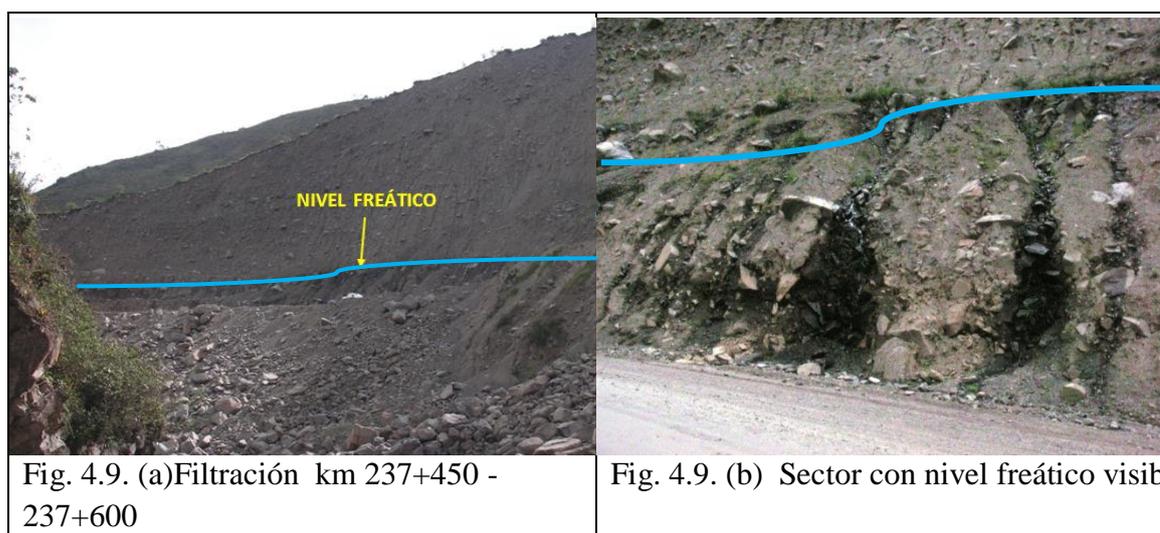


Fig. 4.9. (a) Filtración km 237+450 - 237+600

Fig. 4.9. (b) Sector con nivel freático visible

Figura 4.9. Vista nivel freático entrada túnel Wayrasencca

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3.5. Quebrada Mullupampa

Quebrada con cuenca amplia observada en la imagen satelital, de alta pendiente y flujo permanente, posiblemente alimenta los cursos de agua denominados como quebrada 1 y 2 ubicados en el sector del Portal de Salida. La principal característica de este río es que fluye por encima del cerro Wayrasencca,

aproximadamente a 150 m antes de la salida del túnel saturando el depósito Fluvio glaciario desde la parte alta del cerro.

En general, el nivel de aguas subterráneas tiene una gradiente que coincide con el drenaje superficial, pero con pendiente mucho más suave, con profundidades máximas estimadas en los sectores de divisorias de laderas principales, de hasta unos 60 m y con 30 m y 10 m de profundidad. Estas profundidades están corroboradas por niveles de filtración de flujos considerables, a lo largo del talud de corte, sobre la carretera actual.

Con todos los datos obtenidos y observaciones en terreno durante el mapeo geológico, se ha realizado una estimativa del nivel freático, en el eje del túnel corte geológico-geotécnico longitudinal Anexo 14. El Nivel Freático es un nivel transitorio que se forma en el contacto entre el material fluvio Glaciario y la roca, tiene espesores variables dependiendo de la época, en lluvias es mayor. En el contacto entre el material fluvio glaciario y la roca existe una capa de material arcilloso.

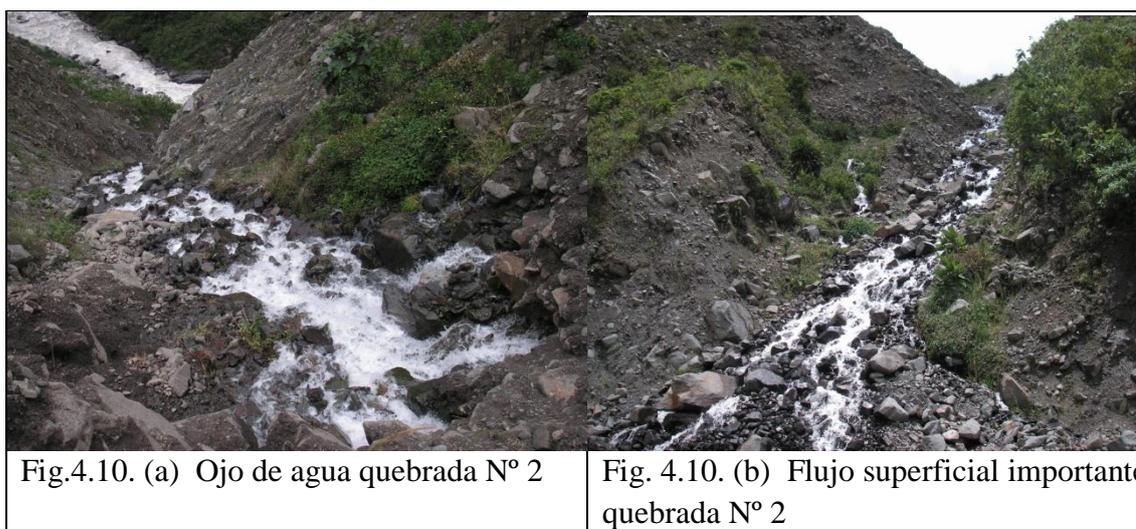


Fig.4.10. (a) Ojo de agua quebrada N° 2

Fig. 4.10. (b) Flujo superficial importante quebrada N° 2

Figura 4.10. Nivel freático quebrada N° 2 salida túnel Wayrasencca

Fuente: Elaboración propia

Conociendo los parámetros geotécnicos de las rocas, de la Formación Sándia, es posible concluir: Que las rocas suelen ser impermeables en profundidades mayores a 100 m, es importante que el trazado del túnel este a este nivel, aun así, durante la excavación, es posible atravesar rocas fracturadas con filtraciones menores. En el cruce de zonas de falla y/o de cizalle relevantes, aflorarán mayores caudales de aguas subterráneas, de manera concentrada y en caudales importantes.

### Aforo de Caudales

En el punto km 237+600 sobre la senda al ingreso de la alcantarilla, lado del Portal de Ingreso túnel, se realizó un aforo de las filtraciones que ocurren en el sector del km 237+450 al 237+600, con resultado de  $Q= 0.23 \text{ m}^3/\text{min}$  en periodo de lluvias.

En el sector próximo al Portal de Salida del Túnel, en el km 238+100, en las quebradas 1 y 2 se midió el caudal por el método del flotador. En periodo de lluvias, se obtuvo un caudal aproximado de  $Q= 16.58 \text{ m}^3/\text{min}$ . (Ver Figura 4.11)



Figura 4.11. Nivel freático quebrada N° 2 salida túnel Wayrasencca

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO V

### EXPOSICIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 5.1. Caracterización estructural

##### 5.1.1. Descripción geológico - geotécnica

El material de dominio en el sector está conformado en mayor proporción por el depósito fluvio glaciar de edad Holocénica, de aproximadamente 1100 metros de longitud frontal, 150 metros de altura y 500 metros de longitud lateral. Este material supra yace a rocas metamórficas, Paleozoicas (Ordovícico Superior) de la formación Sandia.

La descripción que se realiza a continuación a través de las estaciones geotécnicas y geomecánicas está relacionada y reflejada en el perfil longitudinal sobre el eje del túnel, Anexo 14, cuya información se obtuvo mediante observaciones y mapeo geomecánico en terreno, tanto en afloramientos rocosos circundantes al área, como en el material fluvio glaciar de cobertura.

##### 5.1.1.1. Estación geotécnica PE-S1 (portal de entrada)

Corresponde al tramo km 237+540 – 237+700. En el frente del Portal de Ingreso del Túnel Wayrasencca, se observa una mezcla de material grueso y fino, con distribución heterogénea de bloques sub angulosos mayores a un metro de

diámetro, que, en algunos casos, llegan hasta 3.0 m. estos, se encuentran inmersos en matriz gravosa-arcillosa, el conjunto del material y sus características indican, un origen Fluvio Glaciar. Posterior a este entra en un contacto de transición de suelo a roca tipo V, se detalla más a continuación.

### **Contacto suelo - roca**

El depósito fluvio glaciar en la entrada del túnel abarca 160 m aproximadamente, a partir del km 237+700 el túnel está emplazado en roca tipo V, posterior al contacto, en las siguientes estaciones geomecánicas R1, R2, R3, R4 y R5. Se describe la roca, de acuerdo al criterio de correlación, tomando muy en cuenta los afloramientos rocosos existentes en la ladera frente a la del túnel.

#### **5.1.1.2. Estación geomecánica R-1**

Corresponde al tramo km 237+700 – 237+790 (Roca clase V). Sector de 90 m. de longitud a nivel del túnel con cobertura media de 108 m en la progresiva km 237+745. Para mayor comprensión se ha analizado la cobertura media, que conforma dos unidades geológicas, que a continuación se describe de abajo hacia arriba:

- Unidad inferior compuesta por roca clase V, muy fracturada, fuertemente meteorizada, que alcanza 34 m. de espesor sobre el túnel. Se estima que el nivel freático se encuentre muy próximo al contacto suelo/roca clase V.
- Unidad superior de 74 m. de espesor, corresponde al depósito Fluvio Glaciar ya descrito anteriormente.

