

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA DE POSGRADO

MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA



TESIS

**ANÁLISIS GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DEL
TÚNEL DE DESVÍO DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO
PUMAMAYO, CARABAYA, PUNO, PERÚ**

PRESENTADA POR:

JORGE EDGARDO CHÁVEZ RAMIREZ

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAGISTER SCIENTIAE EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

PUNO, PERÚ

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

TESIS

ANÁLISIS GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DEL
TÚNEL DE DESVÍO DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO
PUMAMAYO, CARABAYA, PUNO, PERÚ

PRESENTADA POR:

JORGE EDGARDO CHÁVEZ RAMIREZ

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAGISTER SCIENTIAE EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA


APROBADA POR EL JURADO SIGUIENTE:

PRESIDENTE



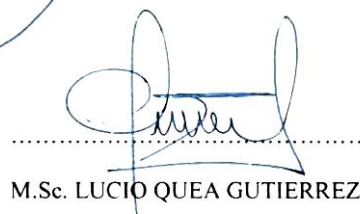
Dr. OSCAR ELOY LLANQUE MAQUERA

PRIMER MIEMBRO



M.Sc. HENRY ARNALDO TAPIA VALENCIA

SEGUNDO MIEMBRO



M.Sc. LUCIO QUEA GUTIERREZ

ASESOR DE TESIS



M.Sc. MARIO SERAFIN CUENTAS ALVARADO

Puno, 30 de Mayo de 2019

ÁREA: Especialidad.

TEMA: Geotecnia.

LÍNEA: Diseño de reforzamiento y sostenimiento en minería.

DEDICATORIA

A Dios: Por darme la oportunidad de seguir adelante, y darme voluntad y esfuerzo para realizar el presente trabajo.

A la memoria de mis queridos padres: Hermógenes y Amelia; por darme la vida, enseñanza, sabiduría y ejemplo de superación.

A mi esposa: Gladys Isabel por su apoyo incondicional y comprensión, y ser el principal motor de motivación para la realización y culminación satisfactoria del presente trabajo.

A mi hijo Heinz Jarvis, por su apoyo moral y para que siga el mismo camino.

A mis compañeros, colegas y amigos, quienes sin esperar nada a cambio compartieron su conocimiento, alegrías y tristezas, y a todas aquellas personas que durante este tiempo estuvieron a mi lado apoyándome.

AGRADECIMIENTOS

- A la Universidad Nacional del Altiplano - Puno, a la Facultad de Ingeniería de Minas, a la Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera de la Escuela de Posgrado, por ser mi alma mater y mentora en mi proceso de desarrollo personal y profesional.
- A los docentes de la Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera por haberme compartido y transmitido sus conocimientos, consejos y experiencias para desenvolverme en la vida profesional.
- Al representante común de la empresa Consorcio Pumamayo, Ing. Abdiel Paredes Rodríguez, por permitirme desarrollar el presente trabajo de investigación.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE GENERAL	iii
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE ANEXOS	xii
RESUMEN	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCIÓN.....	1

CAPÍTULO I

REVISIÓN DE LA LITERATURA

1.1 Marco teórico.....	2
1.1.1 Caracterización geológica.....	2
1.1.2 Caracterización de la roca intacta	2
1.1.2.1 Identificación	2
1.1.2.2 Meteorización o alteración	3
1.1.2.3 Resistencia de las rocas	4
1.1.3 Caracterización de las discontinuidades	5
1.1.3.1 Orientación de las discontinuidades	6
1.1.3.2 Espaciamiento entre discontinuidades.....	7
1.1.3.3 Persistencia o continuidad de las discontinuidades	8
1.1.3.4 Rugosidad de la pared de las discontinuidades.....	9
1.1.3.5 Resistencia de las paredes de las discontinuidades.....	11
1.1.3.6 Apertura de las discontinuidades	12
1.1.3.7 Relleno en las discontinuidades.....	13
1.1.3.8 Agua en las discontinuidades.....	14

1.1.4	Parámetros del macizo rocoso	15
1.1.4.1	Número y orientación de familias de discontinuidades	15
1.1.4.2	Tamaño de bloques y grado de fracturación	16
1.1.4.3	Grado de meteorización	17
1.1.5	Estado tensional en excavaciones subterráneas	18
1.1.5.1	Métodos empíricos.....	19
1.1.5.2	Método directo o instrumental.....	23
1.1.6	Criterios de resistencia y deformación del macizo rocoso.....	23
1.1.6.1	Criterio de resistencia de Hoek-Brown.....	24
1.1.6.2	Criterio de resistencia de Mohr Coulomb.....	25
1.1.6.3	Módulo de deformación del macizo rocoso.....	26
1.1.7	Criterio de resistencia de discontinuidades.....	27
1.1.7.1	Criterio de resistencia no lineal de Barton Bandis.....	27
1.1.7.2	Estimación visual directa de <i>JRC</i>	28
1.1.7.3	Estimación de la resistencia de las paredes <i>JCS</i>	28
1.1.8	Mapeo geomecánico en excavaciones subterráneas	29
1.1.8.1	Mapeos con técnicas tradicionales.....	29
1.1.8.2	Mapeos con técnicas modernas	31
1.1.9	Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso.....	34
1.1.10	Índice de calidad de roca (<i>RQD</i>).....	35
1.1.10.1	Para testigos de perforación diamantina	35
1.1.10.2	Para el mapeo por celdas	36
1.1.10.3	Para el mapeo por línea de detalle	37
1.1.11	Sistema <i>RMR</i>	38
1.1.11.1	Sistema <i>RMR</i> de 1989 (<i>RMR₈₉</i>)	39
1.1.11.2	Sistema <i>RMR</i> del 2014 (<i>RMR₁₄</i>)	43
1.1.12	Sistema <i>Q</i>	49
1.1.13	Sistema de Romana (<i>RMR</i> modificado).....	51

