



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA E
INGENIERÍA METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



EVALUACIÓN GEOTÉCNICA SEGÚN LOS MÉTODOS RMR Y Q
DE BARTON EN LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL
TRASANDINO EN EL DISTRITO DE SAN BARTOLOMÉ – LIMA

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. MIGUEL ANGEL MAMANI TORRES

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

PUNO – PERÚ

2022



DEDICATORIA

Esta tesis la realizo en memoria de mi madre Ana María Torres Pancca, con la que tanto tiempo soñamos este gran momento, la persona que nunca dejó de confiar en mí y que inculcó con gran amor y sabiduría los conocimientos más importantes a nivel personal y espiritual, dones que llevo conmigo día a día y trato de practicarlos tal como ella lo hubiera hecho, esta tesis es para ti mamita hasta el cielo.

A mi padre Pedro Mamani Zapana, por su apoyo incondicional, su motivación, su gran ejemplo, por esas palabras de aliento que necesito cuando más lo necesito y sobre todo por el gran amor con el cual guío mi camino en esta magnífica obra llamada vida.

A mi hermana Sandra Isabel, por acompañarme día tras día y compartir a su lado los momentos más inefables de mi vida.

A mi abuelo Santos Miguel que como pilar fundamental en la educación y práctica de las buenas costumbres, ética y valores nos demostró lo lejos que se puede llegar si día a día practicamos y perseveramos en nuestros objetivos.

Miguel Ángel Mamani Torres



AGRADECIMIENTOS

A nuestro Señor Dios, por permitirnos compartir un día más y llenarnos de bendiciones a diario.

A la Universidad Nacional del Altiplano por ser mi alma máter mentora en mi desarrollo personal y profesional.

A mis docentes por impartir buenos y sabios conocimientos a través de mi hermosa vida estudiantil.

A mi asesor Dr. Rolando Apaza Campos por la formación y el apoyo brindado para realizar este trabajo.

A mi familia Mamani Zapana, quienes siempre me motivan y me hacen sentir alegre y querido y pueda seguir mejorando y superando adversidades.

A mis amistades y compañeros de universidad, que constantemente compartimos momentos de crecimiento profesional y personal

Finalmente, quiero agradecer nuevamente a mi madre, que desde el cielo podrá ver orgullosa este paso tan importante que siempre soñamos juntos, que demoró, pero se pudo realizar.

Miguel Ángel Mamani Torres



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 15

ABSTRACT..... 16

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA 17

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 18

1.2.1. Problema general..... 18

1.2.2. Problemas específicos 18

1.3. HIPÓTESIS 18

1.3.1. Hipótesis general 18

1.3.2. Hipótesis específicas 18

1.4. OBJETIVOS..... 19

1.4.1. Objetivo general 19

1.4.2. Objetivos específicos 19

1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN..... 19

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN..... 21

2.2. DEFINICIONES CONCEPTUALES 24

2.2.1. Macizo rocoso 24

2.2.2. Matriz rocosa..... 24



2.2.3. Discontinuidad	24
2.2.4. Propiedades de las discontinuidades	24
2.2.5. Orientación	24
2.2.6. Espaciado	25
2.2.7. Persistencia.....	25
2.2.8. Rugosidad.....	25
2.2.9. Apertura.....	25
2.2.10. Relleno	25
2.2.11. Aguas subterráneas.....	25
2.2.12. Meteorización.....	26
2.2.13. Alteración	26
2.2.14. Factor de seguridad	26
2.2.15. Pernos de anclaje.....	27
2.2.16. Diseño de sostenimiento	27
2.3. GEOTECNIA	27
2.3.1. Caracterización geomecánica.....	28
2.3.2. Índice de calidad de roca (RQD).....	28
2.3.3. Correlación	30
2.3.4. Limitaciones del RQD.....	30
2.3.5. Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso	31
2.3.6. Rock Mass Rating (RMR).....	31
2.3.7. Índice “Q”	33
2.3.8. Parámetros considerados para calcular el Q de Barton.....	34
2.3.9. Índice de resistencia geológica (GSI).	42
2.3.10. Criterio de falla de Hoek & Brown, 1994.....	45
2.4. TIPOS DE SOSTENIMIENTO SEGÚN MÉTODOS RMR E ÍNDICE Q..	52
2.4.1. Sostenimiento según el RMR.....	53
2.4.2. Sostenimiento según Índice Q.....	55



2.5. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA REGIONAL.....	58
2.5.1. Grupo Casma (Ki-c)	58
2.5.2. Grupo Rímac (P-r/and, bxpi, bx, tb, artb)	59
2.5.3. Formación Huarochirí (Nm-h, Nm-h/tblt lv, Nm-h/tberl lt)	60

CAPÍTULO III

MÉTODOS Y MATERIALES

3.1. METODOLOGÍA.....	62
3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN	62
3.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	62
3.3.1. Recopilación y análisis de información:	62
3.3.2. Reconocimiento geomecánico en superficie	62
3.3.3. Caracterización del macizo	63
3.3.4. Clasificación geotécnica del macizo rocoso	63
3.3.5. Métodos de Sostenimiento	65
3.4. ZONA DE EMPLAZAMIENTO DEL TUNEL Y DEL PROYECTO.....	68
3.5. MATERIALES Y EQUIPOS.....	69

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

4.1. GENERALIDADES.....	71
4.1.1. Ubicación y acceso.....	71
4.1.2. Aspectos climatológicos.....	71
4.2. GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO	72
4.3. LITOLOGÍA LOCAL.....	72
4.3.1. Grupo Rímac (P-r/and, bx, tb - P-r/and, tb)	72
4.3.2. Depósitos fluviales (Q-fl).....	73
4.3.3. Depósitos aluviales (Q- al).....	73
4.4. GEOMORFOLOGÍA LOCAL.....	73
4.4.1. Terrazas aluviales.....	74



4.4.2. Laderas de Pendientes Moderada (L-pm)	74
4.4.3. Colinas Volcánicas – Sedimentario (Cs).....	74
4.4.4. Geología estructural local	74

CAPÍTULO V

EXPOSICIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. CARACTERIZACION GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO	75
5.1.1. Clasificación RMR Bieniawski.....	75
5.1.2. Clasificación Q Barton	77
5.1.3. Determinación de parámetros de resistencia (Software RocData).....	80
5.2. IDENTIFICACIÓN DE PRINCIPALES DISCONTINUIDADES.....	82
5.3. DISEÑO DE SOSTENIMIENTO.....	82
5.3.1. Sostenimiento según Bieniawski.....	82
5.3.2. Sostenimiento según Índice Q (Q de Barton)	86
5.3.3. Diseño de sostenimiento experiencial	88
VI. CONCLUSIONES	91
VII. RECOMENDACIONES	92
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
ANEXOS.....	96

Área : Geotecnia

Tema : Caracterización geomecánica en túneles

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 13 de mayo de 2022.



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	RQD para diferentes densidades de fracturamiento en un sondeo según Palmström	29
Figura 2	Correlación entre el RQD y el Espaciado	30
Figura 3	Tabla para la estimación del GSI (Hoek, Marinos 2000)	43
Figura 4	Estimación de autosoporte en excavación sin soporte.	54
Figura 5	Estimación de soporte según el índice Q (Barton N. , 2000).....	57
Figura 6	Relación entre Q, ESR y sostenimiento recomendado Barton 1989	58
Figura 7	Histograma de precipitaciones de San Bartolomé	72
Figura 8	Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca clase III en el punto H1.	80
Figura 9	Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca clase IV en el punto H2.	81
Figura 10	Cálculo del auto sostenimiento del macizo rocoso del punto H1.	83
Figura 11	Cálculo del auto sostenimiento del macizo rocoso del punto H2.	83
Figura 12	Diseño de sección transversal de túnel	86
Figura 13	Cálculo de sostenimiento para el Punto H1, $Q = 1.982$	87
Figura 14	Cálculo de sostenimiento para el Punto H2, $Q = 0.344$	88



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Interpretación de valores según el RQD	29
Tabla 2	Parámetros que considera la clasificación RMR	32
Tabla 3	Clasificación de RMR.....	33
Tabla 4	Interpretación del índice Q.....	34
Tabla 5	1er Parámetro, cálculo del R.Q.D.	37
Tabla 6	2do Parámetro, cálculo de la Familia de diaclasas Jn.....	38
Tabla 7	3er Parámetro Rugosidad de las Diaclasas Jr.	38
Tabla 8	4to Parámetro Aguas en las Diaclasas Jw.....	39
Tabla 9	5to Parámetro Meteorización de las Diaclasas	40
Tabla 10	6to Parámetro tensiones en las excavaciones S.R.F.	41
Tabla 11	Correlaciones entre los sistemas de clasificación de macizo rocoso	44
Tabla 12	Valores del factor de alteración D, para las distintas situaciones del macizo.	47
Tabla 13	Fórmulas para determinar la deformación de un macizo rocoso	51
Tabla 14	Estimación en terreno de la Resistencia a la Compresión Uniaxial.....	52
Tabla 15	Valores de índice ESR de la clasificación Q	56
Tabla 16	Guía para la excavación y soporte en túneles y obras de ingeniería según RMR.....	66
Tabla 17	Emplazamiento y longitud total del túnel	69
Tabla 18	Ubicación geográfica del proyecto de investigación	71
Tabla 19	Clasificación por RMR89 obtenidos en el punto H1	76
Tabla 20	Clasificación por RMR89 obtenidos en el punto H2.....	76
Tabla 21	Clasificación Q de Barton obtenidos en el punto H1.....	77
Tabla 22	Clasificación Q de Barton obtenidos en el punto H2.....	78



Tabla 23	Evaluación de Calidad del Macizo Rocosó en el punto H1 del túnel Trasandino.....	79
Tabla 24	Evaluación de Calidad del Macizo Rocosó en el punto H2 del túnel Trasandino.....	79
Tabla 25	Parámetros de sostenimiento considerados en el túnel Trasandino - San Bartolomé.....	85
Tabla 26	Sostenimiento del túnel en puntos H1 y H2 según Bieniawski 1989	86
Tabla 27	Sostenimiento del túnel Trasandino – San Bartolomé según Barton 2000..	88
Tabla 28	Diseño experiencial del sostenimiento para H1 según Barton 2000.....	89
Tabla 29:	Diseño experiencial del sostenimiento para H2 según Barton 2000.....	90



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

ASTM	Sociedad Americana para pruebas y materiales
A	Factor de condición de esfuerzos
B	Factor de orientación de estructuras
Bz	Buzamiento
C	Ángulo de cohesión
De	Diámetro equivalente
E	Este
E	Módulo de Young
GSI	Índice de resistencia geológica
H	Altura de espécimen
H1	Entrada del túnel de San Bartolomé
H2	Salida del túnel de San Bartolomé
Jn	Número de familias de las juntas
Jr	Índice de rugosidad de las juntas
Ja	Índice de alteración de las juntas
Jw	Factor de reducción por presencia de agua en las juntas
Jv	Número de juntas
INGEMMET	Instituto Geológico Minero y Metalúrgico
ISRM	International Society for Rock Mechanics
K	Factor de conversión
m.	Metros
Mb	Valor reducido de la constante de material mi
Mi	Constante de material (criterio de Hoek – Brown)
Mm	Milímetros



MN	Mega Newton
Mpa	Mega Pascal
M.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
N	Newton
N	Norte
PBI	Producto bruto interno
S	Sur
SNMPE	Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía
UCS	Uniaxial Compressive Strength
UTM	Universal Transversal de Mercator
η	Porosidad
ρ	Densidad de la roca
Q'	Índice de calidad de roca de Barton (1974), con $J_w = 1$ y $SRF=1$
Q	Índice de calidad de roca de Barton (1974)
RMR	Rock Mass Rating
RQD	Índice de calidad de la roca (Rock Quality Designation)
SRF	Factor de reducción de esfuerzos
V	Volumen
W	Oeste
ν	Coefficiente de Poisson
σ_c	Resistencia uniaxial
σ_c	Resistencia a la compresión uniaxial de la muestra
σ_v	Esfuerzo vertical
%	Porcentaje
>	Mayor



$<$ Menor

\geq Mayor igual

\leq Menor igual



RESUMEN

El túnel trasandino de San Bartolomé se construirá en el distrito del mismo nombre y será construido en el distrito de San Bartolomé entre los puntos H1(74+100) y H2(80+550) con 4.745 Km. de longitud que es parte del proyecto túnel Trasandino del Centro, que conectará la ciudad de Lima con La Oroya mediante la construcción de 3 túneles. El presente estudio abarca la evaluación geológica y geotécnica del macizo rocoso del túnel de San Bartolomé, las evaluaciones específicas se realizaron a partir de perforaciones diamantinas en el eje de cada túnel, entradas y salidas, los macizos recuperados fueron evaluados mediante los criterios geomecánicos de Bieniawski de 1989 y el método de clasificación de Barton, sistema Q, para posteriormente establecer las características del comportamiento geomecánico del macizo rocoso. Realizado el análisis y clasificación obtenemos un valor de RMR entre 32 a 60, con una resistencia a la compresión uniaxial entre 20 a 30 Mpa. y un valor de Q de Barton en promedio de 1.8 que adquiere la valoración mala. Con los parámetros obtenidos y según los métodos de evaluación propuestos, se recomienda que el sostenimiento del túnel sea con hormigón proyectado reforzado con fibras de 5-9 cm. y bulonado de 2.9 m. en el punto H1 y hormigón proyectado reforzado con fibras de 9-12 cm. y bulonado de 2.9 m. en el punto H2.

Palabras clave: Caracterización geomecánica, discontinuidades, evaluación geotécnica, macizo rocoso, túnel trasandino.



ABSTRACT

The San Bartolomé Trans-Andean tunnel will be built in the district of the same name and will be constructed in the district of San Bartolomé between points H1(74+100) and H2(80+550) with 4.745 km of length that is part of the Trans-Andean tunnel project of the Center, which will connect the city of Lima with La Oroya through the construction of 3 tunnels. The present study covers the geological and geotechnical evaluation of the rock mass of the San Bartolomé tunnel, the specific evaluations were carried out from diamond drillings in the axis of each tunnel, entrances and exits, the recovered masses were evaluated by means of the geomechanical criteria of Bieniawski of 1989 and the Barton classification method, Q system, to later establish the characteristics of the geomechanical behavior of the rock mass. After the analysis and classification, we obtained a RMR value between 32 and 60, with a uniaxial compressive strength between 20 and 30 MPa and an average Barton's Q value of 1.8, which acquires a bad valuation. With the obtained parameters and according to the proposed evaluation methods, it is recommended that the support of the tunnel be with shotcrete reinforced with 5-9 cm. fibers and 2.9 m. bolting at point H1 and shotcrete reinforced with 9-12 cm. fibers and 2.9 m. bolting at point H2.

Key words: Geomechanical characterization, joints, geotechnical evaluation, rock mass, trans-Andean tunnel.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La Carretera Central del Perú es la principal vía de acceso de Lima a la Sierra y Selva central del país, con alto flujo de tránsito y deficiente estado de infraestructura vial, donde ocurren con frecuencia accidentes y congestión vehicular. Esta vía en diferentes tramos, atraviesa zonas de relieve accidentado y de alto riesgo; debido a esto los problemas de deslizamiento de materiales son los más frecuentes y ocurren en épocas de precipitación ocasionando muchas pérdidas económicas, esto es materia de preocupación y se vienen tratando diferentes foros a fin de encontrar alternativas de solución desde el punto de vista del sector privado, así como también del ministerio de transporte (MTC). La Carretera Central es una de las vías más transitadas a nivel nacional debido al transporte de productos de gran demanda de la zona Centro del país hacia la ciudad de Lima. Cabe resaltar que los departamentos interconectados por esta carretera contribuyen aproximadamente con el 50% de PBI nacional. En consideración la problemática descrita, requiere la construcción de túneles que mejoren las condiciones de circulación de vehículos acortando horas de viajes y costos de transporte. La evaluación del primer túnel, materia de estudio, se basa en estudios geotécnicos en la entrada y salida del túnel para determinar las características geotécnicas del macizo rocoso, sus propiedades físicas, mecánicas y determinar el tipo de sostenimiento adecuado.



1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema general

¿Cuál es la calidad del macizo rocoso presente en la entrada y salida del primer túnel entre los puntos H1 y H2 en San Bartolomé?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿El comportamiento del macizo rocoso donde se proyecta construir la entrada y salida del primer túnel, será homogéneo?
- ¿Cuáles son los tramos, menos estables y de alto riesgo que puedan presentarse en la entrada y salida del primer túnel que pasa por San Bartolomé?
- ¿Qué tipo de sostenimiento es el más adecuado para minimizar los accidentes en la construcción del túnel de San Bartolomé?

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis general

La calidad del macizo rocoso que se encontrará en la entrada y salida del túnel de San Bartolomé es de calidad mala, porque el túnel atravesará una zona de macizo rocoso intemperizado.

1.3.2. Hipótesis específicas

- El macizo rocoso que se encuentra en la entrada y salida del túnel, no presentará un comportamiento geotécnico homogéneo, debido a que atravesará dos quebradas estructuralmente debilitadas.
- Los tramos menos estables se presentan a la entrada y salida del túnel en los puntos H1 y H2 por ser zonas intemperizadas, luego las zonas asociadas con las quebradas también se ven afectadas.
- Los sostenimientos adecuados y realizados oportunamente disminuyen los riesgos de accidentes y retrasos en la construcción del túnel.



1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Evaluar el comportamiento geotécnico del macizo rocoso de las zonas de entrada y salida del túnel que pasa por el distrito de San Bartolomé utilizando los métodos RMR y Q de Barton.

1.4.2. Objetivos específicos

- Caracterizar el comportamiento geomecánico del macizo rocoso en la zona de entrada punto H1 y de salida punto H2 del túnel Trasandino en San Bartolomé.
- Determinar las discontinuidades de mayor impacto geomecánico que incidirán en la estabilidad del túnel Trasandino en San Bartolomé, Lima.
- Determinar el sostenimiento más adecuado para el túnel en base a los métodos RMR y Q de Barton.

1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Debido a los elevados costos económicos y a los accidentes que implicarían el realizar trabajos para mejorar el tránsito de vehículos desde Lima a las regiones centrales del Perú mediante la Carretera Central, además de acortar el tiempo que dura el viaje y disminuir los riesgos en el tránsito de vehículos y pobladores de las zonas aledañas a la carretera, se plantea la construcción del túnel Trasandino del centro como una solución factible en términos económicos y de seguridad. El presente estudio se basa principalmente en realizar la caracterización geomecánica del macizo rocoso presente en la entrada y salida del túnel que pasará por el distrito de San Bartolomé, por donde se proyecta la construcción de uno de los túneles del Proyecto Túnel Trasandino, y sugerir el sostenimiento del macizo rocoso en especial 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. La evaluación geomecánica es necesaria por ser una obra civil de gran magnitud, además de considerar túneles de grandes dimensiones, la caracterización geomecánica se realizará con ayuda de los métodos RMR de Bieniawski y Q de Barton que nos permiten predecir los trabajos futuros tanto como el avance y los sostenimientos adecuados que requerimos, con modelos en excavaciones y sostenimientos basados en sus estudios y experiencia en la evaluación de macizos rocosos. La determinación de las características geomecánicas del macizo rocoso para el diseño de sostenimiento del túnel Trasandino, permitirá reconocer y plantear las posibles medidas de corrección, remediación y mitigación de los problemas de inestabilidad en el túnel Trasandino en especial el que se ubica en el distrito de San Bartolomé.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

La mecánica de rocas está ligada a la aplicación de los principios de la ingeniería mecánica al diseño de estructuras rocosas en la evaluación de la roca, las propiedades fundamentales de la roca en el que la realización de una excavación ha cambiado el esfuerzo de su situación original, resultando en la necesidad de asegurar la estabilidad de toda el área. Además, el autor opina que, de acuerdo con las características de la cordillera del embalse, se ha demostrado que la estabilidad de una excavación de roca depende de los esfuerzos de campo existentes, de la forma, orientación y dimensiones de la erupción, y sobre la estructura y calidad del macizo rocoso. Al tratarse de una disciplina diferente y coherente, su aplicación práctica eficaz requiere su integración filosófica con otras áreas que se ocupan de la respuesta mecánica de todos los materiales geológicos, todos los cuales en conjunto se denominan geomecánica (Cordova, 2008).