Estas dos unidades de análisis son detalladas gráficamente en el Anexo 16 que muestra un plano geológico con los diferentes tipos de litología emplazados en el túnel.

### 5.1.1.3. Estación geomecánica R-2

Corresponde al tramo km 237+790 – 237+950 (Roca clase IV-III). Este tramo está caracterizado por poseer la mayor cobertura sobre el túnel, alcanzando 130 metros de altura en la progresiva 237+870.

La cobertura está conformada por tres unidades geológicas definidas por estudios geofísicos, sondeos y observaciones en terreno durante el mapeo geológico–geomecánico. Se describen las unidades correspondientes de acuerdo al orden de sedimentación:

- Unidad inferior: El túnel se encuentra emplazado en roca clase IV-III, por encima de la excavación se tiene un recubrimiento de 5m de esta misma roca compuesta de metalimolitas e intercalando en bancos mayores a un metro, con metacuarcitas moderadamente fracturadas y tres familias de diaclasas bien definidas (K1, K2 y K3).
- Unidad media: Roca clase V muy fracturada y meteorizada de aproximadamente 65 metros de espesor. Sector compuesto de una secuencia de metalimolitas fracturadas, intercaladas con algunos niveles esporádicos de roca metacuarcita alterada, que corresponden a zona de meteorización incipiente en superficie.
- Unidad superior: Formada por depósitos fluvio glaciares de hasta 80 metros de espesor, descrito anteriormente.

### 5.1.1.4. Estación geomecánica R-3

Corresponde al tramo km 237+950 – 237+990 (Roca clase II). De acuerdo al perfil transversal Anexo 15, que atraviesa el tramo, es posible que el túnel esté emplazado en roca clase II, ubicándose a 140 metros de distancia del eje actual de la senda.

La cobertura en el sector alcanza 110 m, en la progresiva km 237+970, se describen cuatro unidades geológicas, de acuerdo a sus características:

- **Unidad 1 (Roca clase II)**

De la interpretación geológica-geomecánica del sector, es posible asumir la existencia de roca clase II, la descripción corresponde a los afloramientos existentes a nivel del río Ollachea, con roca metacuarcita moderadamente fracturada formando bancos mayores a dos metros, intercalando con metalimolitas de color gris, con tres planos de diaclasas bien definidos, de acuerdo a las siguientes mediciones realizadas en formato dip/dip direction:

- K1 67°/94° (plano de estratificación) dirección de hundimiento SE
- K2 60°/275° (plano secundario diaclasa) dirección de hundimiento NW
- K3 70°/183° (plano tercer orden diaclasa) dirección de hundimiento SW

- **Unidad 2 (roca clase IV-III)**

La roca clase IV-III tiene espesor aproximado de 8 metros y está constituida por la alternancia de roca metalimolita y algunos niveles de metacuarcita moderadamente fracturada y alterada, de color gris a marrón.

- **Unidad 3 (roca clase V)**

El espesor de 55 metros en roca clase V es importante, por exhibir amplio dominio en el tramo, afectado por la meteorización superficial que ha alcanzado una profundidad considerable, la unidad está formada por rocas alteradas de metalimolitas y cuarcitas muy fracturadas.

- **Unidad 4 (fluvio glaciar)**

El depósito fluvio glaciar de 55 metros de espesor, en el tramo citado y sus alrededores, presenta, características notables de un proceso fluvio/glaciar, exhibiendo formas cóncavas de pseudo estratificaciones que, caracterizan los depósitos de derrubios estratificados, formando así colinas o montículos estratificados, observados en el talud de corte y que es una muestra tangible de un depósito de origen fluvio glaciar.

#### **5.1.1.5. Estación geomecánica R-4**

Corresponde al tramo km 237+990 – 238+110 (Roca clase IV-III). Tramo de 120 metros de longitud, involucra la quebrada 2, que nace en la parte alta, muy próxima a la ceja del cerro Wayrasencca, la quebrada posee flujo permanente, que en periodo de lluvias incrementa considerablemente su caudal. Nace en dos ojos importantes, donde se ha creado una quebrada profunda por erosión retrograda hasta el nivel actual, es necesario notar que el proceso de erosión se encuentra activo.

El túnel que se proyectó en el sector, con referencia desde la senda actual, se encuentra aproximadamente a 100 metros hacia el macizo en la progresiva 238+040 eje túnel. En el sector de la quebrada, se ha analizado la posible influencia de los siguientes parámetros que podrían afectar el lugar, como la: infiltración, cobertura y calidad del material.

La cobertura sobre el túnel en la quebrada 2 tiene aproximadamente 70 metros de espesor, conformada por tres unidades geológicas y además localizada en roca clase IV-III con recubrimiento de 2 metros, en roca clase V 40 metros aproximadamente.

Es importante indicar, que la unidad geológica superior fluvio glaciar, de 28 metros de espesor, contiene importante flujo de agua permanente, cerca de la superficie, por lo que seguramente en este tramo se va a tener mucha filtración de agua en el túnel lo que requerirá la adopción de algunos tratamientos especiales de impermeabilización durante las excavaciones y para la operación.

#### **5.1.1.6. Estación geomecánica R-5**

Corresponde al tramo km 238+110 – 238+255 (Roca clase V). Tramo analizado considerando parámetros como la profundidad de la quebrada 1, el contenido del caudal considerable, la cobertura de 52 metros de espesor en el sector más crítico, formado por dos unidades geológicas y túnel emplazado en roca clase V.

El manejo de aguas superficiales y de infiltración en el sector de las dos quebradas es muy importante. De ello dependerá el éxito de la implantación de la obra subterránea.

Además, se observó, que en la parte inferior del macizo se encuentra el basamento rocoso clase IV-III con tres familias de diaclasas bien definidas, con alteración moderada, por encima roca clase V en zona meteorizada, muy fracturada.

#### **5.1.1.7. Estación geotécnica S-2 (Portal de salida)**

Corresponde al tramo km 238+255 – 238+285 (Depósito Fluvio glaciar). El Portal de Salida, en su totalidad está conformado depósito fluvio glaciar, de manera general en este flanco izquierdo, se ha observado con claridad, que el material fluvio glaciar se encuentra directamente apoyado al macizo rocoso, de

acuerdo a las geo formas del sector. Es posible, que el contacto suelo roca este muy próxima al eje del túnel.

### **5.1.2. Análisis estructural del área del túnel Wayrasenca**

Con todos los datos obtenidos en terreno (ver Anexo 5), se inicia el análisis estructural, correspondiente a mediciones de planos de discontinuidad de diaclasas, tomadas directamente, en formato Dip/Dip Direction, desde los afloramientos del macizo rocoso, del área circundante al túnel. Los datos fueron procesados con el software DIPS de la firma RocScience.(Ver Anexos 7 y 8).

Los resultados obtenidos de los análisis realizados, reflejan las estructuras geológicas que afloran en el área, que circunda al túnel.

#### **5.1.2.1. Estructuras mayores**

Como estructuras mayores se han considerado al plano principal K1 de estratificación, el cual conforma los anticlinales y sinclinales de la región. También se considera a las fallas regionales que atraviesan el área de Ollachea.

#### **5.1.2.2. Estructuras menores**

Se consideran a los planos K2 y K3, sistemas de fracturas menores totales medidos en la zona del proyecto.

Las mediciones efectuadas reflejaron en los afloramientos del área, 360 mediciones en total, tres planos representativos de la recta del túnel, del tramo km 237+800 – km 238+050. Los resultados obtenidos por el programa DIPS para los planos de discontinuidad del sector del túnel en tangente, se presentan en la Tabla 5.1, además del Anexo 9.

Tabla 5.1. Sistema de fracturas menores y mayores del tramo km 237 + 700 al km 238 + 050, sector túnel en tangente

Sistema	Dip/Dip-Dir	Rumbo/Buzamiento	Número de Mediciones
Sistema 1	33°/101°	11°/33° SE	360
Sistema 2	25°/276°	186°/25° NW	
Sistema 3	18°/26°	116°/18° NE	

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 5.1 y del Anexo 9, las discontinuidades correspondientes a las diaclasas menores y al plano de estratificación del área estudiada, se describe la interpretación más importante relacionada, a la excavación del túnel emplazado en roca:

De acuerdo a las concentraciones de polos, para cada caso se define la tendencia preferencial de orientación aproximada de los planos:

- K1 = N11°E – S33°E.
- K2 = N6°E – N25°W
- K3 = S64°E – N18°E.

En el Anexo 9 existe un sistema, con buzamiento sub–horizontal (K3) con rumbo NW, que intercepta sub perpendicular al eje del túnel, combinando con los planos K1 y K2 que posiblemente generen cuñas, en la bóveda durante la excavación.

De acuerdo a la posición del eje del túnel Wayrasencca que está prácticamente hacia el norte, si la excavación inicia por el lado Ollachea, el frente de excavación se torna desfavorable en esta posición, siendo responsable el plano K3 que controla la caída de cuñas en ese sentido, más aun, el riesgo es mayor, por la formación de cuñas en la corona por la combinación de los tres planos.