1.1.14	Sostenimiento de excavaciones subterráneas.....	52
1.1.15	Sostenimiento de excavaciones subterráneas con métodos analíticos.....	53
1.1.15.1	Método de las curvas convergencia-confinamiento	53
1.1.15.2	Método de peso muerto	56
1.1.16	Sostenimiento de excavaciones subterráneas con métodos empíricos	58
1.1.16.1	Sostenimiento según el sistema <i>RMR</i> ₈₉	58
1.1.16.2	Sostenimiento según el sistema <i>Q</i> ₂₀₀₇	61
1.1.17	Sostenimiento de excavaciones subterráneas con métodos numéricos.....	64
1.1.18	Mecanismos de falla en excavaciones subterráneas	67
1.1.18.1	Mecanismo de falla controlada por esfuerzos	67
1.1.18.2	Mecanismo de falla controlada por estructuras	67
1.1.19	Elementos de sostenimiento de excavaciones subterráneas.....	69
1.1.19.1	Pernos de Anclaje	69
1.1.19.2	Malla metálica	71
1.1.19.3	Cimbras o cerchas metálicas.....	72
1.1.19.4	Concreto lanzado	74
1.1.20	Análisis geomecánico entre los métodos de diseño de sostenimiento.....	75
1.2	Antecedentes.....	79

CAPÍTULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1	Identificación del problema	83
2.2	Pregunta general	83
2.2.1	Preguntas específicas	83
2.3	Justificación de la investigación	84
2.4	Objetivo general.....	85
2.4.1	Objetivos específicos.	85
2.5	Hipótesis general	85
2.5.1	Hipótesis específicas	85

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	Lugar de estudio	86
3.1.1	Ubicación	86
3.2	Geología regional.....	86
3.2.1	Geomorfología	86
3.2.2	Litoestratigrafía.....	86
3.2.3	Geología estructural	88
3.2.4	Condiciones hidrogeológicas	88
3.3	Geología local.....	88
3.3.1	Morfología	88
3.3.2	Litoestratigrafía.....	89
3.3.3	Condiciones geológicas del túnel de desvío	89
3.4	Población	90
3.5	Muestra	90
3.6	Métodos	91
3.6.1	Descripción de variables analizadas en los objetivos específicos.	91
3.6.2	Descripción detallada del uso de materiales, equipos, instrumentos, insumos, entre otros.	91
3.6.2.1	Flexómetro	91
3.6.2.2	Cinta métrica.....	92
3.6.2.3	Fichas geomecánicas	92
3.6.2.4	Brújula geológica.....	92
3.6.2.5	Martillo de geólogo.....	93
3.6.2.6	Esclerómetro	93
3.6.2.7	Ensayos de laboratorio: Ensayo de carga puntual	94
3.6.2.8	Utilización de Software	94

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Evaluación geomecánica por estaciones.....	98
4.1.1 Clasificación <i>RMR</i> de Bieniawski	98
4.1.2 Clasificación <i>Q</i> de Barton.....	99
4.1.3 Clasificación <i>GSI</i> de Hoek & Brown.....	99
4.2 Determinación de parámetros de resistencia (Software RocData)	100
4.3 Diseño de sostenimiento con método empírico del Sistema <i>RMR</i>	102
4.3.1 Sostenimiento con sistema <i>RMR</i> para roca tipo III.....	102
4.3.2 Sostenimiento con sistema <i>RMR</i> para roca tipo IV	103
4.4 Diseño de sostenimiento con método empírico del Sistema <i>Q</i>	104
4.4.1 Sostenimiento con sistema <i>Q</i> para roca tipo III.....	104
4.4.2 Sostenimiento con sistema <i>Q</i> para roca tipo IV.....	105
4.5 Determinación del espesor de plastificación (Software RocSupport)	107
4.6 Diseño de sostenimiento con métodos numéricos (Software Phase ²)	108
CONCLUSIONES	114
RECOMENDACIONES.....	116
BIBLIOGRAFÍA	117
ANEXOS	124

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
1. Descripción del grado de meteorización.....	3
2. Estimación en campo de la resistencia de la roca mediante un martillo de geólogo y una navaja según ISRM.	4
3. Espaciamiento entre discontinuidades	7
4. Descripción de la discontinuidad	9
5. Descripción de la abertura	12
6. Descripción del relleno	13
7. Descripción de las filtraciones en las discontinuidades.....	14
8. Clasificación de macizos rocosos por el número de discontinuidades.	15
9. Descripción del tamaño de bloques	17
10. Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso.....	17
11. Índice de calidad del macizo rocoso.	35
12. Relación entre el RQD y frecuencia lineal de discontinuidades.	36
13. Interpretación de los valores de RMR	38
14. Valoración ponderada de la resistencia de la roca intacta - RMR_{89}	39
15. Valoración ponderada del RQD - RMR_{89}	39
16. Valoración ponderada del espaciamiento entre discontinuidades - RMR_{89}	40
17. Valoración de la persistencia de las discontinuidades - RMR_{89}	40
18. Valoración de la abertura de las discontinuidades - RMR_{89}	40
19. Valoración de la rugosidad de las discontinuidades - RMR_{89}	41
20. Valoración del relleno en las discontinuidades - RMR_{89}	41
21. Valoración de la alteración de la discontinuidad - RMR_{89}	41
22. Valoración del agua subterránea - RMR_{89}	42
23. Valoración del ajuste por orientación de las discontinuidades - RMR_{89}	42
24. Valoración del ajuste por orientación de discontinuidades – RMR_{89}	42
25. Calidad del macizo rocoso con relación al índice RMR	43
26. Valoración de la persistencia de las discontinuidades - RMR_{14}	44
27. Valoración de la rugosidad de las discontinuidades – RMR_{14}	44
28. Valoración del relleno de las discontinuidades – RMR_{14}	45
29. Valoración de la alteración de las discontinuidades – RMR_{14}	45
30. Valoración de la presencia de agua – RMR_{14}	45