En la evaluación Geomecánica del Túnel de la Central Hidroeléctrica Potrero - San Marcos – Cajamarca se determina la inestabilidad geomecánica del túnel, para lo cual se han definido 18 estaciones geomecánicas para determinar su comportamiento geomecánico. Mantiene 7 sistemas de discontinuidades y tipos de roca de buena calidad y calidad regular, se propone utilizar anclajes de cemento de 2,10 m especialmente colocados para roca tipo II y anclajes de cemento de 2,10 m con un espaciamiento de 1,80m. x 1,80m. para roca tipo III a reforzar. Con el software Dips V6, comprobó la formación de la cuña y su comportamiento en relación con el eje del túnel. Concluye que el túnel hidroeléctrico de Potrero presenta inestabilidad geomecánica (Cruzado P., 2017).



En la tesis: Geomecánica aplicada al diseño del sostenimiento para mejorar la estabilidad de las labores mineras en la Mina Caridad de la Compañía Minera Lincuna S.A. - 2017. Se concluye que el RMR en las distintas estaciones se clasifica como macizo rocoso de tipo IIIA, IIIB e IVA. También determina a través de pruebas de laboratorio, macizo de resistencia regular. Mediante la caracterización geomecánica en cada estación, se determina el tipo de soporte a utilizar, siendo el soporte más utilizado los tornillos de fricción (Split Set). En lo que respecta a la tala, el sistema de apoyo es Shotcrete y tornillos sinfín con pasadores de fricción, que se utilizan según el terreno y la imprimación geomecánica. Los Hydrabolts muestran una mayor capacidad de anclaje debido a la presión que el agua atrapada en su interior ejerce de forma permanente contra las paredes del pozo (Lazaro, 2018).

En la tesis: Evaluación geofísica del deslizamiento del cerro Pucruchacra, distrito de San Mateo, argumenta: “El Cerro Pucruchacra forma parte del flanco derecho del valle del río Rímac a la altura del km 92 – km 93 de la Carretera Central y aledaña a la localidad de San Mateo (Lima). En agosto del 2011, en la ladera sur del Cerro Pucruchacra se produjo un deslizamiento de tierra que interrumpió el tránsito vehicular y, por ende, las comunicaciones por un lapso de tiempo de hasta 2 días. En diciembre del mismo año, los trabajos de campo realizados por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET) evidenciaron la presencia de un gran número de grietas de diversas longitudes distribuidas a diferentes niveles de altura, y que en conjunto describían la inestabilidad de la ladera. Otros estudios geológicos, geodinámicos y geofísicos fueron hechos por la Sociedad Minera Corona, proponiendo diversas hipótesis sobre la fuente de origen del deslizamiento y de la presencia de fisuras sobre la ladera. A solicitud de INDECI, el Instituto Geofísico del Perú (IGP) efectúa el estudio integral



que considera el “Monitoreo del Peligro Geodinámico, Sísmico y Geofísico del Cerro Pucruchacra” (Vizcarra, 2014).

El Consorcio Trasandino ISG en su Informe Final indica una alternativa de solución desde el punto de vista técnico, donde se ha seleccionado la alternativa más ventajosa, pues tiene menos curvas y más tramos rectos, lo que garantiza una mayor velocidad, misma que consta del Túnel Trasandino A (monotubo) que tendría una longitud de 25,052 ml, la eliminación de Zig zags inferiores se realiza mediante 2 túneles (monotubo) de menor tamaño: Zig zag 1-B (Túnel Trasandino de San Bartolomé, L= 4,745 ml.) y Zig zag 2-B (Túnel Trasandino de San Mateo y San Miguel del Viso, L=13,270 ml.). Asimismo, esta alternativa tiene una longitud total de túneles de 43.067 ml, y reduce la longitud de recorrido en 40,785.06 ml, considerando además la compra de material rodante, construcción de estaciones intermodales, puertos secos y servicios complementarios de transferencia de carga y pasajeros del modo carretero al ferroviario (servicio de ferroutage).

En: Método empírico y analítico en el diseño de Sostenimiento del túnel Chacahuaro – Matucana Km. 80+140 al km. 80+500. Concluye que la caracterización geomecánicas del macizo rocoso está controlado por las características estructurales y de las discontinuidades, dentro de estas últimas las condicionantes fueron: la orientación de las discontinuidades, el espaciado, la persistencia, la rugosidad de las discontinuidades, la apertura, el relleno, meteorización, alteración y la presencia de agua; para los cuales se estimaron los siguientes parámetros geomecánicos resistencia a la comprensión simple (89-110), RQD (40-60), determinaron las clasificaciones de Roca RMR 76 (37-63), Q' (2.5-7.5) y GSI (53-72). El sostenimiento final del túnel Chacahuaro - Matucana Se realizó la evaluación de estabilidad por métodos empíricos, obteniéndose condiciones de estabilidad, tiempo de auto sostenimiento, diseño de sostenimiento. Las



excavaciones de sección transversal área de excavación 76.58 m² en las estaciones en gran parte no requerirán sostenimiento, la evaluación de sostenimiento índice Q de Barton se ubica en el área, asignándole que requiere sostenimiento como bulonado sistemático, B y bulonado sistemático con hormigón proyectado, 40 – 100 mm, B+S (Choquecota S., 2020).

2.2. DEFINICIONES CONCEPTUALES

2.2.1. Macizo rocoso

Macizo rocoso es un medio discontinuo, anisótropo y heterogéneo conformado en conjunto tanto por bloques de matriz rocosa y distintos tipos de discontinuidades que afectan al medio rocoso (Gonzales de Vallejo, 2002).

2.2.2. 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).

2.2.3. 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).

2.2.4. Propiedades de las discontinuidades

Todas las discontinuidades presentan propiedades geomecánicas importantes que las caracterizan y que influyen en el comportamiento de la masa rocosa. Estas propiedades son descritas en el Manual SNMPE, DCR Ingenieros 2004.

2.2.5. Orientación

Es la posición de la discontinuidad en el espacio, comúnmente es descrito por el rumbo o azimut y buzamiento (Sociedad Nacional de Minería, 2004).



2.2.6. Espaciado

Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Este determina el tamaño del bloque (Sociedad Nacional de Minería, 2004).

2.2.7. Persistencia

Es la extensión en longitud o tamaño de una discontinuidad. Cuanto menor sea la persistencia, la masa rocosa será más estable y cuanto mayor sea esta, será menos estable (Sociedad Nacional de Minería, 2004).

2.2.8. Rugosidad

La rugosidad es la aspereza o irregularidad de la superficie de la discontinuidad. Cuanto menor rugosidad tenga una discontinuidad, la masa rocosa es menos competente y cuanto mayor sea esta, la masa rocosa será más competente (Sociedad Nacional de Minería, 2004).

2.2.9. 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 (Sociedad Nacional de Minería, 2004).

2.2.10. 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 (Sociedad Nacional de Minería, 2004).

2.2.11. 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 (Ramírez & Alejano, 2004).

2.2.12. 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 (Sociedad Nacional de Minería, 2004).

2.2.13. 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 (Sociedad Nacional de Minería, 2004).

2.2.14. 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).

2.2.15. 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 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016).

2.2.16. 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).

2.3. GEOTECNIA

La geotecnia se ocupa de la aplicación de principios geológicos y de ingeniería al comportamiento de suelos rocas y aguas subterráneas además del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas y de ingeniería de los materiales del suelo y rocas para diseñar los cimientos de estructuras y obras geotécnicas y civiles como túneles, edificios, puentes entre otros.



Varias fases de estos estudios que incluyen exploración, análisis de muestras, caracterización diseño de proyectos y monitoreo geotécnico mediante instrumentos; pueden realizarse durante las fases de construcción, operación, mantenimiento y cierre.

2.3.1. Caracterización geomecánica

El macizo rocoso es el conjunto de bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades por las que se ve afectado como son fallas, juntas, pliegues, planos de estratificación etc. Los macizos rocosos son por tanto discontinuos y heterogéneos, siendo la consecuencia más importante de ello el efecto escala y que las propiedades tenso deformacionales de los macizos son de naturaleza anisótropa (Ramírez & Alejano, 2004).

2.3.2. Índice de calidad de roca (RQD)

Existe la necesidad de cuantificar la competencia del macizo rocoso como una base común para la comunicación de este tipo de información y el desarrollo de guías de diseño de ingeniería de rocas (Sociedad Nacional de Minería, 2004).

2.3.2.1. Cálculo en testigos de perforación diamantina

El índice de calidad RQD (Rock Quality Designation) fue desarrollado por Deere (1963), para estimar la calidad del macizo rocoso a partir de testigos de perforación diamantina. Se basa en la cuantificación mediante una sumatoria de aquellos tramos de testigo mayores de 10 cm de longitud medido en su eje en relación a la longitud total de la diamantina y expresada en porcentaje. La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) recomienda recuperar los testigos con barras de doble tubo y deben tener al menos un tamaño NX (54.7 mm o 2.15 pulgadas de diámetro).

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud de trozos} > 10\text{cm}}{\text{Longitud total} \times 100\%}$$

Tabla 1 Interpretación de valores según el RQD

Descripción del índice de calidad de roca	Valor del RQD
Muy pobre	0 – 25
Pobre	25 – 50
Regular	50 – 75
Buena	75 – 90
Excelente	90 - 100

Fuente: Deere, 1964

Sin embargo, así mismo se debe guardar cuidado con la interpretación del parámetro RQD pues este parámetro es básicamente definido como la distancia de muestras recuperadas mayores a 100 mm, sobre la distancia total del sondeo, se presentan dificultades al fragmentar la perforación, en dos grupos, muestras mayores a 100 mm y menores de 100 mm, pues diferentes configuraciones de diaclasas y calidades del macizo rocoso pueden presentar el mismo RQD tal y como lo explico Palmström en 2001 y se puede percibir en la figura N° 1.

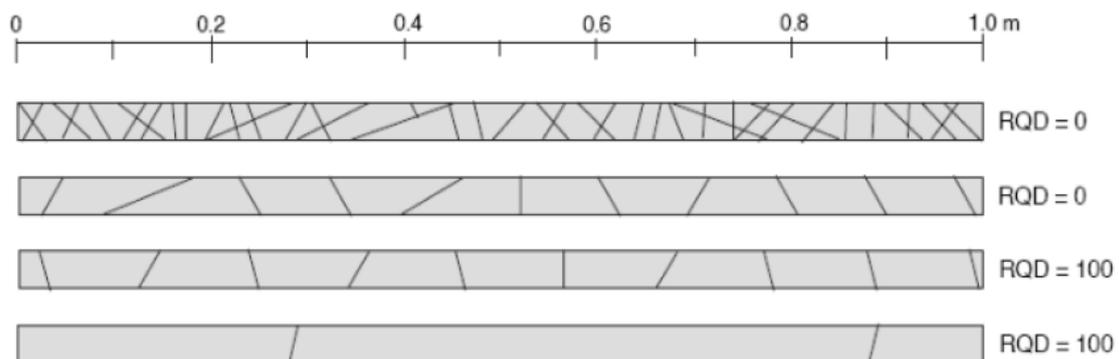


Figura 1 RQD para diferentes densidades de fracturamiento en un sondeo según Palmström

2.3.2.2. Cálculo en mapeo por línea de detalle

Comprende el cálculo del RQD en función a la frecuencia de discontinuidades (λ), determinadas al realizar el levantamiento litológico-estructural en el área o zona

predeterminada de la operación minera. Determinado en el campo por el área de Geotecnia, en un tramo longitudinal de pared expuesta (Priest y Hudson, 1976.)

$$RQD = 100e^{-0.1(0.1\lambda + 1)}$$

Siendo λ la inversa de la frecuencia de discontinuidades (1/frecuencia)

2.3.3. Correlación

Bieniawski (1989) ha vinculado el espaciamiento promedio de las discontinuidades al RQD. Las calificaciones en la figura se refieren al RMR89. Cabe señalar que el RQD máximo, corresponde a la relación propuesta por Priest y Hudson (Figura 2).

2.3.4. Limitaciones del RQD

- Es afectado por la dirección de medición, en especial en trabajos de Core no orientado, donde los espaciamientos entre discontinuidades sean atravesados por el taladro.
- El RQD no es efectivo cuando el espaciamiento de las juntas es superior a 1m., debido a que su valor sería siempre de 100%.
- No considera la resistencia al corte de las discontinuidades.

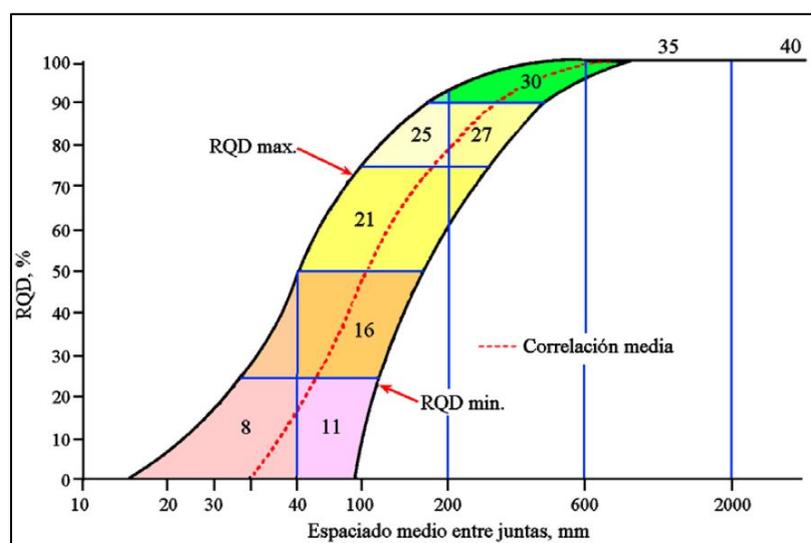


Figura 2 Correlación entre el RQD y el Espaciado

2.3.5. Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso

Bieniawski (1989), señaló que el desarrollo de la clasificación de macizos rocosos es crear orden y proporcionar asistencia de diseño en el caos de los procedimientos de levantamiento de campo; el objetivo de la clasificación de macizos rocosos es determinar los parámetros más importantes que afectan el comportamiento de los macizos rocosos y dividir los estratos de macizos rocosos. Es un grupo con comportamiento similar, es decir, tipos de macizos rocosos de diferentes calidades. Proporcionar una base para comprender las características de varios macizos rocosos. Vincula la experiencia de la condición de la roca de un lugar con las condiciones y la experiencia de otros lugares. Proporcionar datos cuantitativos y orientación para el diseño de ingeniería y, en última instancia, proporcionar una base común para la comunicación entre ingenieros y geólogos.

2.3.6. Rock Mass Rating (RMR)

Desarrollado por Bieniawski en 1973 y actualizado en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que puede correlacionar el índice de calidad con los parámetros geotécnicos de la parcela y la excavación y apoyo en el túnel. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos (Hoek y Brown, 1985).

Bieniawski (1976) publicó información detallada sobre la clasificación del macizo rocoso, llamado Sistema de Clasificación Geomecánica o RMR (Rock Mass Rating). A lo largo de los años, con la revisión de más casos registrados, el sistema se ha revisado continuamente. Se recuerda a los lectores que Bieniawski ha realizado cambios significativos en las calificaciones asignadas a diferentes parámetros.

Los siguientes seis parámetros se utilizan para clasificar los macizos rocosos utilizando el sistema RMR. (Hoek y Brown, 1985):

- Resistencia a la compresión uniaxial de los materiales rocosos.
- Designación de calidad de roca (RQD).
- Espaciamiento de discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones de las aguas subterráneas.
- Orientación de discontinuidad.

Tabla 2 Parámetros que considera la clasificación RMR

CLASIFICACIÓN RMR AJUSTADO (BIENIAWSKI, 1989)									
PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN									
1	Resistencia de la Matriz Rocosa	Ensayo de Carga Puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión Simple (MPa)		
		Compresión Simple (MPa)	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		100-90%	90-75%	75-50%	50-25%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2m	2-0.6m.	0.6 - 0.2m.	0.2-0.06m.	< 0.06m.		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Persistencia	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Cerrada	<0.1mm	0.1-1mm	1-5mm	>5mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno suave <5mm	Relleno suave >5mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
Puntuación	6	5	3	1	0				
5	Agua Freática	Caudal por 10m de túnel	Nulo	<10litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
		Relación Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

Fuente: Ingeniería Geológica. Gonzales de Vallejo, Luis; et.al., 2002. Madrid.

Estos factores mencionados 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 que varía entre 0 a 100 y se pueden observar en la tabla 3.

Tabla 3 Clasificación de RMR

CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN EL RMR					
RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Cohesión	> 4 Kp/cm ²	3 - 4 Kp/cm ²	2 - 3 Kp/cm ²	1 - 2 Kp/cm ²	< 1 Kp/cm ²
Ángulo de rozamiento	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°
Tiempo de Autosoporte y longitud sin sostener	10 años 15m.	6 meses 8m.	1 semana 5m.	10 horas 2.5m.	30 minutos 1m.

Fuente: Ingeniería Geológica. Gonzales de Vallejo, Luis, 2002.

2.3.7. Índice “Q”

Basándose en un gran número de casos históricos de excavaciones subterráneas, Barton, Lien y Lunde (1974), propusieron una clasificación de macizo rocoso, al cual le denominaron “Tunnelling Quality Index, Q”. El Sistema Q es un sistema de clasificación del macizo rocoso con respecto a la estabilidad de excavaciones subterráneas para brindar una descripción de la calidad del macizo rocoso. El Sistema Q se basa en la estimación de seis parámetros independientes y expresa la calidad de la roca Q, como función de esos parámetros:

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

- RQD = Es el índice de calidad de roca de Deere.
- J_n = Es el número de sistemas de fisuras
- J_r = Es el número de la rugosidad de las fisuras
- J_a = Es el número de la alteración de las fisuras
- J_w = Es el factor de reducción por agua en las fisuras

- SRF = Es el factor de reducción por esfuerzos
- De esta forma los diferentes cocientes tienen un significado especial:
- RQD/Jn, indica el tamaño de bloque.
 - Jr/Ja, la resistencia al corte entre los bloques.
 - Jw/SRF la influencia del estado tensional, de difícil interpretación.