En el Anexo 9c, el rumbo de los sistemas de diaclasamiento principales (K1 y K2) interceptan de forma sub paralela al rumbo del túnel, por lo que eventualmente representarían una orientación estructural favorable en ambos hastiales del túnel, pero desfavorable en la bóveda, formando cuñas tipo rombo, controlando las dimensiones del bloque por el plano K3. Es necesario evaluar todos los planos para así determinar qué tan perjudicial resulta esta orientación preferencial.

De acuerdo al Anexo 9a y 9b, la concentración de puntos se encuentra bien definida porcentualmente y se observa poca dispersión. En resumen, se encuentran bien acentuados los polos, entonces, los problemas de estabilidad al atravesar el túnel con rumbo NE, los sistemas de diaclasas y fallas menores, afectarían preferentemente en la bóveda. Estas estructuras (Ver Tabla 5.2), tendrán una mayor incidencia en zonas poco profundas o de baja cobertura, donde los procesos de meteorización y los rellenos arcillosos podrían ser más frecuentes.

Tabla 5.2. Sistema de fracturas menores y mayores del tramo km 238 + 050 al km 238 + 300, sector túnel en curva

Sistema	Dip/Dip-Dir	Rumbo/Buzamiento	Número de Mediciones
Sistema 1	21°/99°	9°/21° SE	90
Sistema 2	17°/271°	181°/17° NW	
Sistema 3	15°/20°	110°/15° NE	

Fuente: Elaboración propia

De los datos representados en la Tabla 5.2, con un total de 90 mediciones, se eligen 3 sistemas para el ploteo de las proyecciones de los círculos máximos, para analizar la relación existente entre el eje del túnel y los planos correspondientes, siempre con referencia al norte, como también al eje de túnel.

Todas las proyecciones correspondientes a las diaclasas y/o fracturas menores, incluido el plano de estratificación del área del túnel, son tomadas en cuenta para la interpretación en este caso con el cambio de rumbo del eje túnel.

Las proyecciones estereográficas sobre el plano ecuatorial del círculo máximo están representadas en el Anexo 10b, en forma de puntos concentrados.

- $K1 = N9^{\circ}W - S21^{\circ}E$
- $K2 = N1^{\circ}E - N17^{\circ}W$
- $K3 = S70^{\circ}E - N15^{\circ}E$

En el Anexo 10, el sistema de planos intercepta sub perpendicular al eje del túnel, combinando con los planos (K1, K2 y K3) la posibilidad de generación de cuñas, es inminente en la bóveda durante la excavación, siendo responsables en este caso. Con la posición del eje del túnel siguiendo un rumbo  $50^{\circ}$  NE los tres sistemas presentan planos desfavorables.

En el Anexo 10c, el rumbo de los sistemas de discontinuidad principales (K1 y K2) interceptan de forma sub perpendicular al eje del túnel, el cambio de dirección afecta considerablemente a la estabilidad de las cuñas en esta nueva posición, es posible la existencia de sobre excavaciones en la bóveda y el hastial del lado derecho. De acuerdo al Anexo 10a, la concentración de puntos se encuentra bien definida porcentualmente.

## 5.2. Caracterización geotécnica

En el caso particular del sector Wayrasencca, al tratarse de un depósito fluvio glaciar muy amplio y de gran espesor no se puede ver roca aflorante en las cercanías al trazado del túnel, salvo en orillas de río Ollachea, en la parte superior

del macizo o en la ladera opuesta. Por consiguiente, se ha procedido a realizar un trabajo minucioso de interpretación geológica, para contar con la mayor cantidad de datos que permitan una mayor aproximación de la situación geológica y geomecánica en el desarrollo del trazado del túnel.

### **5.2.1. Estudios geotécnicos en suelo**

#### **5.2.1.1. Excavación de trincheras**

Consistió en la realización de la excavación de forma manual de 5 trincheras, con la finalidad de obtener valores de algunos parámetros que interesan para el estudio de estabilidad del proyecto. (Ver Anexo 11)

La excavación de trincheras se realizó en las siguientes progresivas del trazado que seguía el camino existente.

- T2 km 238+000 profundidad 4 m no hay agua.
- T4 km 237+635 profundidad 4 m no hay agua.
- TN-01 km 237+640 profundidad 2 m no hay agua.
- TN-02 km 238+138 profundidad 2 m no hay agua.

De estos puntos investigados, los que más nos interesan por estar en las cercanías a los portales del túnel son los siguientes:

- T4 ubicado en la cercanía del portal de entrada al túnel, y el
- T2 ubicado lo más próximo al portal de salida del túnel.

#### **5.2.1.2. Ensayos de clasificación**

Con las muestras inalteradas obtenidas en las trincheras, se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas, consistentes

en: análisis granulométrico por tamizado, límites de Atterberg, contenido de humedad.

Los resultados obtenidos son los que siguen:

T4: km 237+635, profundidad 4 m, no hay agua

- Índice de plasticidad 8%
- Granulometría (62% grava, 20% arena, 18% finos), hum 5.6%
- Clasificación AASHTO: A-2-4 (0)
- Clasificación SUCS: GC (gravas arcillosas con arena)

T2: km 238+000, profundidad 4 m, no hay agua

- Índice de plasticidad NP
- Granulometría (60% grava, 20% arena, 20% finos), hum 6.8%
- Clasificación AASHTO: A-1b (0)
- Clasificación SUCS: GM (gravas limosas con arenas).

M-3 (TN-1): profundidad 2 m, no hay agua.

- Índice de Plasticidad 9%.
- Granulometría (54% grava, 22% arena, 24% finos), hum 4.9%.
- Clasificación AASHTO: A-2-4 (0).
- Clasificación SUCS: GC (grava arcillosa con arena).

M-4 (TN-2): profundidad 2 m, no hay agua

- Índice de Plasticidad 6%.
- Granulometría (60% grava, 16% arena, 24% finos), hum 5.1%.
- Clasificación AASHTO: A-1b (0).
- Clasificación GC-GM (grava arcillo limosa con arena).

### 5.2.1.3. Ensayo de densidad

Con el fin de conocer la densidad natural del material que conforma el talud, se realizaron ensayos para determinar la misma, los resultados obtenidos son:

T4: km 237+635, profundidad 4 m, no hay agua

- Densidad natural =  $1860 \text{ kg/m}^3$
- Humedad natural = 9.0 %
- Densidad Seca =  $1710 \text{ kg/m}^3$

T2: km 238+000, profundidad 4 m, no hay agua

- Densidad natural =  $1870 \text{ kg/m}^3$
- Humedad natural = 5.6 %
- Densidad Seca =  $1770 \text{ kg/m}^3$

M-3: profundidad 2 m, no hay agua.

- Densidad húmeda =  $2280 \text{ kg/m}^3$
- Humedad natural = 9.9 %
- Densidad seca =  $2075 \text{ kg/m}^3$

M-4: profundidad 2 m, no hay agua.

- Densidad natural =  $2120 \text{ kg/m}^3$
- Humedad natural = 9.8 %
- Densidad Seca =  $1931 \text{ kg/m}^3$

### 5.2.1.4. Ensayos de corte directo

Se realizó en una muestra extraída de la trinchera ubicada en las cercanías del emboque de salida del túnel.

Los parámetros de resistencia obtenidos son los siguientes:

T2: km 238+000, profundidad 4 m no hay agua

- Esfuerzo cortante 0.5, 1 y 2 kg/cm<sup>2</sup>
- Cohesión 0.02 kg/cm<sup>2</sup>
- Angulo de fricción 33.65°

M-3: profundidad 2 m, no hay agua.

- Esfuerzo cortante 1, 2 y 4 kg/cm<sup>2</sup>, humedad 9.9%
- Cohesión 0 kg/cm<sup>2</sup>
- Ángulo de fricción 35°

M-4: profundidad 2 m, no hay agua.

- Esfuerzo cortante 1, 2 y 4 kg/cm<sup>2</sup>, humedad 9.1%.
- Cohesión 0.6 kg/cm<sup>2</sup>.
- Ángulo de fricción 37.5°.

## 5.2.2. Estudios geotécnicos en roca intacta

### 5.2.2.1. Ensayo de densidad

Los valores de densidad fueron obtenidos de ensayos de laboratorio, ver Anexo 12, se obtuvo valores de densidad promedio para cada estación geomecánica, Zonas R-1, R-2, R-3, R-4 y R-5.

Se obtuvieron los siguientes valores para cada estación de muestreo.

MR-1: km 237+700

- Densidad Natural húmeda (gr/cm<sup>3</sup>) 2.65
- Densidad Seca (gr/cm<sup>3</sup>) 2.65
- Peso específico aparente (KN/m<sup>3</sup>) 27.15

MR-2: km 237+790

- Densidad Natural húmeda (gr/cm<sup>3</sup>) 2.79

- Densidad Seca ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ) 2.79
- Peso específico aparente ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) 27.34

MR-3: km 237+950

- Densidad Natural húmeda ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ) 2.83
- Densidad Seca ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ) 2.83
- Peso específico aparente ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) 27.72

MR-4: km 237+990

- Densidad Natural húmeda ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ) 2.75
- Densidad Seca ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ) 2.75
- Peso específico aparente ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) 27.22

MR-5: km 238+110

- Densidad Natural húmeda ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ) 2.70
- Densidad Seca ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ) 2.70
- Peso específico aparente ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) 27.53

Los cuales sirvieron para analizar las cuñas subterráneas de roca producidas por las discontinuidades o juntas.