31. Valoración de la alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua – RMR_{I4}	46
32. Valoración del ajuste por orientación del túnel respecto a la discontinuidad principal – RMR_{I4}	46
33. Correlación entre el RMR y RMR_{TBM}	47
34. Valores del factor de forma f	48
35. Clasificación de la plastificación de túneles en base al ICE	48
36. Interpretación del índice Q	51
37. Clasificación modificada del RMR original.....	51
38. Pautas para la excavación y sostenimiento de un túnel de 10 m de ancho.	59
39. Formulación de diseño de sostenimiento de un túnel en función del RMR	60
40. Valores de ESR	61
41. Conversión de valores actuales de Q a valores corregidos de Q para el diseño de sostenimiento de hastiales.....	63
42. Softwares geomecánicos – Métodos numéricos.	66
43. Resistencias típicas a la adherencia	69
44. Propiedades de los pernos de anclaje.....	70
45. Propiedades físicas y mecánicas de barras helicoidales	71
46. Resistencia al abultamiento de malla con distribución 1.2 m x 1.2 m y con resistencia al Corte del Shotcrete de 2 MPa = 200 toneladas/m ²	72
47. Criterios de caracterización de principales versiones del sistema RMR	75
48. Parámetros de entrada utilizados en los sistemas RMR y Q	78
49. Características de los taladros diamantinos	89
50. Determinación del RMR mediante mapeo geomecánico	98
51. Resultados del índice Q mediante mapeo geomecánico	99
52. Resultados del valor GSI mediante mapeo geomecánico	100
53. Resumen del sostenimiento con métodos empíricos del sistema RMR	104
54. Resumen del sostenimiento con métodos empíricos del sistema Q	107
55. Resultados de diseño de sostenimiento por métodos numéricos	113

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
1. Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades.	6
2. Vista isométrica del plano mostrando dirección de buzamiento y buzamiento de una discontinuidad.....	6
3. Medidas de espaciamiento entre discontinuidades en afloramiento de un macizo rocoso que muestra 3 familias de discontinuidades.	7
4. Esquema que ilustra las condiciones de término que pueden presentar las estructuras de un macizo rocoso.	8
5. Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud.	9
6. Método alternativo para estimar el <i>JRC</i> a partir de medidas de amplitud de rugosidad de superficie del rugosímetro desde una superficie recta.	10
7. Estimación de la resistencia a la compresión de la pared de la junta a partir de rebotes del martillo Schmidt.....	11
8. Diagramas que muestran la definición de la abertura de las discontinuidades y el ancho de las discontinuidades rellenas.	12
9. Representación del número de familias mediante bloques.	16
10. Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una excavación subterránea.	19
11. Valoración de la relación entre la tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural.	20
12. Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural in situ.	21
13. Criterio de resistencia de Mohr Coulomb.	26
14. Representación de la forma de obtención de imágenes con cámara manual para Sirovision™.....	34
15. Relación entre espaciamiento de discontinuidad y <i>RQD</i>	37
16. Gráfico para valoración de la resistencia a compresión simple de roca intacta (σ_c).43	43
17. Gráfico para la valoración del número de discontinuidades por metro.	44
18. Valores de <i>Fe</i> en función del <i>RMR</i>	47
19. Valores de <i>Fs</i> en función del <i>ICE</i>	49
20. Sección longitudinal del avance de una excavación subterránea.	54
21. Representación de las distintas curvas en un gráfico P_i vs U_i	55

22. Distintas opciones a la hora de elegir el sostenimiento.	55
23. Análisis estereográfico para evaluar caída por gravedad o deslizamiento.	57
24. Análisis del factor de seguridad “peso muerto”.....	57
25. Gráfico para determinar la longitud de pernos en función del <i>RMR</i>	60
26. Gráfico para determinar el espaciamiento de pernos en función del <i>RMR</i>	60
27. Categorías de sostenimiento, basadas en el índice de calidad tunelera <i>Q</i>	63
28. Modelación de las zonas de daño alrededor de una excavación.	65
29. Ejemplos de mecanismos de falla y comportamiento del macizo rocoso para facilitar la compresión del comportamiento del macizo rocoso.....	68
30. Gráfica para valoración de la Resistencia a la compresión uniaxial.....	77
31. Gráfica para valoración del <i>RQD</i>	77
32. Gráfica para valoración del espaciamiento de discontinuidades.	77
33. Resultados de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo III.	101
34. Resultados de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo IV.	101
35. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo III, el cuál es de 9 cm.....	108
36. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo IV, el cuál es de 35 cm.....	108
37. Resultados del factor de seguridad para roca tipo III, sin sostenimiento.	109
38. Resultados de desplazamientos totales para roca tipo III, con sostenimiento recomendado de pernos de 2 m. y shotcrete de 0.10 m.	109
39. Resultados del factor de seguridad para roca tipo III, con sostenimiento recomendado de pernos de 2 m. y shotcrete de 0.10 m.....	110
40. Resultados de cargas axiales de los pernos de anclaje en roca tipo III.....	110
41. Resultados del factor de seguridad para roca tipo IV, sin sostenimiento.	111
42. Resultados de desplazamientos totales para roca tipo IV, con sostenimiento recomendado de pernos de 3 m., shotcrete de 0.15 m y cimbras W6x20.....	111
43. Resultados del factor de seguridad para roca tipo IV, con sostenimiento recomendado de pernos de 3 m., shotcrete de 0.15 m y cimbras W6x20.	112
44. Resultados de cargas axiales de los pernos de anclaje en tipo de roca IV.....	112