Tabla 4 Interpretación del índice Q

Descripción	Valor de Q
Roca excepcionalmente mala	0.001 – 0.01
Roca extremadamente mala	0.01 – 0.1
Roca muy mala	0.1 – 1
Roca mala	1 – 4
Roca regular	4 – 10
Roca buena	10 – 40
Roca muy buena	40 – 100
Roca extremadamente buena	100 – 400
Roca excepcionalmente buena	400 – 1000

Fuente: Sistema Q (1974) y Q (2007) se presentan en el anexo A, NGI.

2.3.8. Parámetros considerados para calcular el Q de Barton

Sin considerar el ya mencionado anteriormente RQD, los parámetros que son considerados en la clasificación propuesta por Barton, Lien y Lunde son las siguientes (Barton N. , 2000).

2.3.8.1. Jn: Índice de diaclasado

De forma similar el RQD, nos indica el grado de fracturación del macizo rocoso. Presenta unos valores comprendidos entre 0,5 para rocas masivas sin diaclasas y un valor de 20 para rocas trituradas pasando por una, dos, tres, cuatro o más familias de discontinuidades (Barton N. , 2000).



2.3.8.2. Jr: Índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas

Contiene 9 clasificaciones desde A hasta J diferenciándose dos grupos: por un lado, las diaclasas que están en contacto o cuyas caras están en contacto ante un desplazamiento inferior a 10 cm y aquellas juntas que no estarán en contacto ante desplazamientos cortantes.

Los valores de Jr están comprendidos entre 4 y 0,5 y pueden distinguirse: Diaclasas discontinuas, rugosas o irregulares, diaclasas onduladas, lisas, perfectamente lisas, diaclasas planas, diaclasas con relleno de minerales arcillosos de espesor suficiente que no permiten el contacto de las caras de la discontinuidad, diaclasas con relleno arenoso, gravoso o roca triturada de espesor suficiente para no permitir en contacto entre las caras de la discontinuidad (Barton N. , 2000).

2.3.8.3. Ja: Índice de alteración de las discontinuidades

Como su nombre indica mide las alteraciones de las juntas. Se distinguen tres grupos dependiendo de si están o no en contacto los planos de discontinuidad: a) contacto entre los planos de discontinuidad, b) contacto entre los planos de discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm y c) no existe contacto entre los planos de las juntas ante un desplazamiento.

Dentro de cada grupo hay varios campos en función del grado de alteración y presencia de minerales arcillosos cuyos valores extremos oscilan entre 0,75 para las discontinuidades cerradas, duras, sin reblandecimiento, impermeable, cuarzo y 20 para las discontinuidades abiertas con rellenos de arcilla gruesos (Barton N. , 2000).

2.3.8.4. Jw: Factor de reducción por la presencia de agua

Se trata de un coeficiente que minora el índice Q en función de la entrada de agua a la excavación. Alcanza un valor máximo de 1,0 para excavaciones secas o pequeñas



surgencias y un valor mínimo de 0,05 para fluencias excepcionalmente altas o de presión elevada de carácter persistente $>10 \text{ kg/cm}^2$ (Barton N. , 2000).

2.3.8.5. SRF

SRF significa “Stress Reduction Factor” en inglés y es un factor que evalúa el estado tensional del macizo rocoso. El valor fluctúa entre 0,5 y 400 (Barton N. , 2000).

Se distinguen 4 grupos para evaluar el coeficiente SRF:

- Zona débil que interceptan la excavación y pueden causar caídas de bloques.
- Rocas competentes con problemas tensionales en las rocas.
- Roca fluente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostática.
- Roca expansiva, actividad expansiva química dependiendo de la presencia del agua.

Para explicar cómo llegaron a la ecuación para determinar el índice Q , los autores ofrecen los siguientes comentarios:

2.3.8.6. Tamaño de bloque (RQD/J_n)

Es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0.5 y 10/20) con un factor de diferencia de 400. Si se interpreta el cociente en unidades de centímetros, los tamaños de “partículas” de 200 a 0.5 cm. se puede apreciar como aproximaciones gruesas, pero bastante realistas. Probablemente los bloques más grandes tendrían varias veces este tamaño y los fragmentos chicos menos de la mitad (Barton N. , 2000).

2.3.8.7. Resistencia al corte entre bloques (J_r/J_a)

Representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de juntas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo se puede pensar que estas superficies

están cerca de la resistencia óptima, que tenderán a dilatarse fuertemente cuando estén sometidas a esfuerzos cortantes y por lo tanto serán muy favorables a la estabilidad de un túnel. Cuando las fisuras tienen recubrimientos y rellenos arcillosos delgados se reduce notablemente su resistencia, sin embargo, el contacto de las paredes después de un ligero desplazamiento por el esfuerzo cortante puede ser muy importante y salvar la excavación de un colapso. Donde no haya contacto de paredes, la situación para la estabilidad de un túnel se representa de manera muy desfavorable (Barton N. , 2000).

2.3.8.8. Esfuerzo activo (J_w /SRF)

Consiste en dos parámetros de fuerzas, SRF es un valor de: 1) la carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas. Y de roca empacada en arcillas; 2) los esfuerzos en una roca competente, y 3) las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes. Se puede considerar como un parámetro total de esfuerzos. En cuanto al parámetro J_w se trata de una medición de la presión del agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal. El agua puede causar, además, un ablandamiento de las arcillas e incluso posiblemente su lavado (Barton N. , 2000).

A continuación, observamos las Tablas que se utilizan en la clasificación Q de Barton, propuestas por Barton, Lien y Lunde en 1974 y modificado en el año 2000.

Tabla 5 1er Parámetro, cálculo del R.Q.D.

<i>Calidad del macizo rocoso</i>	<i>R. Q. D. %</i>	<i>Observaciones.</i>
Muy mala	0-25	Para R.Q.D < 10 se puede tomar R.Q.D.= 10 en la ecuación de Q.
Mala	25-50	
Mediana	50-75	
Buena	75-90	
Excelente	90-100	

Fuente: El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones en ingeotúneles. Barton, 2000.

Tabla 6 2do Parámetro, cálculo de la Familia de diaclasas Jn.

<i>Descripción</i>	Jn
Roca masiva	0.5 - 1
Una familia de diaclasas.	2
Una familia de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales.	3
Dos familias de diaclasas.	4
Dos familias de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales	6
Tres Familias.	9
Tres familias de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales.	12
Cuatro o más familias de Diaclasas, roca muy fracturada.	15
Roca triturada terrosa.	20
En boquillas, se utiliza 2 Jun y en Túneles 3 Jun	

Fuente: El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones en túneles en ingeotúneles. Barton, 2000.

Tabla 7 3er Parámetro Rugosidad de las Diaclasas Jr.

<i>Contacto entre las 2 caras de las diaclasas con poco desplazamiento lateral de menos de 10 cm.</i>	Jn
<ul style="list-style-type: none"> • Juntas discontinuas. • Juntas Rugosa o irregular ondulada. • Suave ondulada. • Espejo de falla, ondulada, • Rugosa o irregular, plana. • Suave plana. • Espejo de Falla, plano. 	<p>4</p> <p>3</p> <p>2</p> <p>1.5</p> <p>1.5</p> <p>1</p> <p>0.5</p>
No existe contacto entre las 2 caras de las diaclasas cuando ambas se desplazan lateralmente.	Jn
<ul style="list-style-type: none"> • Zona de contenido de minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de las Diaclasas. • Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las 2 caras de las diaclasas. 	<p>1</p> <p>1</p>
<p>Nota: si el espaciado de la familia de las diaclasas es mayor de 3 m hay que aumentar el Jn en una unidad.</p> <p>Para diaclasas con espejos de falla provisto de lineaciones, si están orientadas favorablemente, se puede usar Jr=0.5</p>	

Fuente: El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones en ingeotúneles. Barton, 2000.



Tabla 8 4to Parámetro Aguas en las Diaclasas J_w .

<i>Parámetro Aguas en las Diaclasas.</i>	<i>J_w</i>	<i>Presión del agua Kg/cm^2</i>
- Excavaciones secas o de influencia poco importante.	1	<1
- Fluencia o presión medias. Ocasional lavado de los rellenos de las Diaclasas.	0.66	1-2.5
- Fluencia grande o presión alta, considerable lavado de los rellenos de las Diaclasas.	0.33*	2.5-10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas, decayendo con el tiempo.	0.1-0.2*	>10
- Fluencia o presión de aguas excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.	0.05-.01*	>10

Los valores presentados con el Signo * son solo valores estimados. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar J_w

Fuente: El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones en ingeotúneles. Barton, 2000.

Tabla 9 5to Parámetro Meteorización de las Diaclasas

Contacto entre las 2 caras de las Diaclasas.	<i>Ja</i>	ϕ^{\bullet}
Junta sellada, dura, sin reblandecimiento impermeable como por ejemplo cuarzo en paredes sanas.	0.75	25-30
Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no blandos partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	2	25-30
Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fricción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción como caolinita, clorita, talco yeso, grafito y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 o 2 mm.	4	8-16
Contactos entre 2 caras de la Diaclasa con < de 10 cm desplazamiento lateral.	<i>Ja</i>	ϕ^{\bullet}
Partículas de Arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
Fuertemente sobreconsolidados rellenos de minerales arcillosos no blandos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	6	16-24
Sobreconsolidación media a baja, blandos, rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de < de 5 mm de espesor.	8	12-16
Rellenos de arcilla expansiva, de espesor continuo de 5 mm. El valor Ja dependerá del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12
No existe contacto entre las 2 caras de la diaclasa cuando esta cizallada.	<i>Ja</i>	ϕ^{\bullet}
Zonas o bandas de roca desintegrada o manchada y arcilla.	6-8-12	6-24
Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fricción de arcilla no blandas.	5	6-24
Granos arcillosos gruesos.	13-20	6-24

Fuente: El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones en ingeotúneles. Barton, 2000.

Tabla 10 6to Parámetro tensiones en las excavaciones S.R.F.

1.-Zona débil que interceptan la excavación y pueden causar caídas de bloques.			S.R.F.	
A. Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor.			10	
B. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación < 50 m.).			5	
C. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente. (Profundidad de excavación > 50 m.).			2.5	
D. Varias zonas de fractura en roca competente libre de arcilla, roca suelta alrededor. (Cualquier profundidad).			7.5	
E. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla (Profundidad de excavación < 50 m.)			5	
F. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla. (Profundidad > 50 m).			2.5	
G. Diaclasas abiertas sueltas, muy fracturadas. (Cualquier profundidad).			5	
2.-Rocas competentes con problemas tensionales en las rocas		σ_c / σ_1	σ_t / σ_1	S.R.F.
H. Tensiones pequeñas cerca de la superficie.		> 200	>13	2.5
I. Tensiones medias.		200-10	13-0.33	1.0
J. Tensiones altas estructura muy compacta, favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.		10-5	0.66 - 0.33	0.5-2.0
K. Explosión de roca suave (roca Masiva).		5-2.5	0.33-0.16	5-10
L. Explosión de roca fuerte (roca masiva.)		<2.5	<0.16	10-20
σ_c y σ_t son las resistencias a la compresión y tracción respectivamente de la roca, σ_1 es el esfuerzo principal máximo que actúa en la roca.				
3.-Roca fluente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostática.			S.R.F.	
M. Presión de Flujo suave.			5-10	
N. Presión de flujo intensa.			10-20	
4.-Roca expansiva, actividad expansiva química dependiendo de la presencia del agua.			S.R.F.	
O. Presión Expansiva suave.			5-10	
P. Presión expansiva intensa.			10-15	
Observaciones al SRF:				
<ul style="list-style-type: none"> • Reducir los valores del SRF en un 25 a 50% si las zonas de rotura solo influyen, pero no interceptan a la excavación. • En los casos que la profundidad de las claves del túnel sea inferior a la altura del mismo se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5. • Para campos de tensiones muy anisótropos cuando: $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reducir el σ_c y σ_t a $0.8 \sigma_c$ y $0.8 \sigma_t$. 				

Fuente: El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones en ingotúneles. Barton, 2000.



2.3.9. Índice de resistencia geológica (GSI).

El índice de resistencia geológica (GSI) es un índice de caracterización de macizos rocosos que evalúa al macizo rocoso en función a dos criterios: estructura geológica y condición de la superficie de las juntas. Tiene gran aceptación en el Perú por su facilidad de uso entre el personal de operaciones. (Marinos & Hoek, 2000).

En la evaluación del GSI, se hace por la comparación del caso que interesa con las condiciones típicas que presenta el macizo rocoso y el mismo que puede variar de 0 a 100, lo que permite clasificarlos en 5 calidades de macizos rocosos:

- Macizos de calidad MUY MALA – Clase V, $0 \leq \text{GSI} \leq 20$
- Macizos de calidad MALA – Clase IV, $20 < \text{GSI} \leq 40$
- Macizos de calidad REGULAR – Clase III, $40 < \text{GSI} \leq 60$
- Macizos de calidad BUENA – Clase II, $60 < \text{GSI} \leq 80$
- Macizos de calidad MUY BUENA – Clase I, $80 < \text{GSI} \leq 100$

Estos parámetros se pueden observar en la figura N° 3, a continuación:

<p>INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICO GSI (Hoek & Marinos, 2000). A partir de la litología, estructura y la condición de superficie de las discontinuidades, se estima el valor promedio de GSI. No intente ser muy preciso. Escoger un rango de 33 a 37 es más realista que fijar GSI=35. También notar que esta tabla no se aplica a mecanismos de falla controlado por estructuras. Donde se presenten planos estructuralmente débiles en una orientación desfavorable con respecto a la cara de la excavación, estos dominarán el comportamiento del macizo rocoso. La resistencia al corte de las superficies en rocas que son propensas a deteriorarse como resultado de cambios en la humedad, se reducirá cuando exista presencia de agua. Cuando se trabaje con rocas de categoría regular a muy mala, puede moverse hacia la derecha para condiciones húmedas. La presión de poros se maneja con un análisis de esfuerzos efectivos.</p>		CONDICIONES SUPERFICIALES				
ESTRUCTURA		DISMINUYE CALIDAD DE SUPERFICIE →				
		MUY BUENA Muy rugoso. Superficies frescas sin meteorización	BUENO Rugoso, ligeramente meteorizada, superficies con óxido.	REGULAR Lizas, moderadamente meteorizadas y superficies alteradas.	MALA Espejo de falla, altamente meteorizadas con recubrimiento compacto o rellenos o fragmentos	MUY MALA Espejo de falla, superficies altamente meteorizadas con recubrimiento de arcilla suave o rellenos
	Intacta o Masivo: Especímenes de roca intacta o masivo in situ con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas.	90			N/A	N/A
	Levemente fracturado: Macizo rocoso no disturbado, muy bien entrelazado, constituido por bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades	80	70			
	Moderadamente Fracturado: Entrelazado, macizo rocoso parcialmente disturbado con bloques angulosos de varias caras formado por 4 o más familias de discontinuidades		60	50		
	Muy Fracturado/Disturbado/Agrietada: Foleada con bloques angulosos formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Persistencia de planos de estratificación o esquistocidad			40	30	
	Desintegrado: Pobremente entrelazado, macizo altamente fracturado compuesto de una mezcla de pedazos de rocas angulosas y redondeadas				20	
	Foliado/Laminado/Cizallado: Falta de formación de bloques debido al pequeño espaciado o esquistocidad débil o planos de corte	N/A	N/A			10
		DISMINUYE EL ENTRELAZADO DE PEDAZOS DE ROCA ↓				

Figura 3 Tabla para la estimación del GSI (Hoek, Marinos 2000)

2.3.9.1. GSI modificado

El índice GSI fue modificado por C. Vallejo (2002) con el objetivo de utilizar las tablas originales de manera práctica y sencilla de clasificar cualitativamente al macizo rocoso y recomendar el sostenimiento requerido. Cabe señalar que el índice GSI fue

originalmente desarrollado con la finalidad de obtener parámetros para el criterio de falla de Hoek & Brown, por lo que Vallejo recurre a las equivalencias del GSI con RMR para recomendar y dimensionar el sostenimiento. Las tablas resultan ser muy prácticas para ser empleadas solo para los colaboradores o trabajadores, sin embargo, corresponderá al personal especializado del área de geomecánica de cada empresa, la adecuación específica, así como la evaluación y/o revisión de su aplicación (Barton & Grimstad, 1989).

2.3.9.2. Correlaciones entre sistemas de clasificación

Debido a la variedad de sistemas de clasificación de los macizos rocosos y a su gran aceptación en la industria minera, diversos autores han propuesto correlaciones entre los diversos sistemas de clasificación, en la Tabla se muestran las correlaciones más importantes.

Tabla 11 Correlaciones entre los sistemas de clasificación de macizo rocoso

Correlación

$$RMR_{76} = 9 * \ln Q_{74} + 44$$

$$RMR_{76} = RMR_{89} - 5$$

$$RMR'_{76} = GSI = RMR'_{89} - 5$$

$$RMR_{14} = 1.1 * RMR_{89} + 2$$

Fuente: Marinos & Hoek, 2000

Se debe utilizar información o datos "sin procesar", es decir, información recopilada en investigaciones geomecánicas de campo para determinar la evaluación de parámetros en el sistema deseado. Dado que esto puede llevar mucho tiempo y recursos, se está considerando la elección de la configuración de la base de datos con información del sistema de clasificación original lo suficientemente grande para que se pueda hacer el análisis estadístico confiable que permite estimar el valor en el nuevo sistema de clasificación requerido, permitiendo establecer su propia relación o relación especial y

aplicarla al resto de la base de datos. Sin embargo, solo debe usar la fórmula de asociación una vez, dado que usar la fórmula de correlación más de una vez sería engañoso (Barton & Grimstad, 1989).

2.3.9.3. Limitaciones de los sistemas de clasificación

Las clasificaciones geomecánicas se desarrollaron con el propósito de cuantificar preliminarmente las características del macizo rocoso, en base a descripciones geológicas cualitativas (caracterización). Si bien es cierto que inicialmente los sistemas de clasificación surgieron para la estimación del sostenimiento de túneles, posteriormente se utilizaron para evaluar propiedades del macizo rocoso (módulo de elasticidad, velocidades sísmicas).

Las clasificaciones geomecánicas forman parte de una aproximación empírica, con las cuales hay que ser cuidadoso, puesto que las soluciones que se obtienen son estimadas. Es necesario reconocer que los sistemas de clasificaciones tienen limitaciones.

Estas limitaciones han sido abordadas con un mayor detalle por: (Brady & Brown, 2006) (Palmstrom, 2009), entre otros autores que profundizan mucho más las limitaciones y ventajas de los sistemas de clasificación en diferentes tipos de macizo rocoso.

2.3.10. Criterio de falla de Hoek & Brown, 1994

Este criterio toma en consideración la resistencia de la roca intacta y las constantes m_b , s y a , parámetros que se estiman en función de la estructura y la condición de las discontinuidades del macizo rocoso, representado por el índice de resistencia geológica GSI.

La forma generalizada del criterio de falla de Hoek – Brown es:

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

Dónde:

m_b , s y a = son parámetros que dependen de las características del macizo rocoso y cuyo cálculo se detalla más adelante.

σ_{ci} = es la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, y

σ'_1, σ'_3 = son los esfuerzos efectivos axial y de confinamiento principales respectivamente.

Los parámetros m_b , s y a , se calculan mediante las siguientes fórmulas aplicables a macizos rocosos disturbados y no disturbados.