#### 5.2.2.2. Ensayo de corte directo y UCS

A través del ensayo de corte directo se determinó la cohesión y el ángulo de fricción residual, y a través del ensayo UCS (Ensayo de Compresión Simple) la resistencia a la compresión simple. Estos valores determinaron la clasificación del macizo rocoso, determinaron la resistencia de las juntas al corte directo y la resistencia de la roca intacta, posterior se realizó un análisis de cuñas subterráneas de roca producidas por las juntas, con ello se diseñó el sostenimiento adecuado para tales cuñas. Son valores requeridos para realizar el mencionado análisis con el software Unwedge de la firma RocScience.

## MR-1: km 237+700

- Cohesión (Mpa) 0.079
- Ang. de fricción residual(grados) 27.71
- UCS(Mpa) 70.72

## MR-2: km 237+790

- Cohesión (Mpa) 0.082
- Ang. de fricción residual(grados) 27.07
- UCS(Mpa) 71.87

## MR-3: km 237+950

- Cohesión (Mpa) 0.098
- Ang. de fricción residual(grados) 25.77
- UCS(Mpa) 102.80

## MR-4: km 237+990

- Cohesión (Mpa) 0.081
- Ang. de fricción residual(grados) 27.35
- UCS(Mpa) 74.13

## MR-5: km 238+110

- Cohesión (Mpa) 0.080
- Ang. de fricción residual(grados) 27.55
- UCS(Mpa) 71.92

Estos valores determinaron la clasificación del macizo rocoso, tal como se muestra en el Anexo 13, de estaciones geomecánicas.

Como resultado de los trabajos geotécnicos se han elaborado los perfiles geotécnicos que permiten elaborar en definitiva el perfil geológico–geotécnico del túnel que se presenta como plano base para toda la sectorización del túnel.

Es así que se ha llegado a clasificar los siguientes materiales previstos a encontrar durante la excavación del túnel.

- Material fluvio – glaciar (de cobertura),
- Roca muy fracturada (formación Sandia),
- Roca moderadamente fracturada (formación Sandia),
- Basamento rocoso (formación Sandia).

### **5.3. Clasificación de suelo y roca**

Al presentarse un manto de suelo bastante espeso que ha sido identificado como un depósito fluvio glaciar, apoyado sobre lecho rocoso, la clasificación geotécnica del terreno por donde atravesará el túnel Wayrasencca, se la debe dividir en dos sistemas de clasificaciones diferentes, a saber: una de suelo y otra en roca. La clasificación en suelo se muestra a continuación como depósito fluvio glaciar.

#### **5.3.1. Clasificación del depósito fluvio glaciar**

En base a los ensayos realizados en muestras obtenidas de las trincheras excavadas en los taludes de entrada y salida del túnel, se estableció como determinante la clasificación del suelo, dando como resultado gravas arcillosas, gravas limosas, gravas arcillosas con arena, gravas arcillolimosas con arena, esta clasificación se muestra con mayor detalle en el Anexo 11, donde se muestran las propiedades índice y de resistencia de los suelos.

Es así, que, a las capas de suelo presentes en la zona de los portales del túnel, sometidas a ensayos estándar de suelos, se debe complementar el hecho que

existen fuerte presencia de bloques de roca que están inmersos en la matriz de suelo, lo que conforma un conglomerado compacto entre suelo y bloques de roca.

### 5.3.2. Clasificación del macizo rocoso según Nick Barton

Según la clasificación Q de Barton, se obtuvo los siguientes valores para las estaciones geomecánicas:

- R-1 237+700 Q= 0.3 a 0.8 Representa Roca muy mala.
- R-2 237+790 Q= 0.8 a 4.2 Representa Roca mala
- R-3 237+950 Q= 12.8 a 13.1 Representa Roca Buena
- R-4 237+990 Q= 1.9 a 3.1 Representa Roca mala
- R-5 238+110 Q= 1.4 a 4.7 Representa Roca mala

### 5.3.3. Clasificación del macizo rocoso según Z.T.Bieniawski

La evaluación de calidad de macizos rocosos Rock Mass Rating (RMR) es realizada para las estaciones geomecánicas:

- R-1 237+700 RMR total = 27 a 55 Representa Roca Mala
- R-2 237+790 RMR total = 39 a 69 Representa Roca Regular
- R-3 237+950 RMR total = 60 a 77 Representa Roca Buena
- R-4 237+990 RMR total = 41 a 68 Representa Roca Regular
- R-5 238+110 RMR total = 29 a 59 Representa Roca Regular

### 5.3.4. Distribución geotécnica del túnel

Con todos los conocimientos de la geología del sector y el desarrollo de los trabajos de geotecnia, así como de los sistemas de clasificación de macizos rocosos, se procedió a elaborar el perfil geológico geotécnico del tramo que va a atravesar el túnel.

Se ha podido dividir el tramo en grandes unidades nítidamente separadas o diferenciadas, las unidades se muestran en la Tabla 5.3, a continuación.

Tabla 5.3. Valoración del macizo rocoso a lo largo del túnel

Tramo	Unidad litológica	Observaciones
237+540 a 237+700	Depósito Fluvio Glaciar	Suelo (grava arcillosa)
237+700 a 237+790	Roca muy fracturada	Roca clase V (metalimolita)
237+790 a 237+950	Roca fracturada	Roca clase IV–III (metalimolita y metacuarcitas)
237+950 a 237+990	Basamento rocoso	Roca clase II (metacuarcita)
237+990 a 238+110	Roca fracturada	Roca clase IV–III (metalimolitas y metacuarcitas)
238+110 a 238+255	Roca muy fracturada	Roca clase V (metalimolitas)
238+255 a 238+285	Depósito Fluvio Glaciar	Suelo (grava limosa)

Fuente: Elaboración propia

La clasificación con mayor detalle ya ha sido descrita en el Anexo 13, además de los Anexos 14 y 15, donde se puede ver en los planos geológico-geotécnico de diseño.

## 5.4. Diseño del túnel

### 5.4.1. Diseño del túnel en suelo

De acuerdo con la revisión de las informaciones obtenidas de las investigaciones geotécnicas, los mecanismos de inestabilidad que fueron estimados son:

- Carga hidráulica de hasta 20 metros.
- Pérdida de material en el suelo por infiltración.
- Pérdida de capacidad portante del suelo por influencia del agua, y su influencia en la cimentación del marco reticulado, sobre todo cuando se procede a excavar el invert.

- Sobre carga a los elementos de sostenimiento, debido a longitudes de avance sin sostenimiento muy largas.
- Desmoronamiento del suelo, incrementando su potencial con la presencia de agua subterránea.
- Presencia de bloques de roca de gran tamaño, que pueden obligar a realizar voladuras localizadas o el uso de martillo hidráulico para perfilar la sección.

El inicio de la excavación se recomienda realizarla desde el lado San Gabán, para no encontrarse con caudales significativos de agua de infiltración en sentido contrario a la pendiente de la excavación.

#### 5.4.1.1. Sección de la excavación

Para el tramo en suelo se ha seleccionado una sección tipo bóveda, que se muestra en la Figura 5.1.

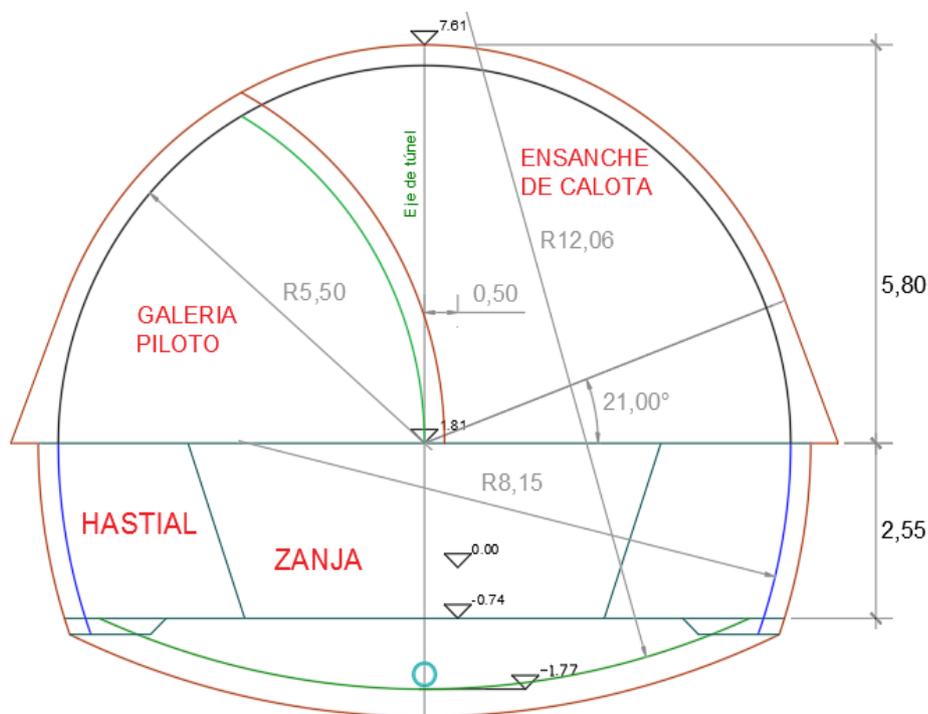


Figura 5.1. Sección típica del túnel en suelo

Fuente: Secciones expediente técnico de túnel

Este límite de sección libre cumple con los requerimientos de gálibo mínimo de proyecto. Esta sección de excavación sería excavada en cuatro fases: Galería Piloto, Calota, Destroza y Solera.