ÍNDICE DE ANEXOS

	Pág.
1. Sistema Q de Barton (2007).....	125
2. Resultados de ensayos de propiedades físicas	130
3. Resultados de ensayos de carga puntual	132
4. Mapeos geomecánicos	134
5. Planos.....	148

RESUMEN

La investigación se realizó en el túnel de desvío del proyecto río Pumamayo, políticamente ubicada en el distrito de Macusani, provincia de Carabaya, departamento de Puno; habiéndose realizado la excavación en rocas sedimentarias con métodos de perforación y voladura con una sección tipo herradura de 3.50 x 3.10 m en toda la longitud de 192 ml., encontrándose problemas de inestabilidad y desprendimiento repentino de trozos de roca en la superficie de la sección. Para garantizar la estabilidad de la excavación se requiere determinar el diseño de sostenimiento adecuado a lo largo del túnel, utilizando el análisis geomecánico para realizar comparaciones de las metodologías de diseño de sostenimiento de túneles, siguiendo un diseño metodológico descriptivo cuantitativo. Resultando macizos rocosos de tipo III y IV con valores promedios de *RMRs* de 33 a 46 que corresponden a un macizo de mala a regular calidad respectivamente, con un índice *Q* promedio de 1.11 a 0.49 que se interpreta como un macizo de mala a muy mala calidad. Determinándose así las características finales del sostenimiento con métodos numéricos continuos de elementos finitos para el macizo rocoso tipo III de pernos de anclaje de tipo barra helicoidal de diámetro 25 mm, con una longitud de 2 m y shotcrete de 10 cm de espesor. Para el macizo rocoso tipo IV de cimbras de acero de 02 cuerpos en viga W6x20 espaciadas a 1.5 m, pernos de anclaje de tipo barra helicoidal de diámetro 25 mm, con una longitud de 3 m y shotcrete de 15 cm.

Palabras clave: Análisis, geomecánica, métodos empíricos y numéricos, sostenimiento y túnel.

ABSTRACT

The research has been made in the detour tunnel of the Pumamayo river project, politically located in the district of Macusani, province of Carabaya, department of Puno; having excavated in sedimentary rocks with methods of drilling and blasting with a horseshoe section of 3.50 x 3.10 m in the entire length of 192 ml., encountering problems of instability and sudden detachment of pieces of rock on the surface of the section. To guarantee the stability of the excavation, it is necessary to determine the adequate support design along the tunnel, using geomechanical analysis to make comparisons of tunneling design methodologies, following a quantitative descriptive methodological design. Resulting rock masses of type III and IV with average values of RMRs from 33 to 46 that correspond to a mass of bad to regular quality respectively, with an average Q index of 1.11 to 0.49 that is interpreted as a mass of bad to very poor quality. Determining thus the final characteristics of the support with continuous numerical methods of finite elements for the rock mass III type of anchor bolts of helical bar type of diameter 25 mm, with a length of 2 m and shotcrete of 10 cm in thickness. For the type IV rock mass of steel structures of 02 bodies in beam W6x20 spaced at 1.5 m, anchor bolts of helical bar type of 25 mm diameter, with a length of 3 m and shotcrete of 15 cm.

Keywords: Analysis, empirical and numerical methods, geomechanics, support and tunnel.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación denominada “Análisis geomecánico para el diseño de sostenimiento del túnel de desvío del proyecto de regulación del Río Pumamayo, Carabaya, Puno, Perú”, se realizó debido a la falta y desconocimiento del control geomecánico del macizo rocoso, la misma que durante la excavación del túnel se generan desprendimiento de rocas e inestabilidad del techo y hastiales. Para el proceso de estabilización de la excavación se requiere de un análisis geomecánico de las principales metodologías de diseño de sostenimiento, lo que conlleva a través de las características geomecánicas, a un diseño adecuado a través de las metodologías empíricas y numéricas continuas de elementos finitos, perteneciendo la presente investigación a la línea de investigación de diseño de reforzamiento y sostenimiento en minería, dividiéndose en cuatro capítulos que se describen brevemente a continuación:

El capítulo I, comprende el marco teórico para sistematizar la producción científica tecnológica y la relevancia del tema a estudiar; en donde también se consideran los antecedentes para exponer situaciones similares en esta tesis o investigaciones realizadas con condiciones similares que se utilicen en la ejecución del proyecto con metodologías validas específicas y de relevancia.

El capítulo II, trata sobre el planteamiento del problema, donde se hace conocer la necesidad de la investigación, precisando los objetivos del trabajo.

El capítulo III, se refiere al diseño metodológico aplicado para el desarrollo del presente trabajo de investigación, materiales empleados en la ejecución de la presente tesis tanto de personal, material, equipos, trabajos de campo y gabinete detallando los métodos necesarios para alcanzar los objetivos del trabajo.

El capítulo IV, comprende los resultados de los estudios realizados durante el análisis del túnel de desvío. Procesamiento de datos, ensayos de laboratorio, diseño de sostenimiento por métodos empíricos y numéricos.