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

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

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

Dónde:

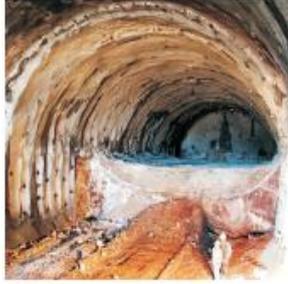
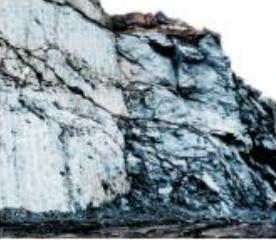
m_i es la constante de la roca intacta, estimada en el laboratorio mediante ensayos triaxiales. Para la andesita que aflora en las zonas del proyecto, se ha determinado un valor de 25.

- m_b es un valor reducido de la constante
- s y a son constantes del macizo rocoso.
- GSI, Índice resistencia geológica.

Donde m_i es el valor del parámetro m para la roca “intacta”, GSI es el índice de resistencia geológica del macizo rocoso ver la Figura N° 3, y D es un factor que considera la perturbación que producen en el macizo rocoso el desconfinamiento y las voladuras. En la Tabla 10 se presentan algunas guías para evaluar D .

D es un factor que depende del grado de alteración al que estará sujeto el macizo rocoso por efecto de la voladura y de la relajación de tensiones. Este factor varía desde 0 para macizos rocosos no alterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados, por lo que para el caso de este proyecto se ha optado por considerar un factor de 0.8.

Tabla 12 Valores del factor de alteración D, para las distintas situaciones del macizo.

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

Fuente: Criterio original de Hoek y Brown, 1980.

D es un factor que depende del grado de alteración al que estará sujeto el macizo rocoso por efecto de la voladura y de la relajación de tensiones. Este factor varía desde 0 para macizos rocosos in-situ no alterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados, para el proyecto se ha considerado un factor de 0.8.

La variable m_i de la fórmula anterior es la constante de la roca intacta, estimada en el laboratorio mediante ensayos triaxiales.

2.3.10.1. Parámetros de resistencia del macizo rocoso

Los parámetros de resistencia de la roca intacta son fácilmente determinables mediante ensayos de laboratorio. En general, es reconocida la dificultad práctica y conceptual de obtener, estimar y definir estos parámetros de resistencia y deformación cuando se hace referencia al macizo rocoso, debido a su heterogeneidad, anisotropía y discontinuidad.

Con el desarrollo de la mecánica de rocas y del diseño de túneles, se ha hecho evidente la imposibilidad de extrapolar a los macizos rocoso los valores numéricos obtenidos a partir de ensayos de laboratorio en roca intacta, (por ejemplo, el módulo de deformación o módulo de Young (E), obligando a los profesionales y especialistas en el área a idear y realizar los ensayos in situ, aun cuando no siempre son representativos, son costosos y complicados en su aplicación.

Las evidentes limitaciones de los criterios de resistencia-ruptura, como el de Mohr- Coulomb, que se basa en el uso de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}), la cohesión (c), y el ángulo de fricción de la roca intacta (ϕ), al tratar de usarlo en los macizos rocosos fue poco práctico, ya que acentuaban las fallas de este criterio, debido a que los parámetros que controlan el comportamiento de los mismos no se limitan a los planos de discontinuidad, resistencias a la compresión uniaxial o al corte,



sino dependen de la resistencia global del conjunto que constituyen los materiales rocosos del macizo, tales como los rellenos, la geometría, las discontinuidades, etc.

El Dr. Evert Hoek en 1994, publicó un artículo “Strength of Rock Masses”, en donde introdujo el índice de resistencia geológica (GSI). El índice, al ser de carácter intrínseco, le permitió al autor proponerlo como herramienta para estimar y cuantificar numéricamente las principales características geomecánicas de los macizos rocosos. El GSI provee un sistema para estimar la reducción de la resistencia y el aumento de la deformabilidad de las rocas que se producen al pasar de la caracterización de la roca intacta en laboratorio, a los macizos rocosos sobre los cuales se realizan las obras de ingeniería.

2.3.10.2. Deformación en macizos rocosos (E_m)

Las deformaciones, son los cambios en la forma o tamaño que experimenta un cuerpo cuando se le aplica una fuerza. Estas deformaciones pueden ser visibles o inadvertidas si no se emplea el equipo apropiado para su medición. En nuestro caso hablaremos de deformaciones en sólidos. Estas deformaciones son muy pequeñas en comparación con las dimensiones del sólido, por lo que son consideradas infinitesimales. Sobre las deformaciones infinitesimales se aplica el principio de superposición. Este principio enuncia: *“La deformación producida en cualquier punto de un cuerpo por un sistema de esfuerzos puede ser sumada a aquellas producidas por otro sistema con el resultado final independiente del orden en que los esfuerzos fueron aplicados”*.

El módulo de la deformación (E_m) del macizo rocoso es un parámetro importante en la interpretación de la deformación alrededor de las aperturas subterráneas. Desde que este parámetro es difícil y caro determinar en el campo, varios esfuerzos han sido desarrollados para estimar su valor, basado en el macizo rocoso y las clasificaciones geomecánicas (Hoek et al., 1995). El primer modelo empírico para la predicción del



módulo de la deformación de los macizos rocosos fue desarrollado por Bieniawski (1978). Después de Bieniawski, algunos otros acercamientos empíricos también se desarrollaron como el Barton et al. (1980), Serafim y Pereira (1983), Nicholson y Bieniawski (1990), et de Mitri et al. (1994), Hoek y Castaño (1997), Palmström y Singh (2001), Barton (2002).

La mayoría ha dado un modelo de la predicción, basado en un acercamiento que considera que proporciona el módulo del macizo rocoso. Sönmez et.al. (2004b). Hoek presentó el programa Rockdata la que determina parámetros de resistencia, deformación, www.rocscience.com (Hoek, 2004).

Todas las relaciones empíricas, proporcionan estimaciones iniciales de las propiedades del macizo rocoso y ellos deben usarse con cautela en un plan de diseño. En los casos críticos está fuertemente recomendado que las estimaciones deben confirmarse in situ o por atrás el análisis de conducta de la excavación. La tabla 13 se ve la siguiente lista de ecuaciones empíricas sugeridas para estimar el módulo de deformación con los parámetros requeridos y limitaciones.

Tabla 13 Fórmulas para determinar la deformación de un macizo rocoso

Originator of empirical equation	Required parameters	Limitations	Equation
Bieniawski (1978)	RMR	RMR > 50	$E_m = 2RMR - 100$
Serafim and Pereira (1983)	RMR	RMR ≤ 50	$E_m = 10^{[(RMR - 10)/40]}$
Barton (2002)	Q, σ_c	$\sigma_c \leq 100 \text{ MPa}$	$E_m = 10[(\sigma_c / 100)Q]^{1/3}$
Hoek et al. (2002)	GSI, σ_c , D	$\sigma_c \leq 100 \text{ MPa}$	$E_m = [1 - (D/2)] \sqrt{(\sigma_c / 100)} 10^{(GSI - 10)/40}$
		$\sigma_c > 100 \text{ MPa}$	$E_m = [1 - (D/2)] 10^{(GSI - 10)/40}$
σ_c : Uniaxial compressive strength. D : Disturbance factor (Appendix A II).			

Fuente: Combining the RMR, Q, and Rmi classification systems, Palmstrom, 2009

2.3.10.3. Resistencia a la compresión Uniaxial

Una medida de la resistencia de un material. La resistencia a la compresión uniaxial (UCS) es el esfuerzo de compresión axial máximo que puede tolerar una muestra cilíndrica recta de material antes de fracturarse. Se conoce también como la resistencia a la compresión no confinada de un material porque el esfuerzo de confinamiento se fija en cero.

Cuando no es posible realizar pruebas de laboratorio, se puede utilizar la Tabla 1 para estimar los valores de σ_{ci} y m_i . Estas estimaciones se pueden usar para los propósitos de un diseño preliminar, pero para diseños de detalle se deberían de desarrollar ensayos de laboratorio que permitan obtener valores más confiables (Barton N. , 2000).

Tabla 14 Estimación en terreno de la Resistencia a la Compresión Uniaxial.

Clase (a)	Calificación de la roca según su resistencia	Resistencia uniaxial (MPa)	Índice de carga puntual (MPa)	Estimación en terreno de la resistencia	Ejemplos
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10	Golpes de martillo geológico sólo causan descostramientos superficiales en la roca.	Basalto fresco, chert, diabasa, gneiss, granito, cuarcita.
R5	Muy Resistente	100 – 250	4 – 10	Un trozo de roca requiere varios golpes de martillo geológico para fracturarse.	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneiss, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4	Un trozo de roca requiere más de un golpe con el martillo geológico para fracturarse.	Caliza, mármol, filitas, arenisca, esquistos, pizarras.
R3	Moderadamente Resistente	25 – 50	1 – 2	Un trozo de roca puede fracturarse con un único golpe del martillo geológico, pero no es posible descostrar la roca con un cortaplumas.	Arcillolita, carbón, concreto, esquistos, pizarras, limolitas.
R2	Débil	5 – 25	(b)	Un golpe con la punta del martillo geológico deja una indentación superficial. La roca puede ser descostrada con una cortaplumas pero con dificultad.	Creta, sal mineral, potasio.
R1	Muy Débil	1 – 5		La roca se disgrega al ser golpeada con la punta del martillo geológico. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas.	Roca muy alterada o muy meteorizada.
R0	Extremadamente Débil	0,25 – 1		La roca puede ser indentada con la uña del pulgar.	Salbanda arcillosa dura.

Fuente: Rock Characterization, testing and monitoring - ISRM Suggested Methods, Brown, 1981.

2.4. TIPOS DE SOSTENIMIENTO SEGÚN MÉTODOS RMR E ÍNDICE Q

Estos sostenimientos son de un diseño empírico, ya que correlaciona experiencias prácticas de un sitio anterior con la situación que se podría presentar en una nueva localización propuesta. Los métodos de definición de este trabajo, serán RMR de Bieniawski, y Q de Barton. Vemos que algunas ventajas son:

- Estos métodos empíricos de sostenimiento son recomendaciones de diseño ligados a la caracterización geomecánica del macizo rocoso.
- Estos métodos definen el tipo y cantidad de elementos de sostenimiento a emplear.
- Tienen una serie de ventajas; su uso está muy extendido, son muy sencillos de utilizar en las primeras fases de proyecto y normalizan el sostenimiento a emplear.

2.4.1. Sostenimiento según el RMR

2.4.1.1. Dimensionamiento del soporte primario

La instalación del soporte primario de túneles, es la fase constructiva más importante en la ejecución de un túnel.

La metodología de análisis de soporte primario puede considerarse para su dimensionamiento, las clasificaciones geomecánicas como un instrumento útil y eficiente en la determinación de los elementos y cantidades de soporte ya que permite evaluar la capacidad de auto soporte que posee el macizo rocoso. Existen actualmente diversas clasificaciones geomecánicas propuestas por diversos autores destacando entre ellas las clasificaciones de Barton y de Bieniawski (Figura 4).

No es muy conocido el comportamiento que depende del tiempo de auto sostenimiento del macizo rocoso; sin embargo, la clasificación de Bieniawski (RMR), proporciona una idea muy realista del tiempo que permanecerá auto estable una excavación sin sostenimiento. Los daños en el macizo rocoso por la voladura, contribuyen a desestabilizar los hastiales de las excavaciones y disminuyen el tiempo de auto sostenimiento (Barton & Grimstad, 1989).

2.4.1.2. Tiempo de auto sostenimiento (Bieniawski)

El sistema RMR propuesto por Bieniawski correlaciona la luz o ancho de la excavación (span) con el tiempo de auto sostenimiento (stand up time).

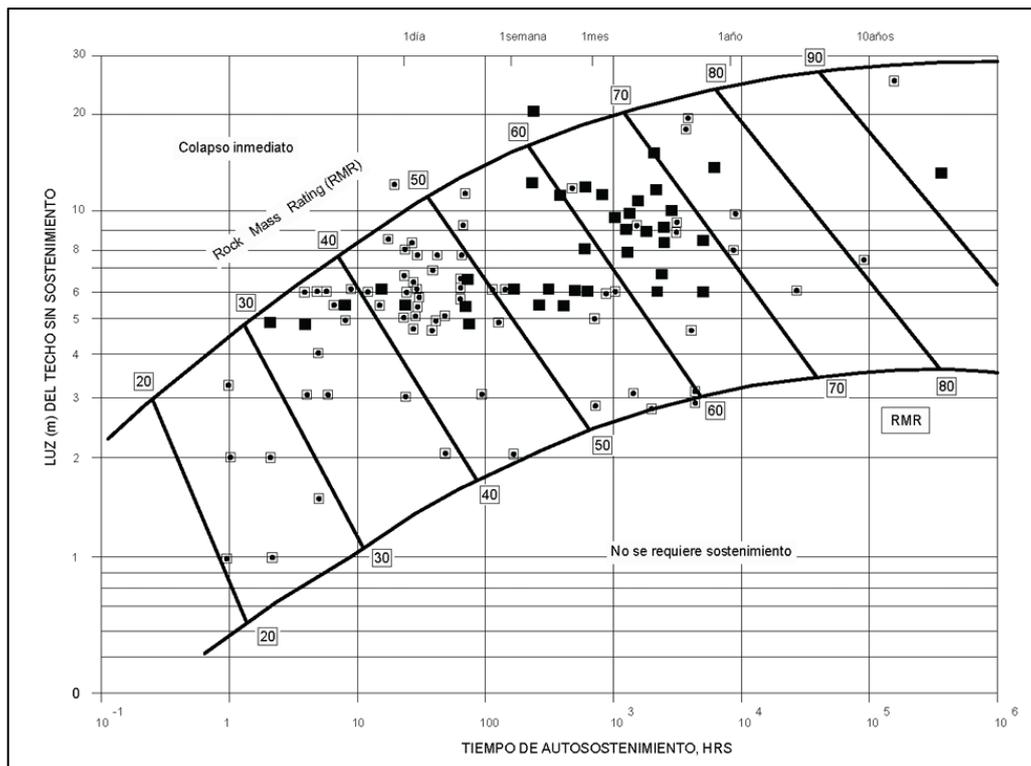


Figura 4 Estimación de autoaporte en excavación sin soporte. Fuente: Bieniawski, 1989

Como lo presenta Bieniawski (1989), mediante el índice RMR es posible obtener una idea del tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte (ver Figura 4); pero además de esto este índice nos provee unas recomendaciones de tipo técnico para el diseño de sistemas de soporte en túneles.

Si al ingresar a la gráfica (Span/ESR vs RMR) se obtiene un tiempo de auto sostenimiento menor o igual a 20 horas, se deberá aplicar el artículo 213° del Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería, el cual establece el principio de labor avanzada, labor sostenida.

2.4.1.3. Recomendaciones para optimizar el auto sostenimiento

- Incorporar el ábaco de auto sostenimiento en la tabla geomecánica del lugar, su interpretación debe ser conocida por todos los trabajadores.
- La instalación del sostenimiento en una excavación deberá realizarse antes que se cumpla el tiempo del auto sostenimiento.



- Ante el colapso de una estructura, la inspección debe verificar si el sostenimiento fue instalado oportunamente (Ej. ¿después de cuánto tiempo se colocó?).
- Tener en cuenta que después de realizar el sostenimiento, ya no es aplicable el ábaco de tiempo de auto sostenimiento.
- La voladura no controlada podrá disminuir el tiempo de auto sostenimiento, por lo que es necesario optimizar el proceso de voladura a fin de minimizar el daño por caída de rocas.

2.4.2. Sostenimiento según Índice Q

La instalación del soporte primario de túneles, es la fase constructiva más importante en la ejecución de un túnel. La metodología de análisis de soporte primario puede considerarse para su dimensionamiento, las clasificaciones geomecánicas como un instrumento útil y eficiente en la determinación de los elementos y cantidades de soporte ya que permite evaluar la capacidad de auto soporte que posee el macizo rocoso (Barton & Grimstad, 1989).

Para estimar los sostenimientos a partir de Q se definen los siguientes parámetros:

$$De = \text{Ancho de la excavación (m)} / \text{ESR}$$

Donde:

- ESR (Excavation support ratio): factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en la siguiente tabla 13:

Tabla 15 Valores de índice ESR de la clasificación Q

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal	3-5
B	Excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de agua para proyectos hidroeléctricos (excluyendo tuberías forzadas de alta presión), galerías, túneles piloto y galerías de avance.	1.6-2.0
C	Cámaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles menores para carreteras o vías férreas, cámaras de equilibrio, túneles de acceso.	1.2-1.3
D	Estaciones de energía, túneles grandes para carreteras y vías férreas, refugios de defensa civiles, intersecciones de portales.	0.9-1.1
E	Estaciones de energía nuclear subterráneas, estaciones ferroviarias, instalaciones deportivas y públicas, fábricas.	0.5-0.8

Fuente: El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones en Ingeotuneles, Barton N., 2000.

El valor Q se relaciona con los requisitos de sostenimiento del túnel y con las dimensiones equivalentes de la excavación. La relación entre Q y la dimensión equivalente de una excavación determina las medidas de sostenimiento apropiadas, estas permiten definir la fortificación recomendada mediante el gráfico de estimación de soporte de Barton 2000.

Finalmente se hará uso del ábaco para determinar la categoría de sostenimiento en función del valor Q y *De*. (Ver figura 5)

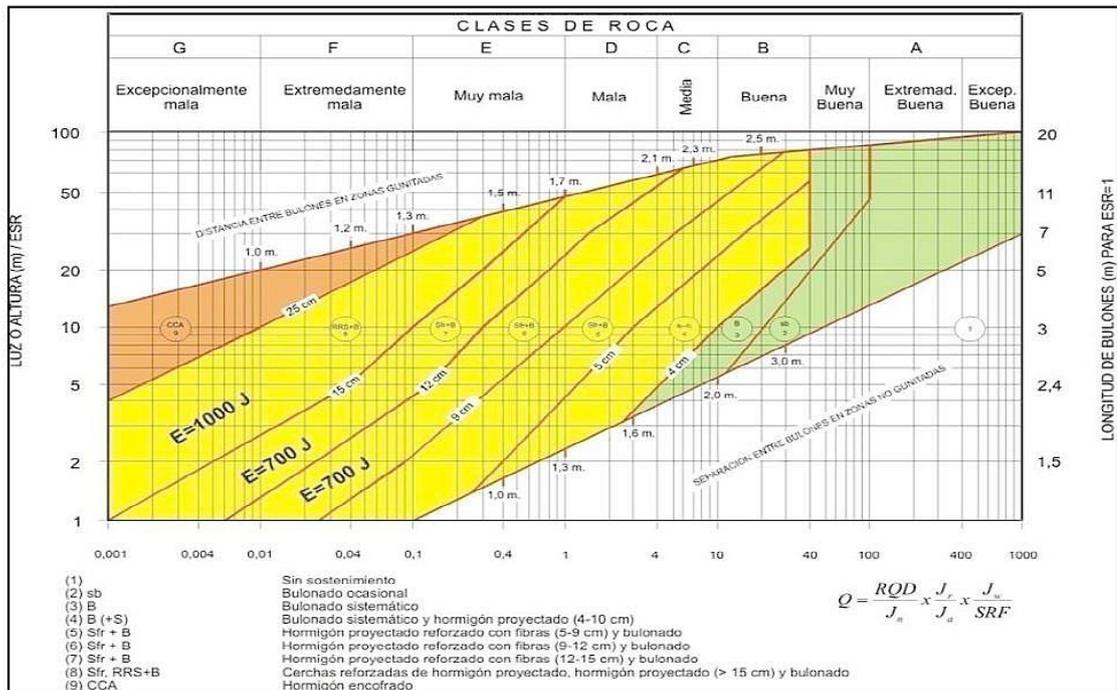


Figura 5 Estimación de soporte según el índice Q (Barton N. , 2000)

Donde las categorías de sostenimiento especificadas se muestran a continuación:

1. Sin sostenimiento
2. Bulonado puntual, sb.
3. Bulonado sistemático, B.
4. Bulonado sistemático con hormigón proyectado, 4-10 cm, B+S.
5. Hormigón proyectado con fibras, 5-9 cm y bulonado S(fr)+B.
6. Hormigón proyectado con fibras, 9-12 cm y bulonado, S(fr)+B.
7. Hormigón proyectado con fibras 12-15 cm y bulonado, S(fr)+B
8. Hormigón proyectado con fibras, >15 cm con bulonado y arcos armados reforzados con hormigón proyectado, S(fr)+RRS+B
9. Revestimiento de hormigón, CCA

También se tiene una relación entre Q, ESR y sostenimiento recomendado, mismo que fue propuesto por Barton, 1989, y que nos ayuda a calcular un sostenimiento más adecuado.