#### 5.4.1.2. Pre dimensionamiento del sostenimiento

Para el pre-dimensionamiento se ha considerado los valores de carga recomendados por Terzaghi.. Para lo cual se efectuó el siguiente procedimiento de cálculo:

**Paso 1.** Se considera una carga básica para roca suelta (suelo):

$$Hp = 0.47 \times (b + h)$$

Donde b: Ancho del túnel

h: Altura del túnel

(Terzaghi, 1946)

Y en un caso extremo de un suelo que está fluyendo (caso extremo):

$$Hp = 1.1 \times (b + h)$$

En el primer caso, para  $b=11,6m$  y  $h=9,7m$ ; obtenemos:

$$Hp = 10.0 m$$

En el segundo caso, se tiene:

$$Hp = 23.4 m$$

Debemos alertar que es muy importante drenar la excavación para evitar el caso extremo de flujo de masas.

**Paso 2.** Se determina la carga vertical de la siguiente manera:

$$Pv = \gamma_{suelo} \times Hp$$

$$Pv = 2.12 \text{ TM}/m^3 \times 10.0m$$

$$Pv = 21.2 \text{ TM}/m^2$$

**Paso 3.** Se determina la carga aplicada sobre un marco reticulado o sobre la longitud de un avance (en este caso el avance máximo es de 1,0 m):

$$\begin{aligned}\omega &= Pv \times \text{avance} \\ \omega &= 21.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.0\text{m} \\ \omega &= 21.2 \text{ TM/m}\end{aligned}$$

**Paso 4.** La fuerza normal se obtiene en función del radio interno (5,3 m) del túnel:

$$\begin{aligned}N &= \omega \times R \\ N &= 21.2 \text{ TM/m} \times R \\ N &= 112.4 \text{ TM}\end{aligned}$$

**Paso 5.** La tensión que actúa sobre la cascara de hormigón lanzado, se obtiene para un ancho de placa de 1 m, con un espesor t:

$$S = \frac{N}{A} < S_{adm}$$

Siendo, el  $S_{adm}$  la tensión de rotura que puede soportar el hormigón lanzado a edades tempranas, por ejemplo 5 MPa (500 TM/m<sup>2</sup>) a las 16 horas que es aproximadamente el tiempo que dura un ciclo de trabajo para esta sección reforzada, entonces:

$$\begin{aligned}t &> \frac{N}{S_{adm} \times 1\text{m}} \\ t &> \frac{112.4 \text{ TM}}{500 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m}} \\ t &> 0.22 \text{ m}\end{aligned}$$

El espesor de sostenimiento mínimo adoptado en esta sección es de 30 cm, que cumple con este requerimiento a priori.

#### 5.4.1.3. Dimensionamiento del enfilage en suelo

El enfilage de la bóveda tiene la función de estabilizar eventuales rupturas locales en la periferia de la excavación. Por lo tanto, su dimensionamiento está en

función de la masa de suelo que tiende a caer, en caso que este no se instale. La carga corresponde aproximadamente a una parábola con una altura de 0,25 veces la luz, de acuerdo con experimentos de Terzaghi.

**Paso 1.** Se considera una luz de 2,0 metros, para avances de 1,0 m más una pérdida eventual de apoyo del enfilage, en las proximidades del frente de excavación. Con esta carga se estima el momento flector del enfilage, el cual se modela como una viga simplemente apoyada y de una longitud ampliada de 1,5 veces la luz correspondiente a la longitud de avance, para que de esta forma se considere el efecto del apoyo elástico del suelo.

$$\sigma = \frac{2}{3} \times 0.25 \times L \times \gamma_{suelo}$$

$$\sigma = \frac{2}{3} \times 0.25 \times 2m \times 2.12 \text{ TM}/m^3$$

$$\sigma = 0.71 \text{ TM}/m^2$$

**Paso 2.** Se calcula la carga distribuida en un ancho de banda de 0,4m que es la separación entre barras.

$$\omega = \sigma \times a$$

$$\omega = 0.71 \text{ TM}/m^2 \times 0.4 \text{ m}$$

$$\omega = 0.28 \text{ TM}/m$$

**Paso 3.** Para encontrar el momento máximo flexionante, se debe tomar en cuenta 1,5 veces más la luz descubierta por el avance.

$$Mm = \omega \times (1.5 \times \text{avance}) \times \frac{2}{8}$$

$$Mm = 0.28 \text{ TM}/m \times \frac{(1.5 \times 1.0 \text{ m})^2}{8}$$

$$Mm = 0.08 \text{ TM} - m$$

**Paso 4.** La sección que satisface estos requerimientos se muestra en la Tabla 5.4, a continuación.

Tabla 5.4. Sección de enfilage adoptado

Diámetro (in)	Diámetro (mm)	A(cm <sup>2</sup> )	Ix (cm <sup>4</sup> )	Zx (cm <sup>3</sup> )
1 1/2	40	4.6	11.7	4.86
2	50	6.7	26,1	10.9

Fuente: Elaboración propia

**Paso 5.** La deflexión en la barra sería calculada como viga simplemente apoyada.

$$d = \left( \frac{5}{384} \right) \times \frac{\omega \times L^4}{EI}$$

$$d = \left( \frac{5}{384} \right) \times \frac{0.0028 \text{ TM/cm} \times (150\text{cm})^4}{2100 \text{ TM/cm}^2 \times 26.1 \text{ cm}^4}$$

$$d = 0.4 \text{ cm}$$

Esto no considera que la barra estará rellena con lechada de cemento y el arriostamiento del suelo, por lo que debe considerarse como un valor conservador.

**Paso 6.** Hacemos una verificación de corte en la barra

$$R = \frac{\omega \times L}{2}$$

$$R = \frac{\omega \times (1.5 \times \text{avance})}{2}$$

$$R = \frac{0.28 \text{ TM/m} \times (1.5 \times 1.0 \text{ m})}{2}$$

$$R = 0.21 \text{ TM}$$

**Paso 7.-** Encontramos el valor de corte requerido.

$$\tau_{req} = \frac{R}{A}$$

$$\tau_{req} = \frac{0.21 \text{ TM}}{6.7 \text{ cm}^2}$$

$$\tau_{req} = 0.031 \text{ TM/cm}^2$$

$$\tau_{req} = 31 \text{ kg/cm}^2$$

Concluimos que es menor a la admisible.

De la misma manera, se ha verificado que la cohesión del material es mayor a la carga entre enfilages, por lo que está garantizado que el material no se desmoronará entre los enfilages transversalmente.

$$\sigma = 0.71 TM/m^2 = 7.1 kPa < Cohesión(20kPa)$$

#### **5.4.1.4. Verificación de las solicitaciones en el sostenimiento y revestimiento**

Siguiendo los criterios del revestimiento tándem, se ha previsto 2 etapas de aplicación de soportes que son el sostenimiento y revestimiento. El sostenimiento es aquel colocado casi inmediatamente después de la excavación en sus diferentes etapas. En cambio, el revestimiento es aquel colocado cuando ya se ha concluido la etapa de excavación y se ha comprobado mediante la instrumentación la estabilidad que proporciona el sostenimiento.

El principio del revestimiento tándem, consiste en que el sostenimiento colocado en el frente de excavación, tiene el objetivo de uniformizar las cargas en la periferia de la excavación, a una distancia de 1.5 D o 15 metros (cuando el macizo ha relajado toda su carga en el revestimiento primario).

El revestimiento secundario, se asume que actuará cuando el sostenimiento primario pierde resistencia en el tiempo (transferencia de cargas 30% de la carga inicial).

#### **5.4.1.5. Sostenimiento adoptado para el túnel en suelo**

Una vez realizado los cálculos y verificaciones requeridas para la sección del túnel en suelo se obtuvo el sostenimiento adoptado para el tramo en suelo que se muestra en el Anexo 18 y en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Tipo de excavación y sostenimiento para túnel en suelo

Clase Suelo Y Sostenimiento		Túnel Wayrasencca
SUELO ZONA DE PORTAL Hasta Alcanzar Cobertura de 2D		<b>TIPO 6a</b>
	Tipo de excavación	calota-destr-solera
	Avance (m)	0,8 – 1,0m c/núcleo de apoyo
	Claro sin ademe	1m máximo
	Hº lanzado (cm)	30 c/f + 20 s/f
	Anclajes	
	Cercha	esp = 0,8 - 1,0m
	Malla	Q295
SUELO		<b>TIPO 6</b>
	Tipo de excavación	calota-destr-solera
	Avance (m)	1,2 - 1,5m
	Claro sin ademe	1,5m máximo
	Hº lanzado (cm)	25 c/f + 5 s/f
	Anclajes	
	Cercha	esp = 1,2 - 1,5m
	Malla	Q295 y Q246

Fuente: Elaboración propia

#### 5.4.2. Diseño del túnel en roca

De acuerdo con la revisión de las informaciones procedentes de otros túneles, los mecanismos de inestabilidad que fueron estimados son:

- Inestabilidad de cuñas formadas por discontinuidades, dos familias K1 y K2 sub paralelas al rumbo del túnel y que se abren respecto al orificio, además están cortados por una familia K3 que les da la forma de rodajas inestables;
- Solicitaciones y/o perturbaciones dinámicas por efecto de la voladura;
- Debilitamiento de la Calota y de los Hastiales si se produjera mala práctica de voladura.