Finalmente se presenta las conclusiones de los resultados obtenidos de los análisis de esta tesis, y realizar propuestas y sugerencias para investigaciones futuras.

CAPÍTULO I

REVISIÓN DE LA LITERATURA

1.1 Marco teórico

1.1.1 Caracterización geológica

El propósito de la caracterización geológica es relacionar la geología física regional a los eventos que inician la formación geológica, y requiere una comprensión básica de la geología física (Read y Stacey, 2009).

Se recomienda hacer una descripción geológica local ya que muchos estudios de ingeniería de rocas no consideran esta importante fase, y saltan de la fase de la descripción geológica regional hacia la fase de investigación de ingeniería, situación que hace perder valiosa información al nivel de escala necesaria, que será de gran utilidad para entender el estado de conservación del macizo rocoso y en especial la configuración de las discontinuidades (Suarez-Burgoa, 2016).

1.1.2 Caracterización de la roca intacta

1.1.2.1 Identificación

La identificación a simple vista de una roca intacta se establece a partir de su composición y de su textura o de relaciones geométricas de sus minerales. Las observaciones más prácticas son:

- Composición mineralógica, el cual permite clasificar litológicamente la roca, describiendo los minerales que contiene.
- Forma y tamaño de grano, hace referencia a las dimensiones medias de los minerales o fragmentos de roca que componen la roca intacta.

- Color, que depende de los minerales que la componen. Una roca sana es cuando no ha sufrido procesos de alteración y presenta un color original y característico. Las variaciones de coloración de la roca indican que el material rocoso ha sufrido procesos de meteorización.
- Dureza, propiedad directamente relacionada con la resistencia, que depende de la composición mineralógica y del grado de alteración que afecte a la roca.

1.1.2.2 Meteorización o alteración

El grado de meteorización de la roca es una observación importante en cuanto que condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. Según avanza el proceso de meteorización aumentan la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, al tiempo que disminuye su resistencia (González de Vallejo *et al.*, 2002).

La identificación del estado o grado de meteorización de la roca intacta se puede realizar de forma sistemática a partir de las siguientes descripciones:

Tabla 1

Descripción del grado de meteorización

Término	Descripción
Fresca	No se observan signos de meteorización en la roca intacta.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la roca intacta; es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se deben mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.

Fuente: (González de Vallejo *et al.*, 2002).

1.1.2.3 Resistencia de las rocas

La resistencia de la roca intacta puede estimarse en campo utilizando una navaja y un martillo de geólogo, aunque con menos precisión que con el martillo de Schmidt. En la tabla 2 se describe la forma de hacerlo según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981).

Tabla 2

Estimación en campo de la resistencia de la roca mediante un martillo de geólogo y una navaja según ISRM.

Grado	Descripción	Identificación de campo	UCS (MPa)
	Roca		
R0	extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0.25 – 1.00
R1	Roca muy débil	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo, se produce pequeñas marcas.	1 - 5
R2	Roca débil	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo, se produce pequeñas marcas	5 - 25
R3	Roca medianamente dura	No se puede rayar con una navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25 - 50
R4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para poder fracturarla.	50 - 100
R5	Roca muy dura	Se requiere de muchos golpes para fracturarla.	100 - 250
R6	Roca extremadamente dura	Al golpearla con el martillo sólo saltan esquirlas.	>250

Fuente: (Brown, 1981).

La resistencia de una pared de una discontinuidad influye en su resistencia al corte y en su deformabilidad. Depende del tipo de roca intacta, del grado de alteración, y de la existencia o no del relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la misma de la roca intacta, pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes (...) La resistencia puede

estimarse en campo con el martillo Schmidt, aplicándolo directamente sobre la discontinuidad (González de Vallejo *et al.*, 2002).

La resistencia a compresión de las rocas se puede estimar a partir de la dureza superficial de las mismas, la cual se puede obtener mediante el ensayo de carga puntual PLT o el martillo de Schmidt, éste consiste en un dispositivo que registra el rebote de un cilindro metálico, que impulsado por un muelle, choca contra un vástago también metálico apoyado en la roca. El martillo tipo L permite medir valores de la resistencia a compresión simple de la roca comprendidos entre 20 MPa y 300 MPa. Barton y Choubey (1977), han propuesto la siguiente fórmula para calcular la resistencia de la roca partiendo del índice de rebote del martillo de Schmidt (Ramírez y Monge, 2008).

$$\log(JRC) = 0.00088 \gamma R + 1.01$$

Donde:

γ : Peso específico de la roca (kN/m^3).

R: Número de rebotes.

JCS: Resistencia a compresión simple de la superficie de la roca (MPa).

1.1.3 Caracterización de las discontinuidades

Palmström (2001) indica que desde el punto de vista de la ingeniería, un conocimiento del tipo y frecuencia de las juntas y fisuras a menudo son más importante que los mismos tipos de roca.