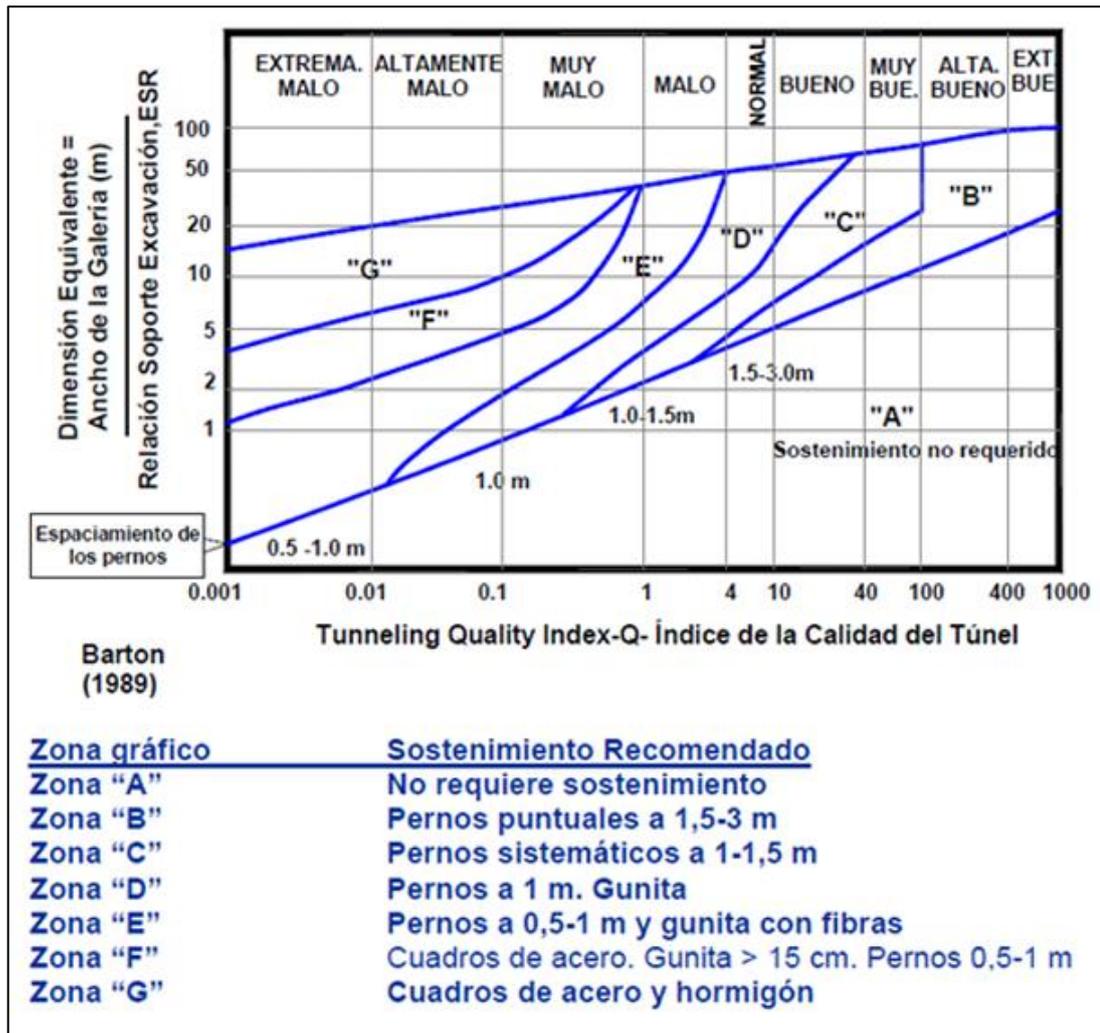


Figura 6 Relación entre Q, ESR y sostenimiento recomendado Barton 1989

2.5. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA REGIONAL

Las unidades litológicas que encontramos regionalmente cerca al área de estudio son en su mayoría parte de tres grupos y formaciones, las cuales están identificadas en el Mapa de Geología Regional (Anexo M-2), y que se describe a continuación:

2.5.1. Grupo Casma (Ki-c)

Este grupo marca regionalmente el inicio de otro ciclo sedimentario volcánico el mismo que se encuentra ampliamente desarrollado al Norte de Lima, en la costa del departamento de Ancash y en la Cordillera Negra donde MYERS J. (1980) ha reconocido más de 6,000 m. de una secuencia volcánico-sedimentaria marina en la parte inferior, seguido en la parte superior de volcánicos sub-aéreos, habiendo diferenciado de abajo



hacia arriba las Formaciones: Punta Gramadal, La Zorra, Breas y Lupín, pasando la primera de ellas lateral y gradacionalmente hacia el Este a la formación Cochapunta. (BOLETIN N° 43 Serie A: Carta Geológica Nacional, 1992)

Estas formaciones se pueden observar en el trayecto al Punto H1 cerca de la carretera central, por el distrito de Cocachacra, generalmente las rocas que componen el grupo Casma son lavas andesíticas, brechas volcanoclásticas, limonitas y calizas gris oscuro, las cuales se encuentran medianamente alteradas y es necesaria la consecución de roca fresca para observar sus propiedades características.

2.5.2. Grupo Rímac (P-r/and, bxpí, bx, tb, artb)

Esta unidad se encuentra en los cuadrángulos de Matucana y Huarochirí, llegando a la parte oriental de los cuadrángulos de Lurín y Chosica con un rumbo general NW-SE, habiéndose depositado en discordancia angular ya sea sobre el Grupo Casma o sobre una superficie de erosión labrada en 50 Geología de Los Cuadrantes de Lima, Lurín, Chancay y Chosica el batolito. En los cuadrángulos de Matucana y Huarochirí, SALAZAR H. (1974) ha reconocido en la parte inferior una secuencia volcánico-sedimentaria, seguida de otra sedimentaria tobácea, luego otra tobácea y en la parte superior otra volcánico-sedimentaria. En los cuadrángulos de Lurín y Chosica el Grupo Rímac se manifiesta igualmente con una interposición de rocas volcánicas mayormente piroclásticas y sedimentarias que alteran a una coloración rojizo-violáceo muy característica. Al Noroeste del cuadrángulo de Lurín, descansando sobre el Volcánico Quilmaná (Grupo Casma) aflora una gruesa secuencia del Grupo Rímac, la misma que se va engrosando hacia el Este. Allí se tiene brechas andesíticas de color gris azulino a verdoso con sedimentos como lutitas y calizas margosas pardo amarillentas.

Hacia la parte media se tienen tobas de composición andesítica y derrames andesíticos porfiricos a veces afaníticos de color gris verdoso pasando a coloraciones



violáceas por intemperismo. En la parte superior tobas de composición ácida de grano fino y algunas intercalaciones de tobas lapillíticas. En este sector parece ser que la secuencia Inferior del Grupo Rímac se encuentra afectado por intrusivos tonalítico - dioríticos de la super unidad Santa Rosa. En el valle del Rímac y en la parte alta del valle de Santa Eulalia, así como en el valle del Chillón se encuentran las mejores exposiciones de este grupo siendo su relación clara con respecto al Batolito y al Grupo Casma que los cubre discordantemente. Más al norte se le encuentra fallado contra la Formación Arahuay. Litológicamente está constituido de una gruesa secuencia masiva de volcánicos tobáceos y sedimentos elásticos que se pierden lenticularmente. La columna litológica entre Lachaqui y Canta muestra en la parte inferior tobas en bancos masivos, de color blanco-grisáceo brechas tobáceas con abundantes fragmentos piroclásticos, seguidos en la parte media de una intercalación de limolitas, lodolitas calcáreas, areniscas tobáceas y algunos niveles de calizas gris oscuras a negras con lavas andesíticas moradas a marrones a veces porfirices. En la parte superior se tienen conglomerados con material volcánico, piroclásticos, areniscas conglomerádicas y limolitas rojas. En el techo se observan lavas fluidales con grandes plagioclasas tabulares, luego lavas profiríticas gris verdosas, así como tobas blanco-rosadas masivas (BOLETIN N° 43 Serie A: Carta Geológica Nacional, 1992).

2.5.3. Formación Huarochirí (Nm-h, Nm-h/tblt Iv, Nm-h/tbcri It)

Se le ha reconocido en las partes altas entre el valle de Lurín y el valle de Rímac (al Norte del cuadrángulo de Lurín y Sureste del de Chosica). Se trata de una secuencia predominantemente tobácea que viene desde Huarochirí y que corresponde a una fase de vulcanismo más joven que el que dio origen a los volcánicos Millotingo. En los cuadrángulos de Matucana-Huarochirí, incluye alternancias de rocas sedimentarias como areniscas y limolitas. Este vulcanismo piroclástico se asienta sobre una superficie de



erosión que alcanza en sus partes más occidentales al Mesozoico y al Batolito Costero. Morfológicamente presenta superficies amplias o pampas ligeramente inclinadas hacia el oeste con un suelo cenizoso blanco. En las partes altas del valle de Lurín carretera a Huarochirí, presenta su mayor desarrollo, allí se corta la secuencia y se puede ver que la parte inferior está constituida por ignimbritas de tipo riolítico, con un color rosado a rojo ladrillo, las que por intemperismo forman una ceniza blanca, luego sobreyacen ocasionales derrames lávicos (andesíticos y riolíticos) debajo de aglomerados con fragmentos angulosos de variados tamaños, constituidos por andesitas dentro de una matriz tobácea conformando las colinas que sobresalen en estas mesetas (BOLETIN N° 43 Serie A: Carta Geológica Nacional, 1992).



CAPÍTULO III

MÉTODOS Y MATERIALES

3.1. METODOLOGÍA

Se utilizó el método científico acorde al trabajo realizado, la metodología para este trabajo de investigación se dividió en tres partes. Primero, se hizo una recopilación bibliográfica de tesis, tesinas, artículos de investigación científica y páginas web que se centraran en la temática de “túneles”. En la segunda parte, se realizó la investigación de campo, levantamientos topográficos y geológicos, mapeos geomecánicos. En la tercera parte, para demostrar la aplicabilidad de los métodos RMR y Q de Barton expuestos, se efectuaron diversos análisis paramétricos cuyos resultados se utilizarán en el proyecto.

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación es descriptiva, cualitativa porque se describirá las características y cuantitativa porque utilizará recursos numéricos y su análisis, medidas y cálculos matemáticos con datos reales.

3.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.3.1. Recopilación y análisis de información:

Todo el material bibliográfico recopilado de bibliotecas, artículos periodísticos, informes de investigación y mapas geológicos, fueron observados a detalle para obtener un mejor panorama sobre los trabajos previos y el análisis correcto del macizo rocoso. También se ha recopilado información de Boletines de INGEMMET, con mayor realce las cartas geológicas de los cuadrángulos de Matucana y Huarochirí.

3.3.2. Reconocimiento geomecánico en superficie

Para el reconocimiento geomecánico se realizó visitas a las zonas aledañas a los puntos H1 y H2, para obtener información del macizo rocoso de la formación Rímac por donde atraviesa la trayectoria del túnel y que afloran en superficie.



Se realizó esta actividad durante una primera visita a los puntos de perforación, donde observamos en algunos casos la alta presencia de material no consolidado y zonas de macizo moderadamente triturado.

3.3.2.1. Cálculo del índice de calidad de la roca (RQD)

Para la determinación del RQD utilizamos el criterio de Deere, el cual mide los trozos mayores a 10 cm. de una corrida de 1,5m. aproximadamente que corresponde al tubo interno donde se recuperan los testigos, este procedimiento se realizó para obtener el parámetro base RQD con el cual calcularemos posteriormente el RMR y la Q de Barton.

3.3.3. Caracterización del macizo

Los macizos rocosos se encuentran discontinuos y heterogéneos, siendo estos la consecuencia más importante en el efecto escala y las propiedades tenso deformacionales de los macizos que son de naturaleza anisotrópica.

Se analizaron los testigos in situ de esta manera se realiza la caracterización del macizo en base a parámetros que consideran tanto Bieniawski como Barton, Lien y Lunde, con su sistema Q; los parámetros tales como el grado de fracturación del macizo, la rugosidad, el grado de alteración, el coeficiente de la influencia del estado tensional del macizo rocoso y el coeficiente reductor por presencia de agua, se observan con mayor detalle en la Tabla 2; finalmente estos datos se valoraron y registraron de acuerdo a los procedimientos que sugieren los autores para obtener una valoración final de acuerdo a la calidad del macizo rocoso.

3.3.4. Clasificación geotécnica del macizo rocoso

Para clasificar el macizo se utilizaron el cuadro de clasificación propuesto por Bieniawski (1989) que observamos en la Tabla 3 y el de Barton, Lien y Lunde (1974) en la Tabla 4, así como también cuadros y guías propuestas por las empresas ejecutoras para

mejorar la interpretación de los valores recopilados sobre el macizo rocoso presente en los puntos H1 y H2 del túnel que pasa por San Bartolomé.

3.3.4.1. Clasificación RMR de Bieniawski 1989

Para la determinación del RMR se tomó los valores obtenidos en campo, estos valores se obtuvieron de pruebas hechas en los testigos de perforación, entonces se valoraron los siguientes parámetros: UCS (Uniaxial Compression Strength) a partir de golpes con el martillo de geólogo, RQD en base al criterio de Deere, espaciamiento de las discontinuidades, condición de las discontinuidades, condiciones del agua subterránea y la orientación de las discontinuidades.

3.3.4.2. Clasificación del Índice Q

Para el cálculo del índice Q se han tomado los valores de los parámetros tales como el RQD, J_n (sistemas de fisuras), J_r (rugosidad de las fisuras), J_a (alteración de las fisuras), J_w (factor de reducción por agua en las fisuras) y SRF (factor de reducción por esfuerzos), que han sido valorados de acuerdo a lo propuesto por los autores y que utilizaremos para calcular el parámetro Q o Q de Barton.

3.3.4.3. Clasificación por el método índice GSI

Los valores de GSI se obtuvieron con relación al RMR, para lo cual se consideró la recomendación de Hoek (2005), donde se menciona que el GSI es igual al RMR – 5, lo cual se tomó en cuenta para el cálculo del índice GSI.

3.3.4.4. Criterio de resistencia generalizado Hoek – Brown

Se realizó la valoración del macizo rocoso que corresponde a la entrada y salida del túnel que pasa por San Bartolomé, puntos H1 y H2, con el objetivo de determinar propiedades físicas que estén involucradas con el macizo en conjunto, con ayuda del software RocData 4.0 que es un software que integra y contempla los criterios de resistencia del macizo rocoso con el método de Hoek – Brown.



3.3.5. Métodos de Sostenimiento

3.3.5.1. Sostenimiento según el RMR

Como lo presenta Bieniawski (1989), mediante el índice RMR permite obtener una idea del tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte, pero además de esto este índice nos provee unas recomendaciones de tipo técnico para el diseño de sistemas de soporte en túneles.

Tabla 16 Guía para la excavación y soporte en túneles y obras de ingeniería según RMR

CLASE DE MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	PERNOS (20 mm DE DIÁMETRO) INYECTADOS	SOPORTE CON CONCRETO ARMADO	COSTILLAS
I. Roca muy Buena, RMR: 81 - 100	A sección completa. 3m de avance.	Generalmente no requiere.		Ninguno
II. Roca Buena, RMR: 61 – 80	A sección completa 1-1.5 m de avance. Soporte completo a 20 m del frente.	Pernos en la corona de 3m de longitud espaciados a 2.5 m malla ocasional	50 mm en la corona donde requiera	Ninguno
III. Roca Regular, RMR: 41 – 60	Frente superior y destroza, 1.5-3 m de avance en media sección. Inicio del soporte después de cada voladura. Soporte completo a 10 m del frente.	Pernos sistemáticos, 4 m de longitud, espaciados 1.5-2 m en la corona y hastiales con malla en la corona.	50 – 100 mm en la corona y 30 mm por los lados	Ninguno
IV. Roca Pobre, RMR: 21 – 40	Frente superior y destroza, 1 – 1.5 m de avance en la media sección superior. Instalación de soporte conjuntamente con la excavación 10 m del frente.	Pernos sistemáticos, 4-5 m de longitud, espaciados 1- 1.5 m en la corona y hastiales con malla.	100 – 150 mm en la corona y 30 mm por los lados.	Costillas ligeras a medias espaciadas 1.5 m a donde se requiera.
V. Roca muy Pobre, RMR: <20	Múltiples galerías 0.5-1.5 m de avance en la sección superior. Instalación de soporte conjuntamente con la excavación. Concreto proyectado tan pronto como sea posible después de las voladuras.	Pernos sistemáticos, 5-6 m de longitud, espaciados 1- 1.5 m en la corona y hastiales con malla. Pernos invertidos.	150-200 mm en la corona, 150 mm en los lados y 50 mm al frente	Costillas medianas a resistentes, espaciadas a 0.75 m con planchas de acero y tablestacas si se requiere.

Fuente: Bieniawski Z. T., 1989.

Unas recomendaciones para el sostenimiento en túneles de forma de arco de herradura 10 m de ancho, construidos por el sistema convencional (voladura) siempre que la presión vertical sea inferior a 25 MPa (250 kg/cm²) equivalente a un recubrimiento de 100 m y asumiendo una $\gamma = 2.7 \text{ T/m}^3$; $\sigma_v = 27 \text{ kg/cm}^2$.

3.3.5.2. Sostenimiento según la Q de Barton

El valor Q se relaciona con los requisitos de sostenimiento del túnel y con las dimensiones equivalentes de la excavación. La relación entre Q y la dimensión equivalente de una excavación determina las medidas de sostenimiento apropiadas, como se muestra en la Figura 6. Permiten definir la fortificación recomendada mediante el gráfico de estimación de soporte de Barton 2000.