##### 5.4.2.1. Sección de excavación

Para el tramo en roca se ha seleccionado una sección tipo herradura, cumple con los requerimientos de gálibo mínimo del proyecto. (Ver Figura 5.1)

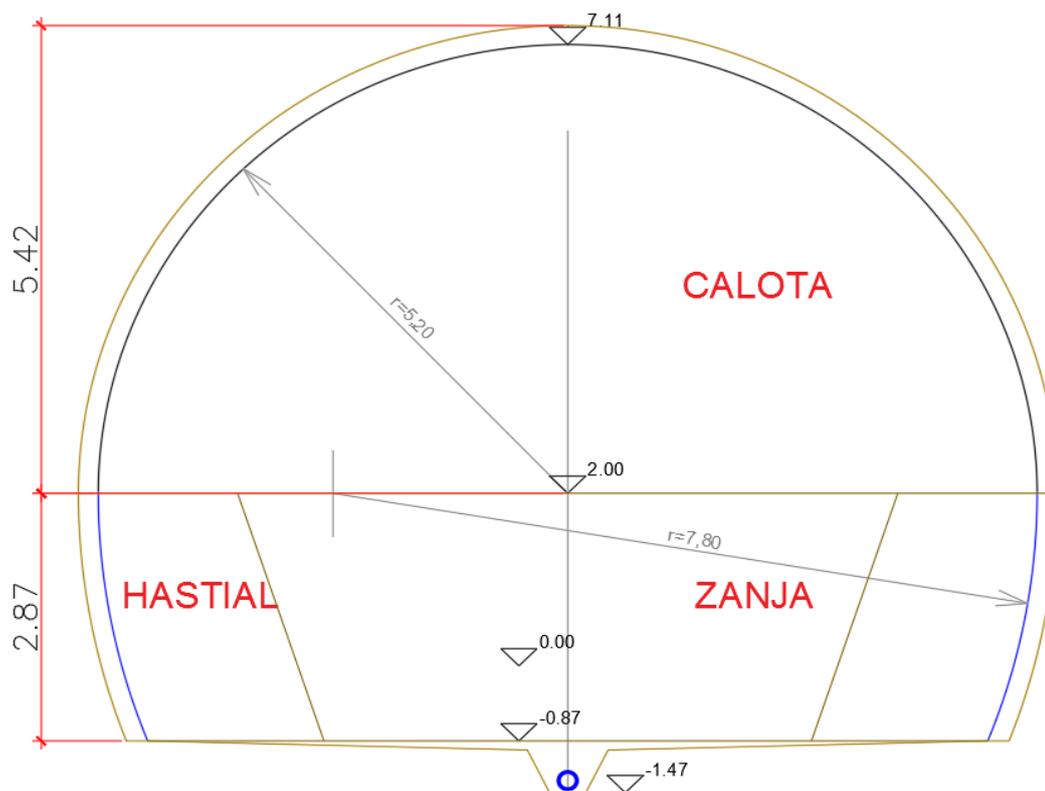


Figura 5.2. Sección típica del túnel en roca

Fuente: Secciones expediente técnico de túnel

#### 5.4.2.2. Dimensionamiento del túnel en roca

Una manera alternativa en el diseño, es usar la experiencia como punto de partida para las excavaciones subterráneas. Antiguamente, estos métodos se iban desarrollando de manera un tanto errática, hasta que los métodos de clasificación de los macizos rocosos proporcionaron una secuencia racional para relacionar las piezas aisladas de la experiencia práctica.

##### 5.4.2.2.1. Sostenimiento según Barton

Al haber compilado una gran variedad de excavaciones para elaborar un método que estime el sostenimiento más adecuado para un tipo de excavación subterránea. El método establece la prosecución de los siguientes pasos:

**Paso 1.** Se debe encontrar el diámetro equivalente de la excavación  $D_e$ :

$$De = \text{ancho o altura de la excavación en metros} / ESR$$

El ESR, es un coeficiente de soporte que depende del tipo de excavación, para el caso particular del túnel que nos ocupa, se adopta la categoría D, es decir para una sección normal. Con lo cual quedaría de la siguiente manera:

$$De = 10 \text{ m} / 1.0 = 10 \text{ m}$$

**Paso 2.** Se establece la longitud máxima sin soporte S:

$$S = 2 \text{ m} \times ESR \times Q^{0.4}$$

Conformando la siguiente secuencia para los distintos tipos de roca:

- Clase I       $Q = > 40$        $ESR = 1$        $S = 17$  metros sin soporte
- Clase II      $Q = 10- 40$        $ESR = 1$        $S = 9$  metros sin soporte
- Clase III     $Q = 4-10$        $ESR = 1$        $S = 4$  metros sin soporte
- Clase IV     $Q = 1-4$        $ESR = 1$        $S = 1,4$  metros sin soporte
- Clase V      $Q = 0.4 - 1$      $ESR = 1$        $S = 1.0$  metros sin soporte
- Clase Va     $Q = 0.1 - 0.4$   $ESR = 1$        $S = 0.6$  metros sin soporte

Estos valores son los que normalmente se establecen como las longitudes de avance durante la excavación.

#### 5.4.2.2.2. Sostenimiento según Bieniawski

Se ha estimado el tiempo de auto soporte para los macizos:

- Clase I      5 años       $S = 10$  metros sin soporte
- Clase II     4 meses      $S = 6$  metros sin soporte
- Clase III    7 días       $S = 4$  metros sin soporte
- Clase IV    7 horas      $S = 1,5$  metros sin soporte
- Clase V     20 minutos  $S = 0,8$  metros sin soporte

#### 5.4.2.2.3. Sostenimiento adoptado para el túnel en roca

El sostenimiento para túnel en roca adoptado según el tipo de roca se muestra en los Anexos 19,20,21 y 22, y en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6. Sostenimiento adoptado para el túnel Wayrasencca.

Clase roca y Sostenimiento		SISTEMA Q	Túnel Wayrasencca
<b>Va</b> Muy mala Q=0.1 a 0.4		<b>De=10/1</b>	<b>TIPO 5a</b>
	Tipo de excavación		Calota y destroza
	Avance calota (m)		1.2 a 1,5 c/ galería
	Claro sin sostenimiento	0,6m máximo	1,0 m máximo
	H° lanzado (cm)	> 15cm c/fibra	25 c/f + 5 s/f
	Anclajes	L = 3m	L = 4m
		1,0x1,0 - 1,3x1,3	1,5x1,5 cal y destr
	Cercha	Si	Esp. 1.2 a 1.5
Malla		Q246	
<b>V</b> Muy mala Q=0.4 a 1.0		<b>De=10/1</b>	<b>TIPO 5</b>
	Tipo de excavación		Calota y destroza
	Avance calota (m)		1,5
	Claro sin ademe	0,6m máximo	1,5m máximo
	H° lanzado (cm)	> 15cm c/fibra	15 c/f + 5 s/f
	Anclajes	L = 3m	L = 4m
		1,0x1,0 - 1,3x1,3	1,3x1,3 cal y destr
	Cercha	Si	-
Malla		Q246	
<b>IV</b> Mala Q=1 a 4		<b>De=10/1</b>	<b>TIPO 4</b>
	Tipo de excavación		Completa
	Avance (m)		1,8
	Claro sin ademe	1,4m máximo	3,6m máximo
	H° lanzado (cm)	9 – 15cm c/fibra	15 c/f
	Anclajes	L = 3m	L = 4m
		1,3x1,3 - 1,7-1,7	1,5x1,5m cal y destr
	Cercha		No
Malla		No	
<b>III</b> Regular Q=4-10		<b>De=10/1</b>	<b>TIPO 3</b>
	Tipo de excavación		Completa
	Avance (m)		2,4
	Claro sin ademe	4m máximo	9,6m máximo
	H° lanzado (cm)	4 – 9cm c/fibra	10 c/f
	Anclajes	L = 3m	L = 4m
		1,7x1,7 - 2,3x2,3	1,8x1,8m cal y destr
	Cercha		No
Malla		No	
<b>II</b> Buena Q=10-40		<b>De=10/1</b>	<b>TIPO 2</b>
	Tipo de excavación		Completa
	Avance (m)		3,0
	Claro sin ademe	9m máximo	18m máximo
	H° lanzado (cm)	0 - 4 s/fibra	5 c/f
	Anclajes	L = 3m	L = 4m
		2,3x2,3 - 2.5x2,5	2,3x2,3 sólo calota
	Cercha		No
Malla		No	

Fuente: Elaboración propia

## **5.5. Análisis de estabilidad de cuñas de roca en el túnel Wayrasencca**

### **5.5.1. Sistemas de discontinuidades**

Para la evaluación de la estabilidad de cuñas del túnel, se determinó una orientación promedio de 3.565 grados con respecto al Norte y una inclinación de 3.249 grados en pendiente, para ello se utilizó el programa Unwedge. Se ha distinguido en el software 5 estaciones geomecánicas, las cuales son R-1, R-2, R-3, R-4 y R-5 para el tramo de túnel en roca, en donde también se han considerado los siguientes parámetros para el cálculo.