Las discontinuidades condicionan de una forma definitiva las propiedades y el comportamiento resistente, deformacional e hidráulico de los macizos rocosos. La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros fracturados, y para su estimación es necesario definir las características y propiedades de los planos de discontinuidad siguientes (González de Vallejo *et al.*, 2002):

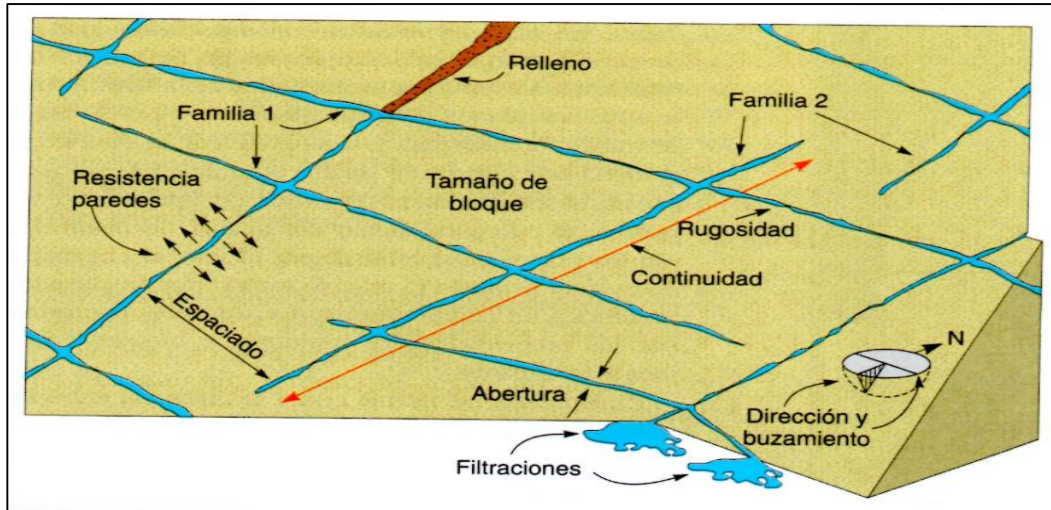


Figura 1. Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades.

Fuente: (González de Vallejo *et al.*, 2002).

1.1.3.1 Orientación de las discontinuidades

La orientación de una discontinuidad en el espacio está definida por su buzamiento y por su dirección de buzamiento. Su medida se realiza mediante una brújula con clinómetro en mapeo con técnicas tradicionales o mediante el uso de softwares como Sirovisión™ en mapeo con técnicas modernas.

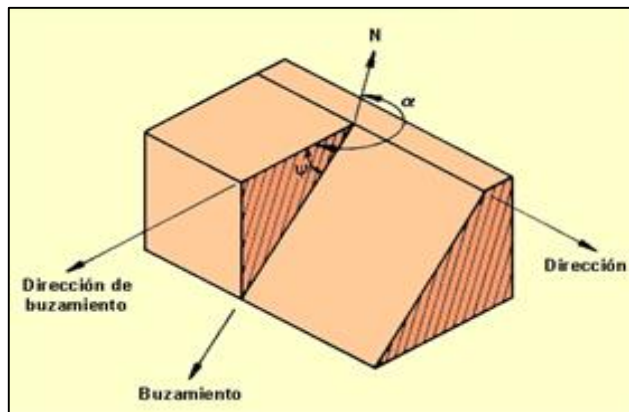


Figura 2. Vista isométrica del plano mostrando dirección de buzamiento y buzamiento de una discontinuidad.

Fuente: (González de Vallejo *et al.*, 2002).

Las discontinuidades sistemáticas se presentan en familias con orientación y características más o menos homogéneas. La orientación de las

discontinuidades con respecto a las estructuras u obras de ingeniería condiciona la presencia de inestabilidades y roturas a su favor (González de Vallejo *et al.*, 2002).

1.1.3.2 Espaciamiento entre discontinuidades

El espaciamiento o espaciado se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, medida en la dirección perpendicular a dichos planos. Este valor se refiere al espaciado medio de los valores medidos para las discontinuidades de una misma familia (González de Vallejo *et al.*, 2002).

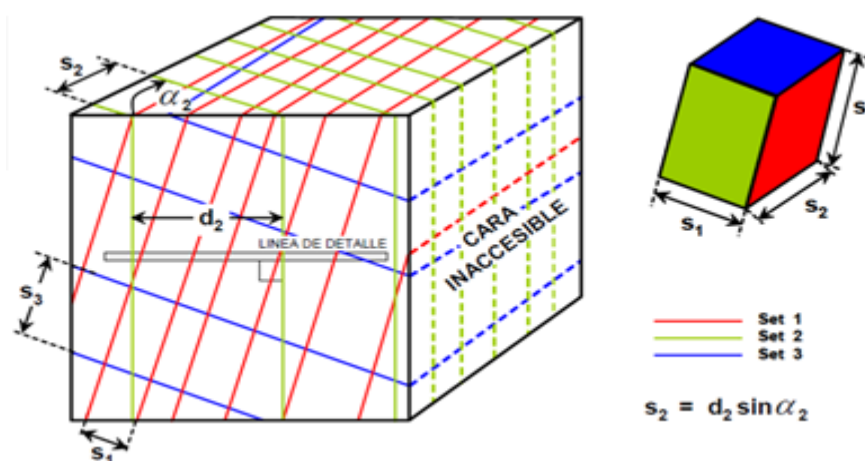


Figura 3. Medidas de espaciamiento entre discontinuidades en afloramiento de un macizo rocoso que muestra 3 familias de discontinuidades.

Fuente: (Brown, 1981).

Tabla 3

Espaciamiento entre discontinuidades

Descripción	Espaciado (mm)
Extremadamente apretado	< 20
Muy apretado	20 - 60
Apretado	60 - 200
Espaciado moderado	200 - 600
Espaciado separado	600 - 2000
Espaciado muy separado	2000 - 6000
Espaciado extremadamente separado	> 6000

Fuente: (Ramírez y Monge, 2008).

La medida del espaciado se realiza con una cinta métrica. El espaciamiento es el factor que más influye en el tamaño de los bloques que componen el macizo rocoso y, por tanto, define el papel que ésta tendrá en el comportamiento mecánico del macizo, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades (González de Vallejo *et al.*, 2002).