Donde las categorías de sostenimiento especificadas se muestran a continuación:

1. Sin sostenimiento
2. Bulonado puntual, sb.
3. Bulonado sistemático, B.
4. Bulonado sistemático con hormigón proyectado, 40-100 mm, B+S.
5. Hormigón proyectado con fibras, 50-90 mm y bulonado S(fr)+B.
6. Hormigón proyectado con fibras, 90-120 mm y bulonado, S(fr)+B.
7. Hormigón proyectado con fibras 120-150 mm y bulonado, S(fr)+B
8. Hormigón proyectado con fibras, >150 mm con bulonado y arcos armados reforzados con hormigón proyectado, S(fr)+RRS+B
9. Revestimiento de hormigón, CCA

3.3.5.3. Sostenimiento con arcos de acero - Cimbras

Este típico sostenimiento pasivo o soporte es utilizado generalmente para el sostenimiento permanente de labores de avance, en condiciones de masa rocosa intensamente fracturada y/o muy débil, que le confieren calidad mala a muy mala, sometida a condiciones de altos esfuerzos. Para lograr un control efectivo de la estabilidad en tales condiciones de terreno, las cimbras son utilizadas debido a su excelente resistencia mecánica y sus propiedades de deformación, lo cual contrarresta el cierre de la excavación y evita su ruptura prematura. La ventaja es que este sistema



continúa proporcionando soporte después que hayan ocurrido deformaciones importantes.

Las cimbras son construidas con perfiles de acero, según los requerimientos de la forma de la sección de la excavación, es decir, en forma de baúl, herradura o incluso circulares, siendo recomendable que éstos sean de alma llena. Hay dos tipos de cimbras, las denominadas ‘rígidas’ y las “deslizantes o fluyentes”. Las primeras usan comúnmente perfiles como la W, H, e I, conformadas por dos o tres segmentos que son unidos por platinas y pernos con tuerca. Las segundas usan perfiles como las V y U, conformadas usualmente por dos o tres segmentos que se deslizan entre sí, sujetos y ajustados con uniones de tomillo.

3.3.5.4. Cimbras rígidas

Para el rango de los tamaños de las excavaciones en el túnel Trasandino, las cimbras rígidas comúnmente utilizadas serían las cimbras 4W13 de patín ancho o perfil “W” de 4”x 4” y 13 lb/pie, espaciadas de 0.5 a 1 m, las mismas que corresponden a cimbras ligeras para excavaciones de 3 m de abierto. En caso de altas presiones del terreno, estas cimbras podrían construirse a sección completa, colocando una solera (invert) centre las patas (Según las condiciones del terreno). En los casos que las cimbras indicadas no fueran suficientes, por las altas presiones de la roca, pueden utilizarse cimbras medianas como las del tipo 6W20. Las cimbras 6W20 también son comúnmente utilizadas para excavaciones con abiertos de hasta 5 m.

3.4. ZONA DE EMPLAZAMIENTO DEL TUNEL Y DEL PROYECTO

La zona de emplazamiento del proyecto “Construcción del Túnel Trasandino” se encuentra ubicado entre las regiones de Lima (San Bartolomé) y Junín (Yauli) y cuenta con una longitud aproximada de 25 Km el túnel principal y 2 secundarios de 5 y 15 km. aproximadamente, ver Tabla 19. Puesto que el proyecto abarca un área de construcción

muy grande se decide separar perforaciones entre las entradas, salidas y la trayectoria del túnel, de estos se toma los puntos de entrada que son el H1 y H2, que corresponden a uno de los túneles secundarios para su estudio correspondiente, el comportamiento geomecánico del macizo presente en dichos puntos, a fin de elaborar un diseño correcto para esas zonas y posteriormente con la totalidad del túnel.

Los puntos H1 y H2, son puntos de perforación horizontal, de tal manera estos corresponden a la entrada y salida del túnel que pasará por el Distrito de San Bartolomé, que cortará los zigzags que se presentan actualmente en la carretera central, zonas donde se presentan macizos rocosos que corresponden al Grupo Rímac.

Tabla 17 Emplazamiento y longitud total del túnel

EMPLAZAMIENTO TOTAL DEL PROYECTO “CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL TRASANDINO”

NOMBRE	LONGITUD				Características	Método constructivo
	Total, de actuación(m)		Túnel(m)			
Túnel Principal		25,645.52		25,052		
Túnel San Bartolomé	46,814.94	5,547.38	43,067	4,745	Vía Única / Monotubo	T.B.M.
Túnel San Miguel de Viso		15,622.04		13,270		

Fuente: Estudio de Pre inversión del Proyecto “Construcción del Túnel Trasandino”

3.5. MATERIALES Y EQUIPOS

- Brújula Brunton (Serie: 307-857-4700), se utilizó principalmente para orientar el taladro correctamente a la orientación asignada a cada punto de perforación.
- GPS Garmin (Serie: 8MT070894 - Garmin), para obtener las coordenadas exactas de los puntos de perforación H1 y H2.
- Cámara fotográfica Canon Elph190 (Serie: 11197303), para tomar evidencias de las muestras en campo y de las condiciones que presenta la perforación.



- Peine de Barton, plasma la rugosidad de la superficie de cada discontinuidad analizada.
- Lupa de 20x Iwamoto, para observar de manera microscópica la textura y composición mineralógica de la roca.
- Picota, utiliza para extraer muestras de campo, como también para obtener de manera empírica la resistencia del macizo rocoso.
- Protractor, utilizado para plasmar en planos la orientación de geoestructuras y escalar información de campo.
- Rayador, muestra el grado de oposición a ser rayada la superficie de minerales.
- Flexómetro, empleada para medir los trozos de muestra utilizados para el cálculo de parámetros como RQD, también para medir las dimensiones de la labor como también para la ubicación de equipos.
- Linternas, utilizadas para la iluminación de las cajas de testigos.
- Luminarias, instaladas para los trabajos de perforación y logueo de testigos.
- EPPs, casco de seguridad, botas punta de acero, guantes y demás equipo de vital importancia para la protección personal.
- Registro geológico-geotécnico, utilizado para describir, dibujar y dimensionar; las condiciones que presenta la perforación.
- Ácido clorhídrico, utiliza en el análisis de la composición mineralógica.
- Plano geológico, muestra las condiciones litológicas del área de estudio.
- Imagen satelital, usada en la ubicación mediante imágenes que muestran la realidad de zona de estudio.
- Libreta de campo, usada para anotaciones de los datos obtenidos en campo.

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

4.1. GENERALIDADES

4.1.1. Ubicación y acceso

La ubicación referenciada de la entrada y salida del túnel se presentan en la Tabla 18, políticamente pertenece a la jurisdicción de:

- Distrito : San Bartolomé
- Provincia : Huarochirí
- Departamento : Lima

La zona de estudio, punto H1, es accesible mediante la vía nacional PE-22 (Carretera Central del Perú Km 57); y el punto H2 se encuentra a 1 Km. del camino vecinal que conecta a San Bartolomé. Estos se pueden observar en el Mapa de Ubicación en el Anexo M-1.

Tabla 18 Ubicación geográfica del proyecto de investigación

UBICACIÓN GEOGRÁFICA

PUNTO	NORTE	ESTE	ALTITUD
H1-Entrada	8 683 569	333 880	1523 m.s.n.m.
H2-Salida	8 683 206	334 769	1667 m.s.n.m.

4.1.2. Aspectos climatológicos

En el distrito de San Bartolomé, la temperatura media anual es de 13.3 °C, con una tasa de precipitación media anual de 202.5 mm al año. y la precipitación más baja se registra en el mes de julio, con un promedio de 27 mm. La máxima precipitación se presenta en el mes de marzo. Según los parámetros arriba presentados, el clima de la

zona de estudio es cálido a templado, con veranos de alta pluviosidad e inviernos de escasa precipitación.

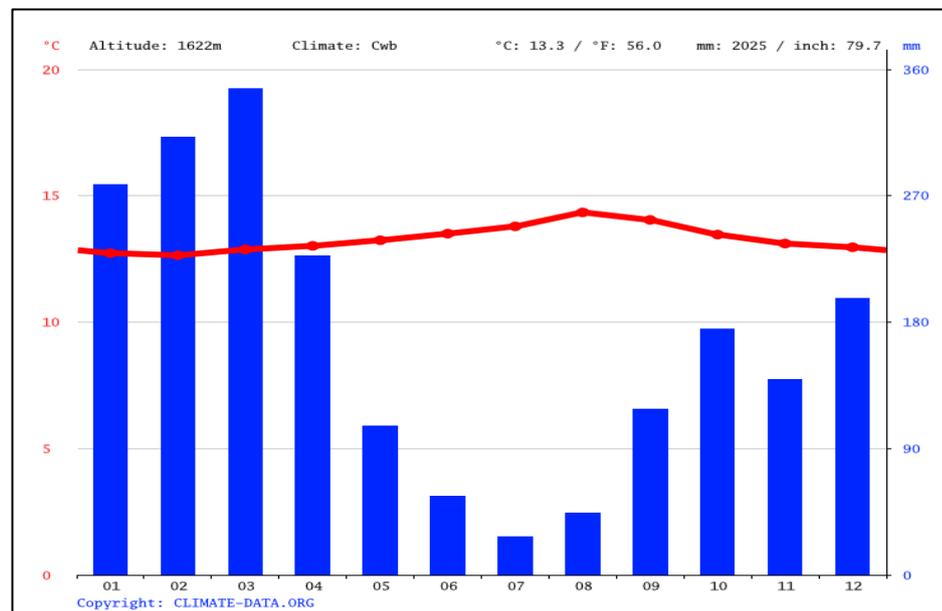


Figura 7 Histograma de precipitaciones de San Bartolomé

4.2. GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio que abarcará el Túnel Trasandino es muy amplia, dado a que conectará la zona alta de Lima con los andes de la Oroya, de tal forma identificaremos los Grupos y Formaciones rocosas con las que interactuamos en el proyecto de investigación que se enfoca en el túnel de San Bartolomé, de manera que sea de aporte para su posterior construcción.

4.3. LITOLOGÍA LOCAL

Localmente los puntos de entrada y salida H1 y H2 respectivamente, se hallan ubicados dentro del Grupo Rímac que están cubiertos por materiales fluviales y aluviales, estas unidades se pueden observar en el Mapa de Geología Local (Anexo M-3).

4.3.1. Grupo Rímac (P-r/and, bx, tb - P-r/and, tb)

Conformado por andesita gris verdosa a gris violácea (P-r/and, bx, tb), se pudo observar a manera de brecha en los en las zonas afines al punto H1, las muestras analizadas presentaban muchas discontinuidades y se encontraban ligera a



moderadamente alterada, y en ciertas zonas el macizo se presentaba intensamente alterado, presumiblemente por la alteración de las corrientes de agua que son frecuentes en la zona, especialmente en épocas de lluvia.

En el punto H2 se encontraron andesitas de coloración gris a violáceas, con textura porfirítica, se pudo observar también tobas de ceniza gris claro, ambas se encontraban entre un rango de ligeramente alteradas a intensamente alteradas.

4.3.2. Depósitos fluviales (Q-fl)

En la zona se presentan depósitos fluviales conformados por cantos rodados de tamaños variables, entre bloques y grandes clastos acompañados de arena y materiales limosos, que se presentan depositados alrededor de los puntos H1 y H2, como una cobertura inicial.

4.3.3. Depósitos aluviales (Q- al)

También presentes en las zonas aledañas, tratándose de gravas y arenas depositadas en las quebradas próximas a los puntos de perforación, mismas que son arrastradas por las lluvias mayormente en las épocas de primavera y verano entre los meses de octubre y mayo.

4.4. GEOMORFOLOGÍA LOCAL

La geomorfología del área de estudio corresponde al valle del río Rímac, el cual nace en los grandes macizos montañosos de la zona de Ticlio y Casapalca, y presenta un modelado típico de valle en “V”, está ampliamente desarrollada la etapa de erosión “valle”, como un ciclo de erosión maduro a juvenil que ha disectado a la “Superficie Puna” durante el Cuaternario y el Reciente.

En el área de estudio se identificaron 3 unidades geomorfológicas, las mismas que se pueden observar en el Anexo 7 y se describen a continuación:



4.4.1. Terrazas aluviales

Esta unidad geomorfológica se observa en las zonas colindantes al punto de perforación H1, que se encuentra más cerca al río Rímac, es típico de una zona que presenta alta precipitación en temporada de primavera y verano y baja en otoño e invierno.

4.4.2. Laderas de Pendientes Moderada (L-pm)

Esta unidad geomorfológica es observada a lo largo del perímetro cercano a los puntos H1 y H2, que cuentan con laderas de medianas dimensiones observables como característica a la zona de estudio.

4.4.3. Colinas Volcánicas – Sedimentario (Cs)

Esta unidad geomorfológica es visible notoriamente en el cerro Chunga presente en San Bartolomé, entre el km 57+600 y el km 58+100 de la carretera Central.

4.4.4. Geología estructural local

Según la identificación geológica previa, se observan quebradas y depresiones propias de la geografía de la zona, sin embargo no se identificaron estructuras de gran impacto estructural tales como plegamientos o fallas, sin embargo, se pueden observar diferentes discontinuidades que al analizarlas mediante los métodos de Bieniawski y Barton se podrían definir como un sistema de diaclasas en el macizo rocoso y que dificultarían el posterior trabajo de construcción a la vez que generaría costos adicionales en sostenimiento.



CAPÍTULO V

EXPOSICIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. CARACTERIZACION GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO

La calidad del macizo rocoso se ha utilizado los resultados de las investigaciones geotécnicas efectuadas, tanto en superficie como en el subsuelo. En esta evaluación geotécnica del macizo rocoso se utilizó los parámetros estándar establecidos para obras subterráneas, como son los establecidos por Bieniawski, RMR, y Barton, Lien y Lunde (Índice Q).

Superficialmente, se hizo caracterizaciones geomecánicas muy básicas debido a que el proyecto se centra en el loqueo e identificación del macizo por medio de los testigos de roca que obtendremos a través de la perforación.

5.1.1. Clasificación RMR Bieniawski

Tomando en cuenta los datos del mapeo geomecánico realizado al macizo obtenido de las perforaciones, podemos realizar un resumen por profundidad de perforación. Los valores obtenidos para los diferentes puntos y en profundidades de 10 m. aproximadamente, son en resumen los que observamos en las tablas 19 y 20:



Tabla 19 Clasificación por RMR89 obtenidos en el punto H1

Clasificación RMR Bieniawski en el punto H1

Profundidad	RMR ₈₉	Clase
0.00 m. a 10.05 m.	48	III
10.05 m. a 20.25 m.	50	III
20.25 m. a 30.00 m.	49	III
30.00 m. a 40.10 m.	56	III
40.10 m. a 50.00 m.	48	III
50.00 m. a 60.80 m.	49	III
60.80 m. a 70.30 m.	50	III
70.30 m. a 80.50 m.	49	III
80.50 m. a 90.60 m.	45	III
90.60 m. a 99.95 m.	46	III
99.95 m. a 110.90 m.	46	III
110.90 m. a 120.40 m.	50	III
120.40 m. a 130 m.	48	III

En el punto de perforación H2 y luego de realizar los mismos análisis para la obtención del RQD, los resultados fueron:

Tabla 20 Clasificación por RMR89 obtenidos en el punto H2

Clasificación RMR Bieniawski en el punto H2

Profundidad	RMR ₈₉	Clase
0.00 m. a 05.10 m.	32	IV
5.10 m. a 29.00 m.	34	IV
29.00 m. a 45.80 m.	33	IV
45.80 m. a 57.40 m.	37	IV
57.40 m. a 75.80 m.	32	IV
75.80 m. a 97.50 m.	32	IV
97.50 m. a 104.60 m.	32	IV
104.60 m. a 115.60 m.	32	IV
115.60 m. a 122.80 m.	32	IV
122.80 m. a 140.00 m.	32	IV



Al realizar el análisis con el método de RMR de Bieniawski, en el punto H1 observamos que el macizo presenta un valor RMR entre 45 a 56, esto debido también a la presencia nula de agua en el punto de perforación. Por lo que se le asigna un valor de CLASE III, roca media.

Mientras que en el punto H2, el macizo presente se encuentra más fracturado, y realizado el análisis obtiene un valor RMR entre 32 a 37. Se le asigna un valor de CLASE IV, roca mala.

5.1.2. Clasificación Q Barton

Con la clasificación Q de Barton, se obtuvo los valores en los puntos H1 y H2:

Tabla 21 Clasificación Q de Barton obtenidos en el punto H1

Clasificación Q de Barton en el punto H1

Profundidad	Q	Clasificación
00.00 m. a 10.05 m.	1.673	Roca Mala
10.05 m. a 20.25 m.	2.125	Roca Mala
20.25 m. a 30.00 m.	1.982	Roca Mala
30.00 m. a 40.10 m.	4.249	Roca Media
40.10 m. a 50.00 m.	1.584	Roca Mala
50.00 m. a 60.80 m.	1.931	Roca Mala
60.80 m. a 70.30 m.	2.317	Roca Mala
70.30 m. a 80.50 m.	2.146	Roca Mala
80.50 m. a 90.60 m.	1.168	Roca Mala
90.60 m. a 99.95 m.	1.357	Roca Mala
99.95 m. a 110.90 m.	1.268	Roca Mala
110.90 m. a 120.40 m.	2.208	Roca Mala
120.40 m. a 130 m.	1.760	Roca Mala



Tabla 22 Clasificación Q de Barton obtenidos en el punto H2

Clasificación Q de Barton en el punto H2

Profundidad	Q	Clasificación
0.00 m. a 05.10 m.	0.264	Calificación Muy Mala
5.10 m. a 29.00 m.	0.364	Calificación Muy Mala
29.00 m. a 45.80 m.	0.317	Calificación Muy Mala
45.80 m. a 57.40 m.	0.947	Calificación Muy Mala
57.40 m. a 75.80 m.	0.264	Calificación Muy Mala
75.80 m. a 97.50 m.	0.264	Calificación Muy Mala
97.50 m. a 104.60 m.	0.264	Calificación Muy Mala
104.60 m. a 115.60 m.	0.264	Calificación Muy Mala
115.60 m. a 122.80 m.	0.264	Calificación Muy Mala
122.80 m. a 140.00 m.	0.264	Calificación Muy Mala

De acuerdo a la evaluación realizada al macizo rocoso del proyecto, identificamos el estado del macizo cada 10 m. de avance, y se califica los valores mediante las tablas de RMR_{89} y Q de Barton para asignar los valores a los parámetros y calificar el macizo rocoso, así mismo, el valor del GSI se obtuvo a través de la correlación entre el mismo con el RMR_{89} . Los índices de calidad se estimaron cada 10 m. en el punto H1 y por zonificación geomecánica en el H2, estos valores se encuentran resumidos en las tablas 21 y 22.