### **5.5.2. Parámetros de resistencia de las discontinuidades**

#### **5.5.2.1. Determinación del ángulo de fricción residual**

El tipo de roca según sus parámetros de resistencia se clasificó como Siltstone, los parámetros  $r$  y  $R$  se determinan del reporte de campo adjunto en el Anexo 13.

Considerando los datos de campo,  $r = 15.2$  y  $R = 48.6$ , determinamos el ángulo de fricción residual con el RocData. El ángulo de fricción residual es de  $18.2551^\circ$ .

#### **5.5.2.2. Determinación del coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (JCR):**

Se hace una clasificación según el perfil de la rugosidad de las juntas y se obtiene un JCR o valor del coeficiente de rugosidad de 9.00.

#### **5.5.2.3. Resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (JCS):**

Considerando los valores obtenidos en campo y laboratorio, obtuvimos una resistencia de roca dura (strong rock), procesamos con el RocData y se obtuvo un JCS de 75 Mpa.

#### 5.5.2.4. Parámetros de resistencia equivalentes Mohr - Coulomb

Usamos el software RocData para el cálculo de los parámetros Mohr – Coulomb. Se determina una cohesión  $C=0.047$  Mpa y un ángulo de fricción  $\phi = 33.34^\circ$  como parámetros de resistencia al corte de las discontinuidades.

Para el análisis de la estabilidad de las cuñas del túnel Wayrasencca se ha usado los siguientes parámetros de resistencia de las discontinuidades, mostrado en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7. Parámetros de resistencia de las discontinuidades.

Tipo de Material	Cohesión (Tn/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Discontinuidades	4.70	33.34

Fuente: Elaboración propia

#### 5.5.2.5. Parámetros de resistencia de los pernos de anclaje

La resistencia al corte depende del tipo de roca, y se ha asumido un valor de 2.00 Mpa, la capacidad del perno a tensión es de 17.86 Tn, la capacidad de la placa es de 10 TM y la resistencia de adherencia es 11.94 TM/m (la menor). (Ver Tabla 5.8)

Tabla 5.8. Parámetros de resistencia para los pernos de roca.

Parámetro	Valor	Unidad
Resistencia al corte de la lechada	2.00	MPa
Diámetro perno de roca	25.00	mm
Perímetro del perno de Roca	0.07854	m
Resistencia movilizada por la Lechada	11.94	TM/m

Fuente: Elaboración propia

### 5.5.3. Parámetros de resistencia del shotcrete

Según antecedentes y pruebas se consideró una resistencia al corte del shotcrete de  $200 \text{ TM/m}^2$  (2MPa).

### 5.5.4. Verificación de los enfilages en roca muy fracturada

Como las cuñas son casi rígidas, no hay esfuerzos de flexión, más bien hay que hacer una verificación de la resistencia al corte de las barras.

Adoptamos una barra de acero de 25 mm de diámetro, cuya área es  $4,91 \text{ cm}^2$

**Paso 1.** Calculamos la sollicitación al corte de la barra,

$$Sc = 0.9 \times (0.6fy) \times A$$

$$Sc = 0.9 \times (0.6 \times 25000 \text{ ton/m}^2) \times 0.000491 \text{ m}^2$$

$$Sc = 6.6 \text{ TM}$$

**Paso 2.** El volumen del bloque a soportar, con un factor de seguridad de 1,5

$$V_{\text{bloque}} = F.S \times Sc / \gamma_{\text{roca}}$$

$$V_{\text{bloque}} = 1.5 \times 6.6 \frac{\text{TM}}{2.65 \text{ ton/m}^3}$$

$$V_{\text{bloque}} = 3.7 \text{ m}^3$$

**Paso 3.** Entonces, el tamaño del bloque a soportar será para un avance de 1,5 m y una separación entre barras de 0,4 m:

$$H_{\text{bloque}} = \frac{V_{\text{bloque}}}{s \times (1.5 \times \text{avance})}$$

$$H_{\text{bloque}} = \frac{3.7 \text{ m}^3}{0.4 \text{ m} \times (1.5 \times 1.5 \text{ m})}$$

$$H_{\text{bloque}} = 4.1 \text{ m}$$

Demás está suponer que con esa separación de barras se produzca un bloque con ese tamaño, por tanto, está seguro el techo rocoso cuando no se ha colocado ninguna capa de hormigón lanzado aún.

#### 5.5.4.1. Capacidad de diseño para anclajes

La capacidad de anclado, se puede analizar considerando tres alternativas de rotura:

**Paso 1.** En la adherencia entre la lechada-roca, la capacidad de anclaje específico ( $A_e$ ). Se obtiene con la siguiente fórmula:

$$S \times T = A_e \times p \times D \times (0.8 \times L)$$

Donde: S: Factor de seguridad

T: Fuerza de arranque, o carga de trabajo (10 toneladas)

$A_e$ : Capacidad de anclaje específico (tensión de adherencia entre la lechada y el contorno del taladro)

D: Diámetro del taladro (51mm)

L: Longitud del anclaje

Se tiene:

$$A_e = \frac{S \times T}{p \times D \times (0.8 \times L)}$$

$$A_e = \frac{1.4 \times 10000 \text{ kg}}{p \times 5.1 \text{ cm} \times (0.8 \times 400 \text{ cm})}$$

$$A_e = 2.7 \text{ kg/cm}^2$$

$A_e = 2.7 \text{ kg/cm}^2 \ll$  a la capacidad de tensión admisible soportada por el sistema lechada-roca 5 - 30  $\text{kg/cm}^2$ . (Lopez Jimeno, 1999)

**Paso 2.** En la adherencia entre la lechada–barra, verificamos la capacidad de anclaje entre el sistema barra de acero–lechada con la siguiente fórmula:

$$S \times T = Ae \times p \times d \times (0.8 \times L)$$

Donde:  $d$  = diámetro de la barra

Se tiene:

$$Ae = \frac{S \times T}{p \times d \times (0.8 \times L)}$$

$$Ae = \frac{1.4 \times 10000 \text{ kg}}{p \times 2.5 \text{ cm} \times (0.8 \times 400 \text{ cm})}$$

$$Ae = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

$Ae = 5.6 \text{ kg/cm}^2 \lll$  que la  $sadm = 0.69 (f'c)^{2/3} = 23 \text{ kg/cm}^2$  (Jimenez Montoya, 2010)

**Paso 3.** En la rotura de la barra, verificamos resistencia a la rotura de la barra de acero con la siguiente fórmula:

$$S \times T = fy \times \left( p \times \frac{d^2}{4} \right)$$

Donde:  $d$  = diámetro de la barra

$fy$  = tensión a tracción en fluencia (acero grado 75)

Se tiene:

$$T = 5250 \text{ kg/cm}^2 \times p \times \frac{(2.5 \text{ cm})^2}{4} \times 1.4$$

$$T = 18.4 \text{ TM}$$

$T = 18.4 \text{ TM} \gg$  que la carga de trabajo (10 TM)

### 5.5.5. Análisis de estabilidad de los tipos de cuñas y del sostenimiento adoptado

#### Verificación del sostenimiento en el sector R-1

Se ha agregado 5.00 cm de shotcrete sin fibra, conjuntamente con los pernos sistemáticos para estabilizar las cuñas formadas. La formación de las cuñas

presenta factores de seguridad mínimos de 5.560, mayores que 1.5, por lo que todas las cuñas inestables son estabilizadas. Ver Anexo 17.

Para el análisis de falla planar se tiene un Factor de seguridad mínimo de  $FS=6.697$ , mayores a 1.5, por lo que las cuñas son estabilizadas.

### **Verificación del sostenimiento en el sector R-2**

Se ha agregado 5.00 cm de shotcrete con fibra, conjuntamente con los pernos sistemáticos para estabilizar las cuñas formadas. La formación de las cuñas con los planos principales de discontinuidades da como resultado un factor de seguridad mínimo de 4.846 mayor que 1.50.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=Estable$ .

Realizando un análisis de combinaciones de planos de discontinuidades:

- La combinación 1, 2, 3 presenta un factor de seguridad de 4.846 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=Estable$ .

- La combinación 1, 2, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 5.588 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=18.027$

- La combinación 1, 3, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 16.770 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=20.018$

- La combinación 2, 3, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 4.809 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene  $FS=$  estable.

### **Verificación del sostenimiento en el sector R-3**

Se ha agregado 5.00 cm de shotcrete con fibra, conjuntamente con los pernos sistemáticos para estabilizar las cuñas formadas. La formación de las cuñas con los planos principales de discontinuidades da como resultado un factor de seguridad mínimo de 5.959 mayor que 1.50.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=3.639$

Realizando un análisis de combinaciones de planos de discontinuidades:

- La combinación 1, 2, 4 presenta un factor de seguridad de 6.885 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=4.237$

- La combinación 1, 3, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 3.611 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=8.988$

- La combinación 2, 3, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 4.936 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=5.985$

#### **Verificación del sostenimiento en el sector R-4**

Se ha agregado 5.00 cm de shotcrete con fibra, conjuntamente con los pernos sistemáticos para estabilizar las cuñas formadas. La formación de las cuñas con los planos principales de discontinuidades da como resultado un factor de seguridad mínimo de 22.030 mayor que 1.50.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=3.907$

Realizando un análisis de combinaciones de planos de discontinuidades:

- La combinación 1, 2, 4 presenta un factor de seguridad de 5.739 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=3.415$

- La combinación 1, 3, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 5.083 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=4.373$

- Para el caso particular de la cuña formada por los planos de discontinuidades 2, 3, 4, es necesaria la colocación de un perno adicional

para lograr un factor de seguridad de 6.480, como se muestra en el Anexo 17 para el sector R-4.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=4.291$

### **Verificación del sostenimiento en el sector R-5**

Se ha agregado 5.00 cm de shotcrete sin fibra, conjuntamente con los pernos sistemáticos para estabilizar las cuñas formadas. La formación de las cuñas con los planos principales de discontinuidades da como resultado un factor de seguridad mínimo de 4.132 mayor que 1.50.