1.1.3.3 Persistencia o continuidad de las discontinuidades

La persistencia o continuidad de un plano de discontinuidad es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento (González de Vallejo *et al.*, 2002).

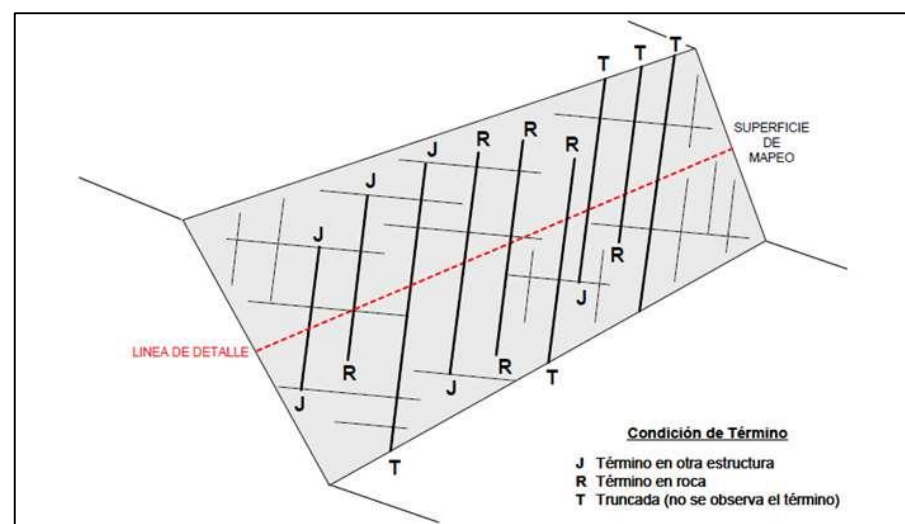


Figura 4. Esquema que ilustra las condiciones de término que pueden presentar las estructuras de un macizo rocoso.

Fuente: (Brown, 1981).

La medida de la continuidad se realiza con una cinta métrica. Si el afloramiento permite la observación tridimensional de los planos de discontinuidad, deberán medirse las longitudes a lo largo de la dirección y del buzamiento. Las discontinuidades pueden o no terminar contra otra discontinuidad. Es importante destacar las familias más continuas, ya que por lo general serán éstas las que condicionen principalmente los planos de rotura del macizo rocoso (González de Vallejo *et al.*, 2002).

Tabla 4

Descripción de la discontinuidad

Persistencia	Longitud de la traza observada en un plano (m)
Muy baja	< 1
Baja	1 - 3
Media	3 - 10
Alta	10 - 20
Muy alta	> 20

Fuente: (ISRM, 1981).

1.1.3.4 Rugosidad de la pared de las discontinuidades

La descripción y medida de la rugosidad superficial tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos, τ , que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas. La rugosidad aumenta la resistencia al corte, y disminuye a medida que se incrementa la abertura o espesor del relleno en la discontinuidad (González de Vallejo *et al.*, 2002).

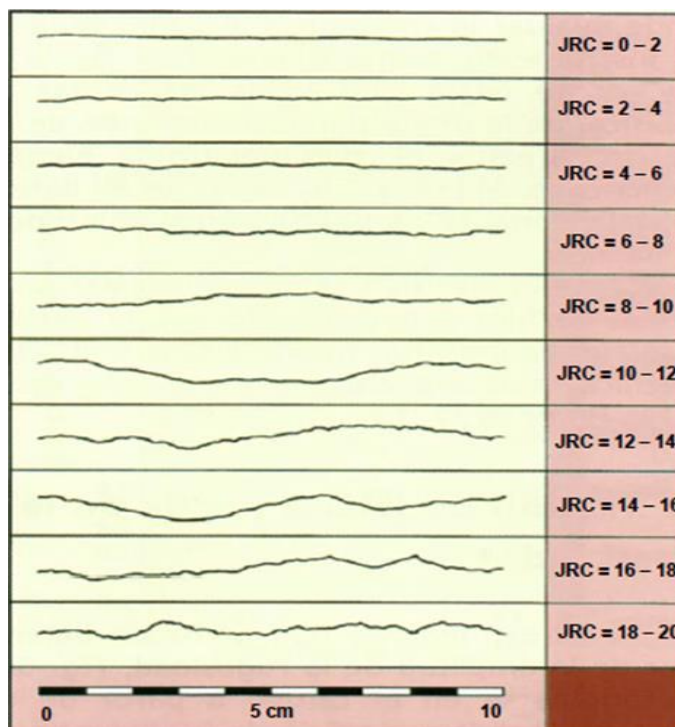


Figura 5. Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud.

Fuente: (Barton y Choubey, 1977).

El término rugosidad se emplea en sentido amplio para hacer referencia tanto a la ondulación de las superficies de discontinuidad, como a las irregularidades o rugosidades a pequeña escala de los planos. Generalmente la rugosidad es medida cualitativamente, realizando comparación visual de la discontinuidad con los perfiles estándar de rugosidad; y medida cuantitativa cuando ya se toma el valor de JRC de Barton (González de Vallejo *et al.*, 2002).

Sin perjuicio de lo recién recomendado, es también relativamente frecuente el empleo del coeficiente de rugosidad de la estructura (*joint roughness coefficient*), JRC , definido por Barton y Choubey (1977) para caracterizar la rugosidad de las estructuras a escala centimétrica, utilizando los perfiles de rugosidad que se muestran en la figura 5.