Tabla 23 Evaluación de Calidad del Macizo Rocosó en el punto H1 del túnel Trasandino

Calidad del Macizo Rocosó en el punto H1

Profundidad		RQD (%)	RMR ₈₉	Q	GSI	Clase (RMR)
0.00	10.05	20	48	1.673	43	III
10.05	20.25	33	50	2.125	45	III
20.25	30.00	24	49	1.982	44	III
30.00	40.10	56	56	4.249	51	III
40.10	50.00	16	48	1.584	43	III
50.00	60.80	22	49	1.931	44	III
60.80	70.30	25	50	2.317	45	III
70.30	80.50	30	49	2.146	44	III
80.50	90.60	11	45	1.168	40	III
90.60	99.95	19	46	1.357	41	III
99.95	110.90	15	46	1.268	41	III
110.90	120.40	33	50	2.208	45	III
120.40	130.00	22	48	1.760	43	III

Tabla 24 Evaluación de Calidad del Macizo Rocosó en el punto H2 del túnel Trasandino

Calidad del Macizo Rocosó en el punto H2

Profundidad		RQD (%)	RMR ₈₉	Q	GSI	Clase (RMR)
0.00	05.10	15	32	0.264	27	IV
05.10	29.00	25	34	0.364	29.2	IV
29.00	45.80	18	33	0.317	28	IV
45.80	57.40	30	37	0.947	32.1	IV
57.40	75.80	10	32	0.264	27	IV
75.80	97.50	10	32	0.264	27	IV
97.50	104.60	10	32	0.264	27	IV
104.60	115.70	10	32	0.264	27	IV
115.70	122.80	10	32	0.264	27	IV
122.80	140.00	10	32	0.264	27	IV

5.1.3. Determinación de parámetros de resistencia (Software RocData)

Los principales datos de entrada que requiere el software para el macizo rocoso son: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, GSI, m_i , factor de perturbación por efecto de voladura D, y el factor de macizo rocoso MR, si la aplicación es para túneles o taludes, altura de la excavación referente a la superficie, peso específico del material.

Los principales datos de salida utilizando el criterio de Hoek Brown son: parámetros de resistencia del macizo rocoso (m_b , s , a), módulo de deformación del macizo rocoso, entre otros.

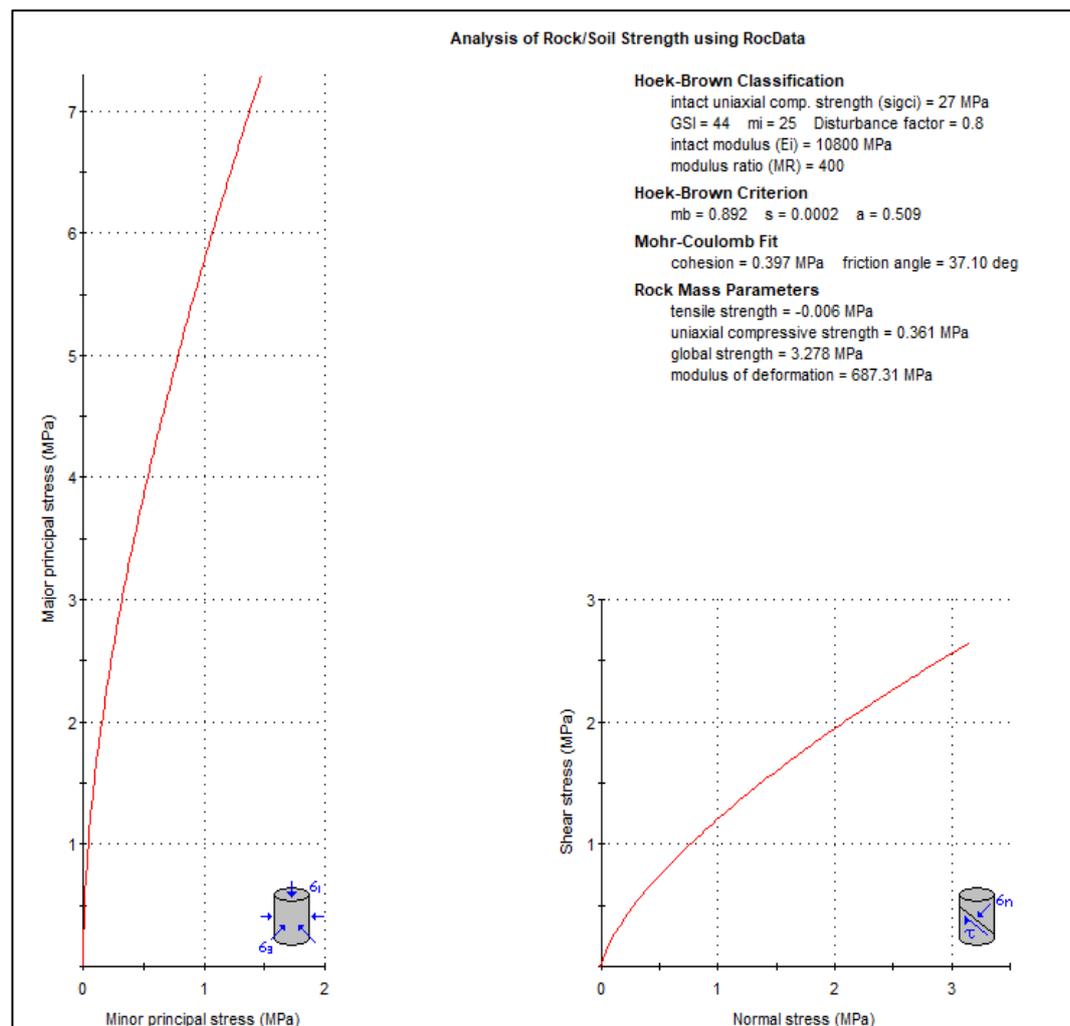


Figura 8 Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca clase III en el punto H1.

Luego de analizar los resultados de la figura anterior, los valores para el macizo

de tipo III son: $m_b = 0.892$, $s = 0.0002$, $a = 0.509$

Resistencia a la Tracción $\sigma_t = -0.006$ Mpa

Resistencia a la compresión $\sigma_c = 0.361$ Mpa

Módulo de deformación $E_m = 687.31$ MPa

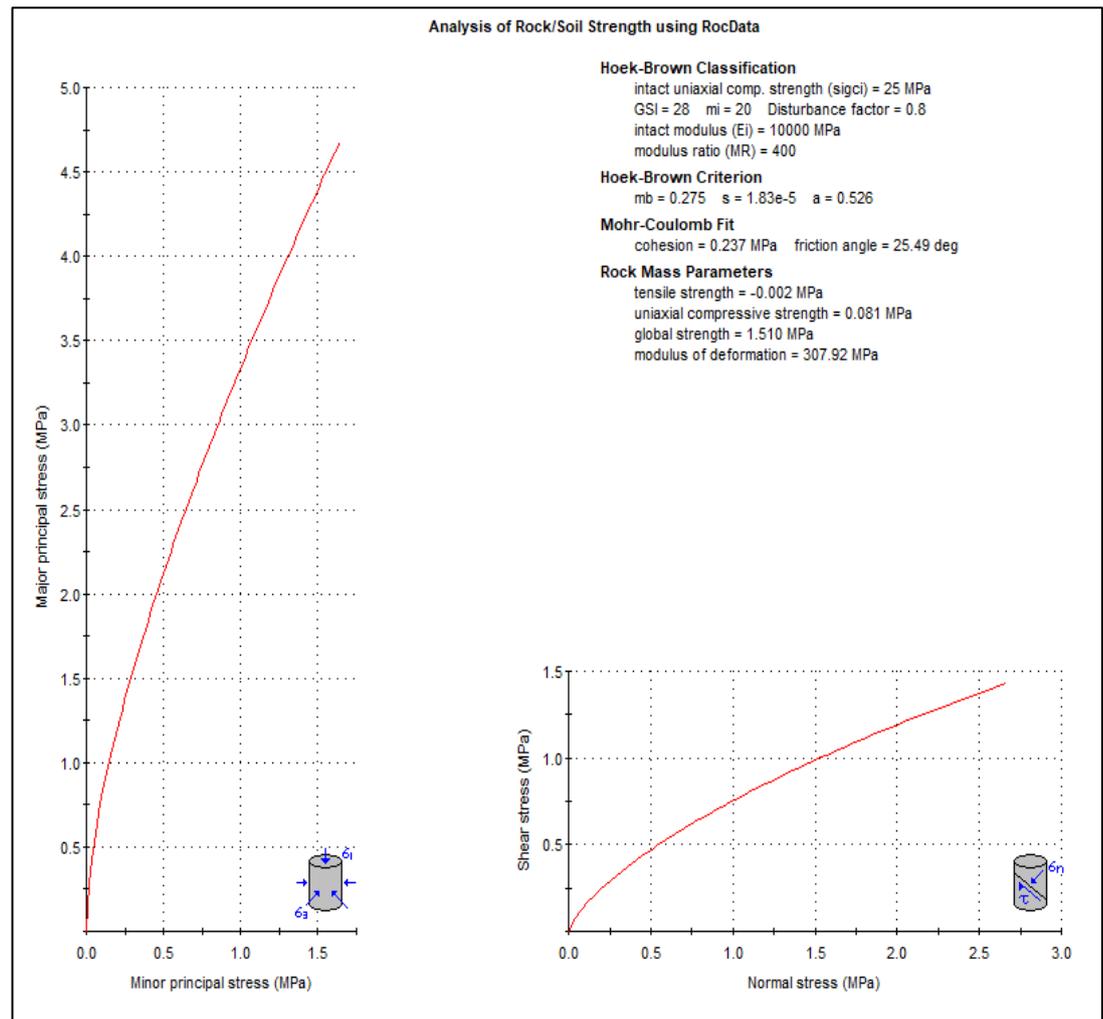


Figura 9 Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca clase IV en el punto H2.

Luego de analizar los resultados de la figura anterior, los valores para el macizo

de tipo IV son: $m_b = 0.275$, $s = 1.83 \cdot 10^{-5}$, $a = 0.526$.

Resistencia a la Tracción $\sigma_t = -0.002$ Mpa

Resistencia a la compresión $\sigma_c = 0.081$ Mpa

Módulo de deformación $E_m = 307.92$ Mpa



5.2. IDENTIFICACIÓN DE PRINCIPALES DISCONTINUIDADES

En la zona de estudio, no se apreciaron discontinuidades geológicas muy relevantes, tales como fallas, cabalgamientos o pliegues que afecten al tramo del túnel que estamos tratando, debido a la longitud de los taladros, como también al trabajo puntual que se realiza en los puntos H1 y H2.

Sin embargo, en la recuperación de testigos, existen tramos que sugieren la existencia de una zona de diaclasas aparentemente sistemática presente en el punto H2, mientras que en el punto H1 no se identificó ningún tramo con estas características.

5.3. DISEÑO DE SOSTENIMIENTO

De la misma manera y cumpliendo con uno de los objetivos se realiza el diseño de sostenimiento adecuado para los puntos H1 y H2, a modo de sugerencia, puesto que para optimizar el mismo se requiere de perforaciones a mayores profundidades, así como también sondeos orientados para determinar el número de familias de discontinuidades y la dirección de las mismas; según los métodos utilizados se calculó los sostenimientos según Bieniawski e índice Q (Q de Barton).

5.3.1. Sostenimiento según Bieniawski

Se ha estimado el tiempo de autoaporte en excavación (Bieniawski Z. T., 1989) para los macizos del punto H1 y H2:

- Punto H1: Macizo CLASE III – $RMR_{89} = 49$, según el análisis en la tabla de autoaporte, el tiempo estimado es de 1 día aproximadamente.

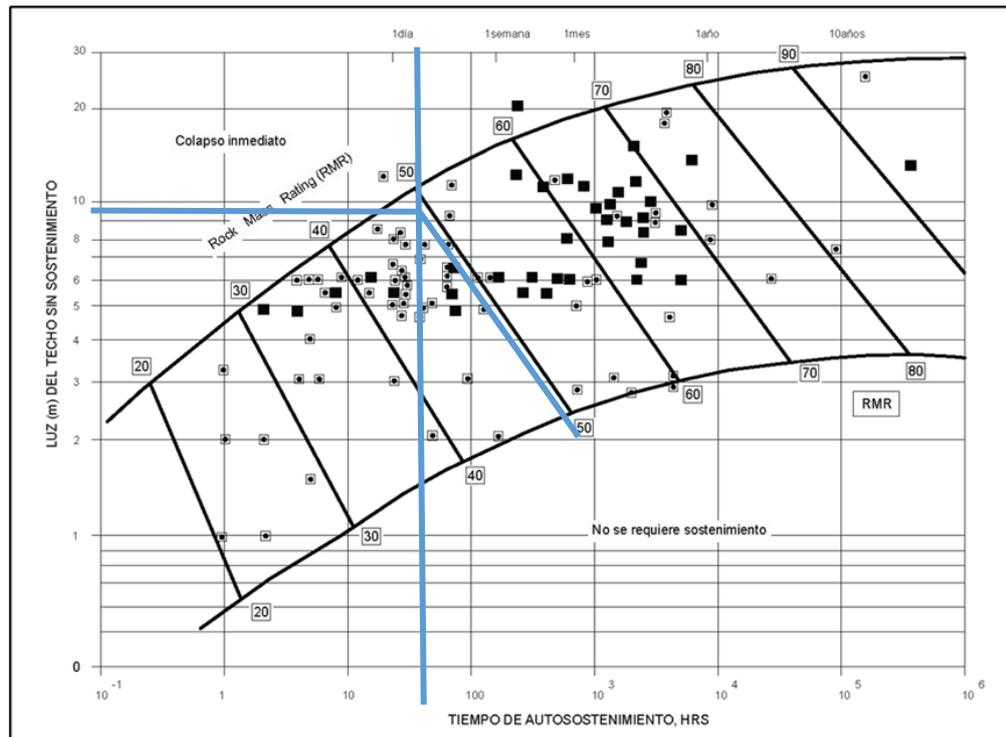


Figura 10 Cálculo del auto sostenimiento del macizo rocoso del punto H1.

- Punto H2: Macizo CLASE IV – $RMR_{89} = 33$, según el análisis en la tabla de autoporte, el tiempo estimado es de 1 hora, dado que corre riesgo de colapso.

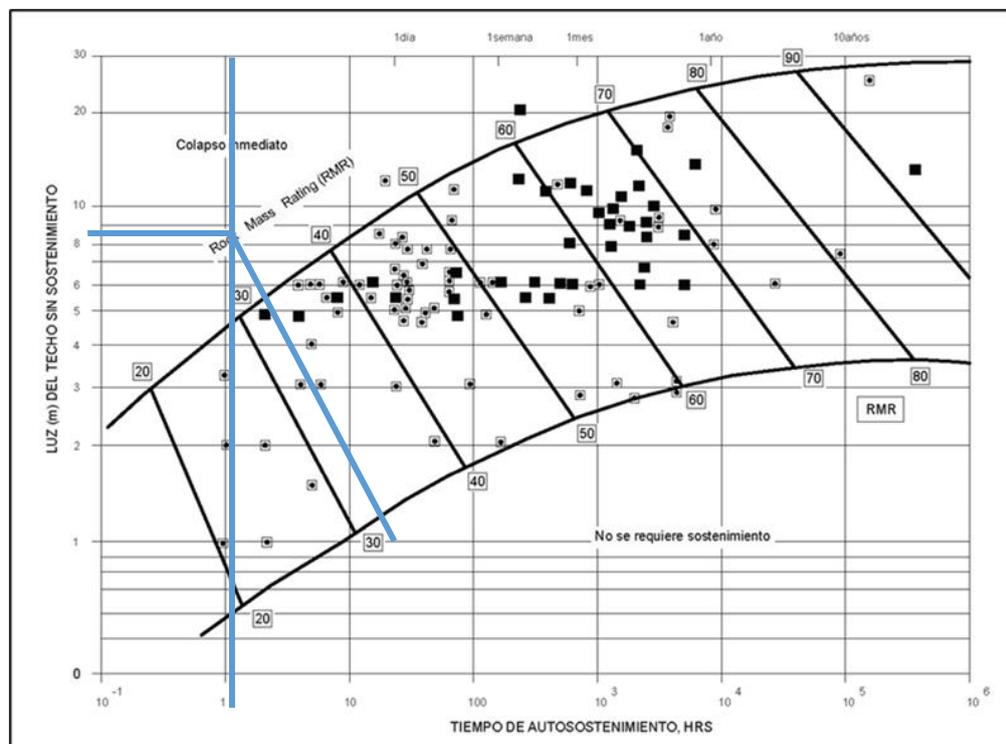


Figura 11 Cálculo del auto sostenimiento del macizo rocoso del punto H2.



Según los parámetros de sostenimiento según clasificaciones geomecánicas, se presenta algunas recomendaciones para el dimensionamiento del sistema de soporte para túneles. La clasificación geomecánica III en el punto H1 y IV en el punto H2. Resumidos en la tabla 25. Estas recomendaciones están dadas para túneles en forma de arco de herradura con 10 m de ancho aproximadamente, construidos por sistema convencional (voladura) para presiones verticales inferiores a 25 Mpa.

Tabla 25 Parámetros de sostenimiento considerados en el túnel Trasandino - San Bartolomé

CLASE DE MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	PERNOS (20 mm DE DIÁMETRO) INYECTADOS	SOPORTE CON CONCRETO ARMADO	COSTILLAS
I. Roca muy Buena, RMR: 81 - 100	A sección completa. 3m de avance.	Generalmente no requiere.		Ninguno
II. Roca Buena, RMR: 61 - 80	A sección completa 1-1.5 m de avance. Soporte completo a 20 m del frente.	Pernos en la corona de 3m de longitud espaciados a 2.5 m malla ocasional	50 mm en la corona donde requiera	Ninguno
PUN III. Roca Regular, RMR: 41 - 60	Frente superior y destroza, 1.5-3 m de avance en media sección. Inicio del soporte después de cada voladura. Soporte completo a 10 m del frente.	Pernos sistemáticos, 4 m de longitud, espaciados 1.5-2 m en la corona y hastiales con malla en la corona.	50 - 100 mm en la corona y 30 mm por los lados	Ninguno
PUN IV. Roca Pobre, RMR: 21 - 40	Frente superior y destroza, 1 - 1.5 m de avance en la media sección superior. Instalación de soporte conjuntamente con la excavación 10 m del frente.	Pernos sistemáticos, 4-5 m de longitud, espaciados 1- 1.5 m en la corona y hastiales con malla.	100 - 150 mm en la corona y 30 mm por los lados.	Costillas ligeras a medias espaciadas 1.5 m a donde se requiera.
V. Roca muy Pobre, RMR: <20	Múltiples galerías 0.5-1.5 m de avance en la sección superior. Instalación de soporte conjuntamente con la excavación. Concreto proyectado tan pronto como sea posible después de las voladuras.	Pernos sistemáticos, 5-6 m de longitud, espaciados 1- 1.5 m en la corona y hastiales con malla. Pernos invertidos.	150-200 mm en la corona, 150 mm en los lados y 50 mm al frente	Costillas medianas a resistentes, espaciadas a 0.75 m con planchas de acero y tablestacas si se requiere.

Según el RMR calculado en cada punto de perforación, el sostenimiento sugerido según Bieniawski se muestra en la tabla 26:

Tabla 26 Sostenimiento del túnel en puntos H1 y H2 según Bieniawski 1989
SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL TRASANDINO – SAN BARTOLOMÉ
Según RMR₈₉

Punto de perforación	Valor de Q	SOSTENIMIENTO
H1 – 130 m.	1.982	Zona (5) Sfr + B: Hormigón proyectado reforzado con fibras (5-9 cm.) y bulonado de 2.9 m.
H2 – 140 m.	0.344	Zona (6) Sfr + B: Hormigón proyectado reforzado con fibras (9-12 cm.) y bulonado de 2.9 m.

5.3.2. Sostenimiento según Índice Q (Q de Barton)

En la figura 12, se aprecia un diseño posible del túnel, en forma de herradura con un área de excavación de 89.17m² (ancho igual a 9.66 m. y altura de 9.23 m.).