Para el análisis de falla planar se tiene un  $FS=7.776$

Realizando un análisis de combinaciones de planos de discontinuidades:

- La combinación 1, 2, 3 presenta un factor de seguridad de 4.132 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.
- La combinación 1, 2, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 4.711 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.
- La combinación 1, 3, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 6.914 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.
- La combinación 2, 3, 4 presenta un factor de seguridad mínimo de 6.427 mayor a 1.50, las demás cuñas presentan factores de seguridad mayores o están estabilizadas.

### 5.5.6. Discusión de resultados

- Las características geomecánicas del macizo rocoso presentes en el túnel, sí están controladas por las características estructurales, geométricas y de las discontinuidades, dentro de estas últimas las condicionantes fueron: el espaciamiento, la persistencia o continuidad, la rugosidad de las juntas, la partura, el relleno, la meteorización, alteración y presencia de agua. La aplicación de las metodologías propuestas para este tipo de análisis y diseño, además de la forma como se presentan los resultados demuestra la interacción de métodos empíricos y la interacción con la aplicación de softwares especializados en geotecnia y geomecánica, obteniendo resultados más confiables mientras mayor sean los detalles de caracterización geotécnica y geomecánica, y resultados que se aproximan a la realidad de la zona de estudio.
- La caracterización geomecánica y geotécnica del macizo rocoso es esencial para la determinación del diseño de sostenimiento del Túnel Wayrasencca, tal cual se demuestra con la presente investigación. Se tomaron datos de la caracterización geomecánica, las proyecciones estereográficas más influyentes, condiciones de juntas, entre otros, para la determinación del tipo de sostenimiento según Bieniawski y Barton, para posteriormente analizar su estabilidad con el software Unwedge de la firma RocScience, Se obtuvo un factor de seguridad mínimo en cuñas perimetrales de 3.611 en el sector R-3; Se obtuvo un factor de seguridad mínimo de 3.415 en fallas planares en el sector R-4; que indica que no habrá problemas de deslizamiento de cuñas si se cumple con los parámetros de sostenimiento establecidos para cada sector. El análisis de la estabilidad del sostenimiento empleado para las cuñas subterráneas si

depende estrictamente de la orientación de las discontinuidades estructurales además de la dirección del túnel en cada sector de análisis. Al realizar el diseño de sostenimiento se determinó que la variación de la dirección del túnel en cada sector hace que varíen los porcentajes de las cuñas subterráneas favorables, además de que hace que varíen los factores de seguridad en cada cuña subterránea. Por lo cual afirmamos que la dirección del túnel si determina el análisis de estabilidad del sostenimiento del Túnel Wayrasencca.

## CONCLUSIONES

- Las características estructurales y geológicas de la zona de estudio, determinaron las clasificaciones de Roca RMR y Q, además determinaron la clasificación de los suelos (material fluvio glaciar) presentes en el portal de entrada y de salida del túnel. Dichas clasificaciones determinaron el tipo de sostenimiento a utilizar en los tramos de Roca según las recomendaciones de Bieniawski y Barton.
- Las características geotécnicas presentes en el Túnel Wayrasencca están condicionadas a las características geológicas y estructurales del macizo rocoso. Estas características fueron medidas e identificadas en campo o zona de estudio. Todo el tramo del túnel se encuentra emplazada en tramos distintos de roca y material fluvio-glaciar. Se obtuvieron las proyecciones estereográficas de los planos mayores principales y secundarios de las características estructurales del macizo rocoso. Para la representación e interpretación de las proyecciones estereográficas se utilizó el software Dips 6.0, estas a su vez se utilizaron para realizar el análisis y verificación del diseño de sostenimiento con el software Unwedge 3.0. en donde se obtuvieron un factor de seguridad mínimo de 3.611 en las cuñas perimetrales en el sector R-3 y un factor de seguridad mínimo de 3.415 en fallas planares en el sector R-4. Esto significa que el túnel se encontrará estable si se cumple con los procedimientos de excavación, avance y sostenimiento establecidos para cada unidad litológica.
- Las características más relevantes de la zona de estudio son las siguientes. El material fluvio-glaciar presente en los portales de entrada y salida del túnel, están compuestos de gravas arcillosas y limosas con arena, con densidades que varían desde  $1.86 \text{ TM/m}^3$  a  $2.12 \text{ TM/m}^3$ , esfuerzos cortantes entre  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  a  $4 \text{ kg/cm}^2$ , cohesión entre 0 y 0.6

kg/cm<sup>2</sup>, ángulos de fricción entre 33.65° y 37.5°, no existe Nivel freático hasta el nivel explorado de 4m. Además se presentan distintos tipos de roca que en la clasificación RMR 89 van desde clase V hasta clase II, con valores totales de 27 hasta 77; y según la clasificación Q de Barton comprende valores de Q desde 0.3 a 13.1 que van desde Roca muy mala hasta roca buena. Estos distintos tipos de roca están determinados por las rocas Metalimolita y Metacuarcita. Según la caracterización geomecánica y geotécnica se cuenta con 3 familias principales y una aleatoria; presentan un espaciado entre 10 y 90 cm, una persistencia de 0 a 10 m, una apertura variable, superficies desde suaves hasta rugosas, grado de meteorización desde II a IV, condición de agua desde goteo hasta seco, relleno blando en las discontinuidades, y juntas con una resistencia JCS de 75Mpa.

## RECOMENDACIONES

- Realizar mayores zonas de exploración, calicatas o trincheras, con mayor profundidad, para una obra de gran envergadura es necesario realizar sondeos de perforación diamantina, sondeos geofísicos, además de tomar mayor cantidad de estaciones geomecánicas, galerías de exploración, sondeo de penetración estándar en suelos.
- Se obtuvieron valores de factores de seguridad muy superiores a 1.5, lo que indica que es posible y recomendable disminuir la cantidad de elementos de sostenimiento, lo que determinará un menor costo de construcción del túnel, para así obtener factores de seguridad menos holgados.
- Se recomienda usar más sistemas de clasificación, a parte del RMR de Bieniawski y Q de Barton, para tener un mayor rango de comparación, lo que lleva a tener mayor detalle y precisión en la clasificación de la roca y en el análisis del diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas en el túnel.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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 Balephi 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.

- Derek, M. (2005). *Preliminary assessment of potential underground stability (wedge and spalling) at Forsmark, Simpevarp and Laxemar sites*. Canada: University of Alberta.
- Gonzales de Vallejo, L. (2002). *Ingenieria Geológica* (2da ed.). Madrid, España: Pearson Education.
- Hoek, E. (2000). *Practical Rock Engineering*. Toronto, Canada: RocScience.
- ITGE. (1987). *Manual de ingeniería de Taludes*. Madrid: Instituto Tecnológico GeoMinero de España.
- Jimenez Montoya, P. (2010). *Hormigón Armado*. Barcelona: Gustavo Gili.
- Jorda, L. (2013). *Clasificaciones Geomecánicas y Diseño Empírico de Sostenimiento*. Lima: Elite.
- Levy, A. (2011). *Análisis de la estabilidad del túnel Complejo Caribe 3 de Moa*. Cuba: Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa.
- Lopez Jimeno, C. (1999). *Ingeo Túneles, Ingeniería de Túneles*. Madrid: Entorno Gráfico.
- MTC. (2014). *Manual de Carreteras "Túneles, Muros y obras complementarias" Volumen I*. Lima: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Paredes, E. M. (2006). *Capacidad de Sostenimiento de los pernos de roca en función de sus longitudes*. Lima: Universidad Nacional Mayor de San Marcos (UNMSM).
- Ramirez, P., & Alejano, L. (2007). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

- Read, J., & Stacey, P. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design* (1ra ed.). Australia: CSIRO Publishing.
- Rodriguez, H. (2014). *Problema Estructurales y la Estabilidad de los Macizos Rocosos*. Lima: El Ingeniero.
- Rodríguez, J., & Franco, G. (2011). *Estabilidad, por formación de cuñas, para un túnel en roca*. México: Pan-Am CGS Geotechnical Conference.
- SNMPE. (2004). *Manual de Geomecánica Aplicada a la Prevención de Accidentes por Caídas de Rocas en Minería Subterránea*. Lima: Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía.
- Sumiry, P. (2013). *Aplicación de Geomecánica en Prevención de Caída de Rocas en Corte y Relleno Ascendente, Unidad Económica Administrativa Poracota CIA de Minas Buenaventura*. Universidad Nacional del Altiplano. Puno: Tesis, Facultad de Ingeniería de Minas.
- Terzaghi, K. (1946). *Rock Defect and Loads on Tunneling Supports*. Youngstown, Ohio: Commercial Shearing Co.

## **ANEXOS**