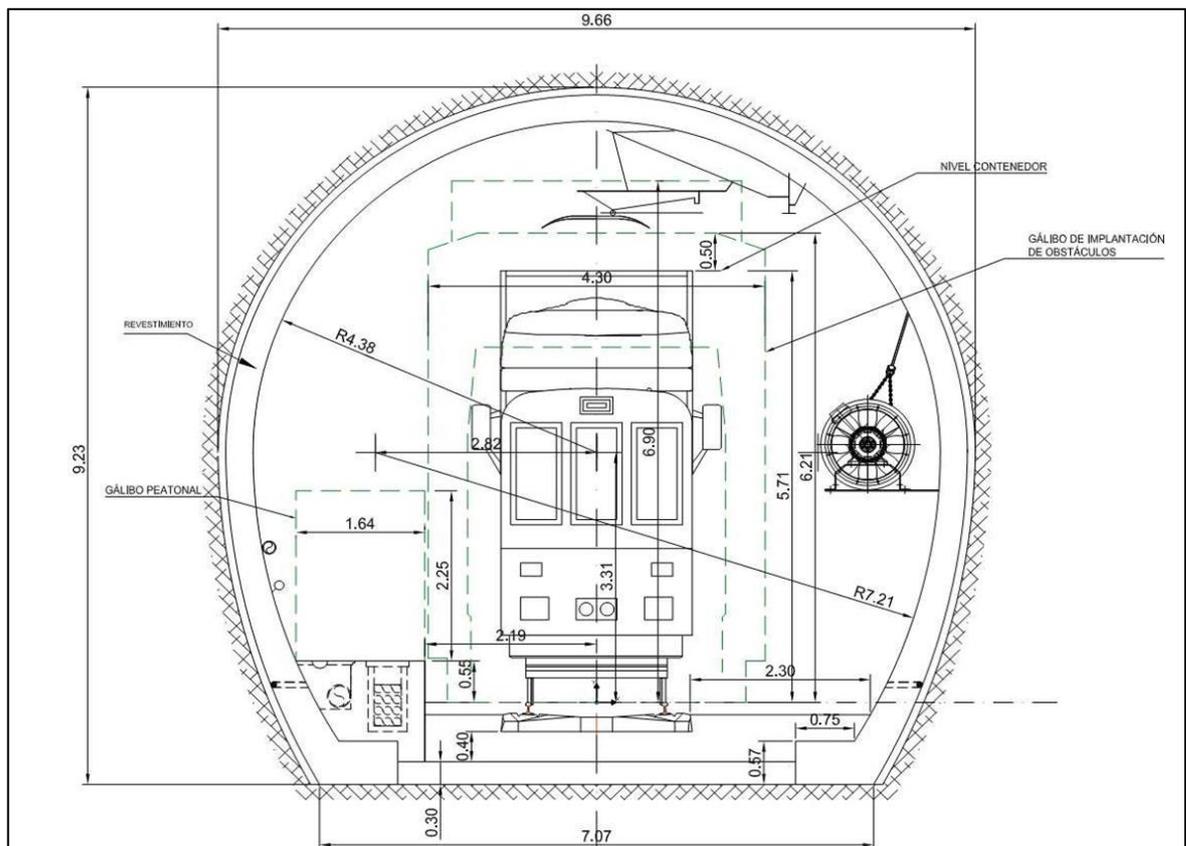


Figura 12 Diseño de sección transversal de túnel

El método establece la prosecución de los siguientes pasos: Se debe encontrar el diámetro equivalente de la excavación D_e :

D_e = ancho o altura de la excavación en metros/ESR

El ESR, es un coeficiente de sostenimiento que depende del tipo de excavación, para el caso particular del túnel que nos ocupa, se adopta la categoría E, ya que el proyecto contempla una estación ferroviaria y se le asigna un valor de 0.8. Con lo cual la fórmula resultaría de la siguiente manera:

$$D_e = 9.23\text{m} / 0.8 = 11.5375$$

La caracterización de soporte se logra de la interpolación del ábaco, se observa en las figuras 13 y 14, los puntos H1 y H2 presentan un índice Q promedio de 1.982 y 0.344 respectivamente, y la dimensión equivalente $D_e = 11.5375$.

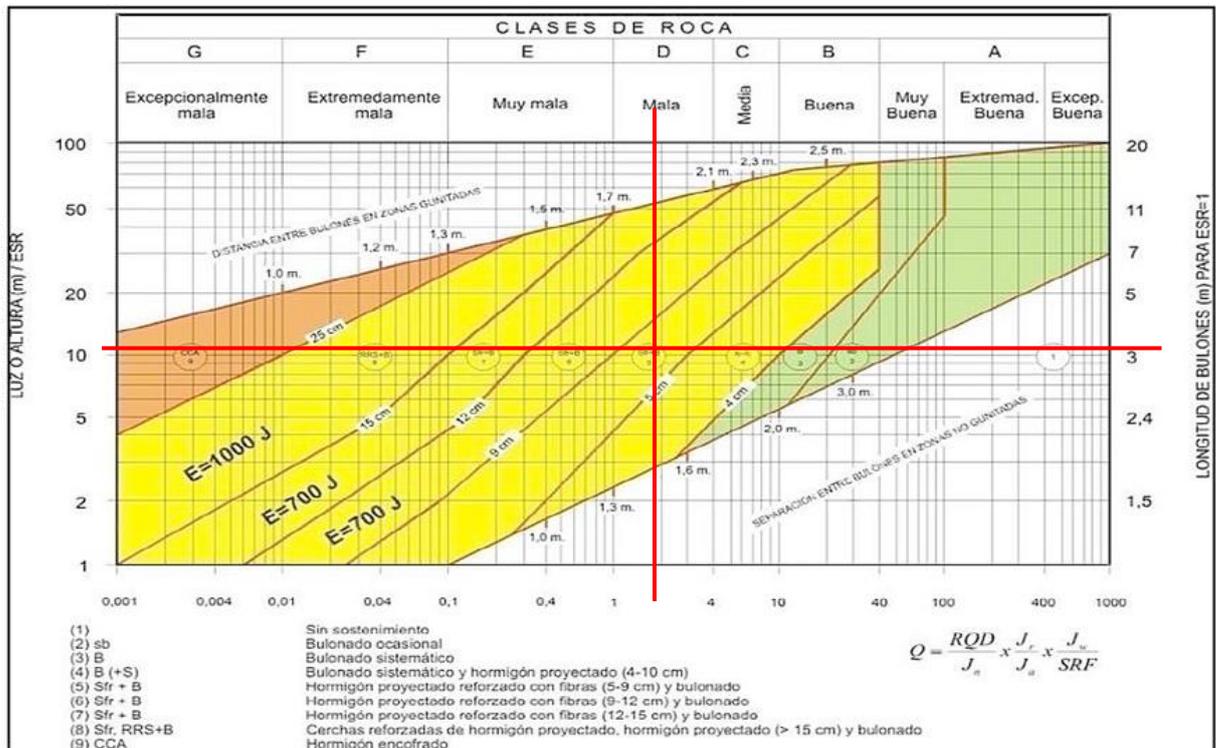


Figura 13 Cálculo de sostenimiento para el Punto H1, $Q = 1.982$

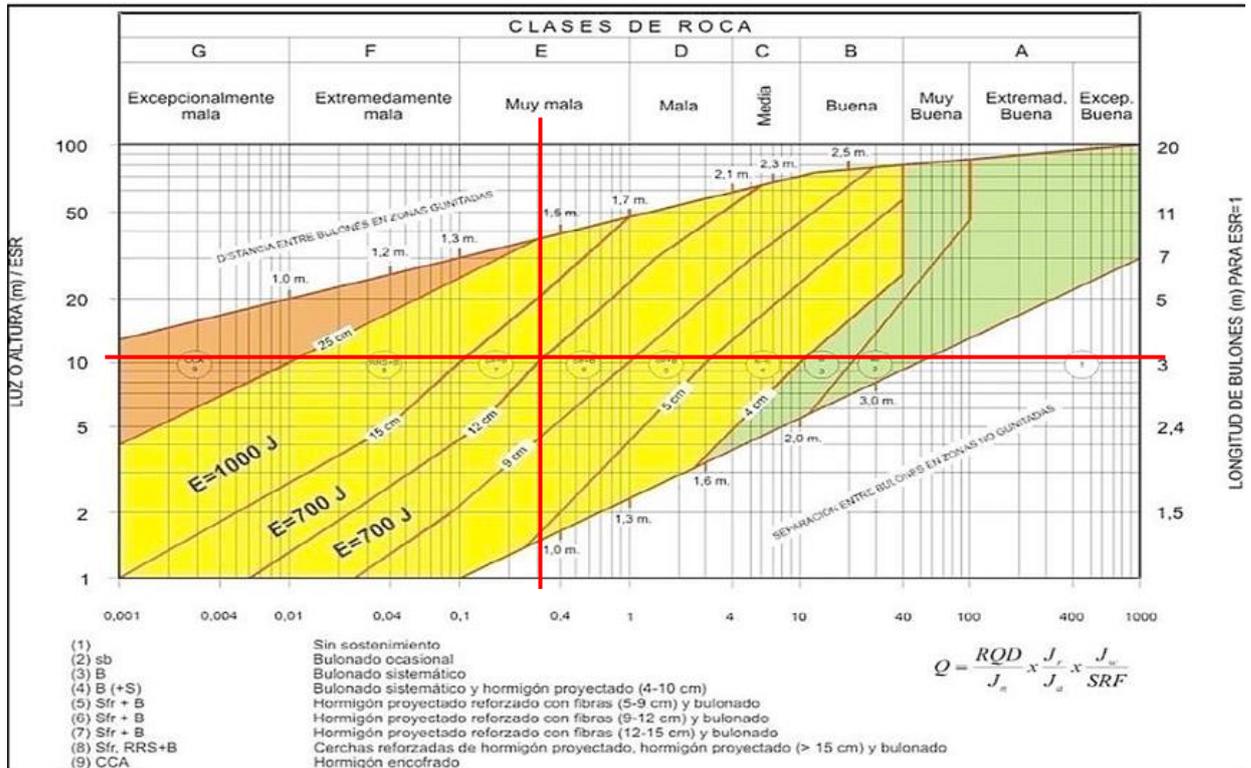


Figura 14 Cálculo de sostenimiento para el Punto H2, $Q = 0.344$

A partir del análisis por interpolación de valores los sostenimientos según el método de Barton se encuentran descritos en la tabla 27.

Tabla 27 Sostenimiento del túnel Trasandino – San Bartolomé según Barton 2000
SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL TRASANDINO – SAN BARTOLOMÉ
Según Q de Barton

Punto de perforación	Valor de Q	SOSTENIMIENTO
H1 – 130 m.	1.982	Zona (5) Sfr + B: Hormigón proyectado reforzado con fibras (5-9 cm.) y bulonado de 2.9 m.
H2 – 140 m.	0.344	Zona (6) Sfr + B: Hormigón proyectado reforzado con fibras (9-12 cm.) y bulonado de 2.9 m.

5.3.3. Diseño de sostenimiento experiencial

El sostenimiento en excavaciones, subterráneas tiene la finalidad de asegurar, controlar y mantener la estabilidad de estas, con el fin de proporcionar las condiciones



más seguras de trabajo y brindar los mejores resultados en el acceso del túnel. De acuerdo a lo que se muestra en los ábacos que se muestran en las figuras 13 y 14, para su diseño se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- Las características del macizo rocoso.
- La influencia de esfuerzos naturales e inducidos.
- La dirección de la excavación con relación los rasgos estructurales.
- Las dimensiones de la excavación.
- La deformabilidad del macizo rocoso y de los elementos de sostenimiento a fin de que el diseño, asegure la vida de servicio esperada de la excavación.

Tabla 28 Diseño experiencial del sostenimiento para H1 según Barton 2000

Parámetro	Valor
Índice Q (Q de Barton)	$Q = 2.5$
ESR	0.8
Dimensión equivalente (D_e)	11.5375
Longitud de bulones para ESR=1	2.9
Longitud de perno	3 m.
Espaciamiento de perno	1.6 m.
Espesor de Shotcrete (concreto armado)	10 – 15 cm.
RQD	25
Clase de Sostenimiento	5



Tabla 29: Diseño experiencial del sostenimiento para H2 según Barton 2000

Parámetro	Valor
Índice Q (Q de Barton)	$Q = 2.5$
ESR	0.8
Dimensión equivalente (D_e)	11.5375
Longitud de bulones para ESR=1	2.9
Longitud de perno	3 m.
Espaciamiento de perno	1.8 m.
Espesor de Shotcrete (concreto armado)	10 – 15 cm.
RQD	15
Clase de Sostenimiento	6



VI. CONCLUSIONES

El macizo rocoso presente en el punto H1, según el RMR de Bieniawski se clasifica como Clase III o macizo de calidad media, con un promedio de $RMR_{89} = 49$ y con un valor de índice Q o “Q de Barton” = 1.928 clasificado como roca mala; del mismo modo la clasificación en el punto H2 según el RMR de Bieniawski es de Clase IV o macizo de calidad mala, con un promedio de $RMR_{89} = 33$ y valor de Q de Barton = 0.344 que lo clasifica como roca muy mala.

Las principales discontinuidades que afectaron a la calidad del macizo son el grado de fracturamiento y el grado de alteración, que se origina por las condiciones climatológicas presentes en la zona de estudio como lluvias, deslizamientos y eventos como intrusiones ígneas que generan cambios en la litología local y regional, así como un aparente sistema de diaclasas que se observaron en el punto H2.

Los tipos de sostenimiento recomendados según el método RMR y q de Barton en H1 es un sistema de Pernos de 4 m. de longitud, separados 1.5-2 m. en la corona y hastiales; con malla soldada en la corona, y soporte con concreto armado de 5-10 cm. y 3 cm por los hastiales. Y en el punto H2 requiere de un soporte con concreto armado de 5-10 cm. y 3 cm por los hastiales, con un sistema de pernos de 4-5 m. de longitud, separados 1-1.5 m. en la corona y hastiales con malla soldada. Además de un soporte con concreto armado de 10-15 cm. Con costillas ligeras a medias espaciadas de 1.5 m. en donde se requiera.



VII. RECOMENDACIONES

Si el proceso de excavación del túnel se realiza con máquinas tuneladoras TBM, en los primeros 200 metros se recomienda trabajar con sostenimiento inmediato debido al grado de fracturación en el macizo evaluado.

Con el fin de evitar o minimizar accidentes en el proceso de construcción se recomienda instalar inclinómetros que detecten la cantidad de movimiento presente en la excavación, dado que el túnel se encuentra en una zona donde suceden constantes sismos y desprendimientos de materiales en épocas de lluvia que perjudicarían la construcción del túnel.

Analizar los testigos de roca con ensayos triaxiales, para obtener datos que nos permitan realizar modelamientos numéricos avanzados, los cuales podrían reflejar el fenómeno de inestabilidad o estabilidad del túnel Trasandino de San Bartolomé.



VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barton , N., & Grimstad, E. (1989). *EL SISTEMA Q PARA LA SELECCIÓN DEL SOSTENIMIENTO EN EL MÉTODO NORUEGO DE EXCAVACIÓN DE TÚNELES*. NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE.
- Barton , N., Lien , R., & Lunde, J. (vol. 6, 1974.). *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. *Rock Mechanics*. Springer Verlag.
- Barton, N. (2000). *El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones en Ingeotuneles*. (Vols. Vol,3.). (L. Jimeno, Ed.) Madrid.
- Bejar, R., & Mendoza, J. (2015). La Ingeniería De Túneles: Conceptos Y Situación Actual en el Perú. *REVISTA CIVILIZATE*, 4.
- Bieniawski, Z. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses*. In *Transactions of the South African of civil enginners*.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engieneering Rock Mass Classifications*. John Wiley & sons. Canada.
- Brady, B., & Brown, E. (2006). *Rock Mechanics for underground mining*.
- Brown, E. (1981). *Rock Characterizacion, testing and monitoring - ISRM Suggested Methods*. Pergamon, Oxford.
- Choquecota S., V. (2020). *MÉTODO EMPÍRICO Y ANALÍTICO EN EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL CHACAHUARO – MATUCANA Km. 80+140 al Km. 80+500*. Puno, Perú: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO.
- Consorcio Transandino ISG. (2015). *Estudio de pre inversión a nivel de perfil del proyecto “Construcción del Túnel trasandino”*. Lima: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.



- Cordova, J. D. (2008). *Geomecánica en el minado subterráneo caso mina condestable*. Universidad Nacional de Ingeniería, Tesis de Postgrado. Lima. Lima.: Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica.
- Cruzado P., P. (2017). *Evaluación Geomecánica del Túnel de la Central Hidroeléctrica Potrero – San Marcos – Cajamarca*. Tesis Ing. Cajamarca, Perú: UNC.
- Hernandez S, R., Fernandez C, C., & Baptista, P. (2014). *METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN*. MÉXICO: MCGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Hoek, E., & Brown, E. (1997). *ESTIMACION DE LA RESISTENCIA DE MACIZOS ROCOSOS EN LA PRÁCTICA*.
- ISG, C. T. (2015). *Estudio de pre inversión a nivel de perfil del proyecto “construcción del túnel trasandino*. LIMA: CONSORCIO TRASANDINO ISG.
- Lazaro, J. (2018). *Geomecánica aplicada al diseño del sostenimiento para mejorar la estabilidad de las labores mineras en la Mina Caridad de Compañía Minera Lincuna S.A. – 2017*. Tesis Ing. Huaraz, Perú.: UNASAM.
- LEY N°29959. (2012). *LEY QUE DECLARA DE NECESIDAD PÚBLICA LA ELABORACIÓN Y EJECUCIÓN DEL PROYECTO TÚNEL TRASANDINO DEL CENTRO*. LIMA. Poder Legislativo.
- Marinos, P., & Hoek, E. (19-24 November 2000). *GSI: A Geological Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation*. *Proceedings of the GeoEng 2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, M. (2016). *Manual de Carreteras, túneles, muros y obras complementarias, R.D. N°36–2016– MTC/14*. LIMA: MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.



- Palacios , O., Caldas, J., & Vela, C. (1992). *BOLETIN N° 43 Serie A: Carta Geológica Nacional*. Lima: Instituto Geológico Minero y Metalúrgico.
- Palmstrom, A. (2009). *Combining the RMR, Q, and R_{Mi} classification systems*. Oslo: www.rockmass.net, 25p.
- RAILWAY, C. T. (2019). *Perforación diamantina para el estudio de pre inversión a nivel de factibilidad del proyecto “Construcción del Túnel Trasandino”*. LIMA: CONSORCIO TRASANDINO RAILWAY.
- Ramírez, P., & Alejano, L. (2004). *Mecánica de rocas : fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid, Vigo.
- Sociedad Nacional de Minería, P. y. (2004). *Manual de Geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caídas de rocas en minería subterránea*.
- Structuralia. (27 de 01 de 2016). *structuralia*. Obtenido de <https://blog.structuralia.com>: <https://blog.structuralia.com/rozadoras-y-tuneladoras-para-la-excavacion-de-tuneles>
- Vizcarra, M. (2014). *EVALUACIÓN GEOFÍSICA DEL DESLIZAMIENTO DEL CERRO PUCRUCHACRA, DISTRITO DE SAN MATEO*. AREQUIPA, PERÚ: UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA.



ANEXOS