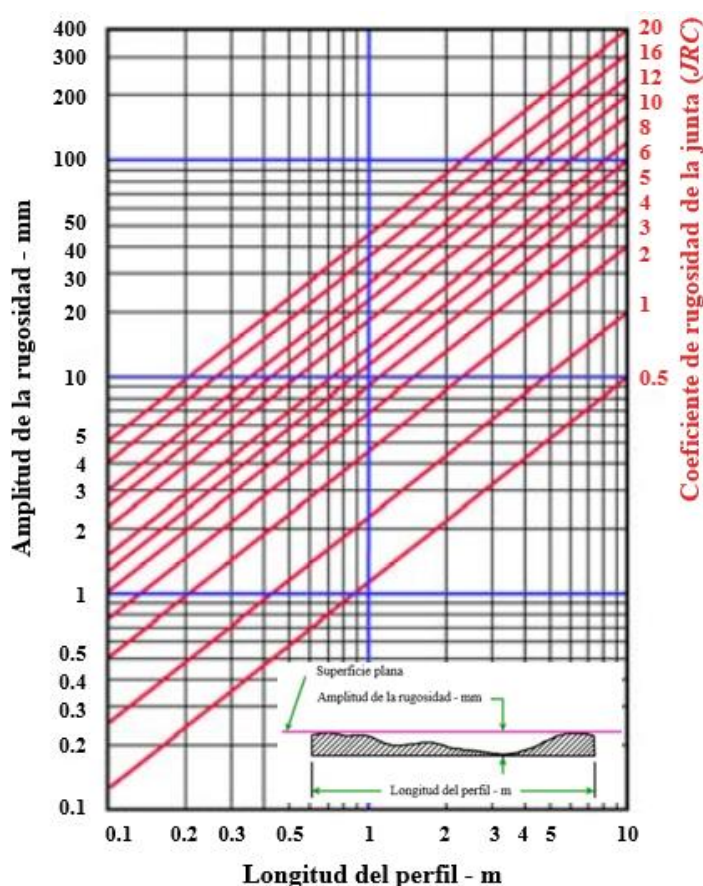


Figura 6. Método alternativo para estimar el JRC a partir de medidas de amplitud de rugosidad de superficie del rugosímetro desde una superficie recta.

Fuente: (Barton, 1982).

El *JRC* o coeficiente de rugosidad de la junta es la propiedad más utilizada para estimar la rugosidad. También se puede determinar el *JRC* usando el Rugosímetro o perfilómetro (Peine de Barton) y el ábaco de la figura 6.

1.1.3.5 Resistencia de las paredes de las discontinuidades

La resistencia a compresión de la pared de una discontinuidad o *JCS* influye en su resistencia al corte y en su deformabilidad. Depende del tipo de macizo rocoso, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la misma del macizo rocoso, pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes: los procesos de alteración afectan en mayor grado a los planos de discontinuidad que al macizo rocoso. Por este motivo, junto a la medida de la resistencia de las paredes de la discontinuidad debe ser estimado el grado de meteorización del macizo rocoso (González de Vallejo *et al.*, 2002).

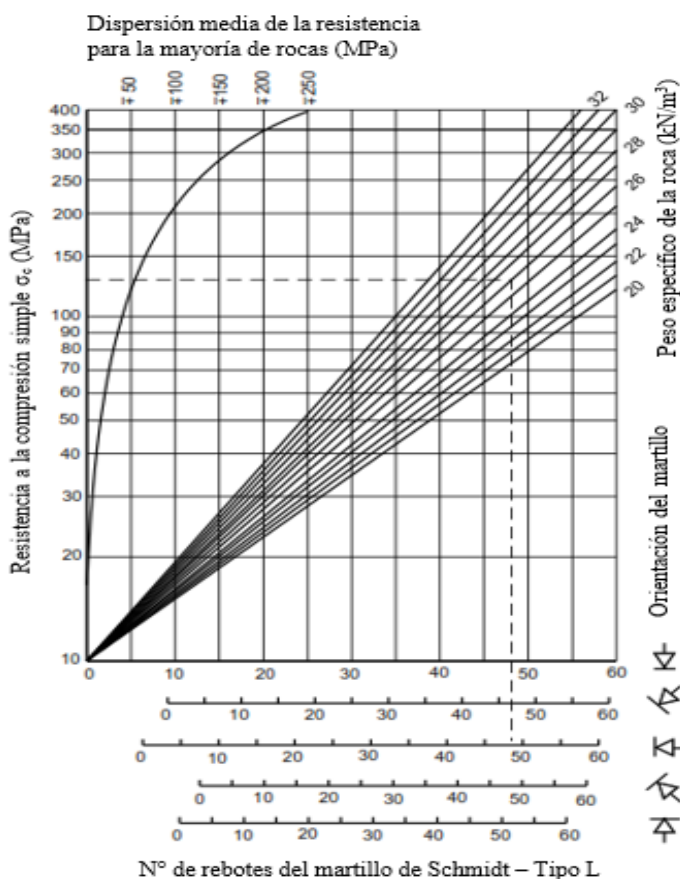


Figura 7. Estimación de la resistencia a la compresión de la pared de la junta a partir de rebotes del martillo Schmidt.

Fuente: (Miller, 1966).

La resistencia puede estimarse en campo con una navaja y un martillo de geólogo; también para estimar con mayor precisión puede utilizarse el martillo Schmidt, aplicándolo directamente sobre la discontinuidad, para medir la resistencia de los labios de la discontinuidad, o a partir de los índices de campo, donde, en general, la resistencia de la pared rocosa estará comprendida entre los grados R_0 a R_6 (González de Vallejo *et al.*, 2002).

1.1.3.6 Apertura de las discontinuidades

La apertura o abertura es la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de una discontinuidad abierta en que el espacio puede estar rellenado con aire, agua u otro material geológico.

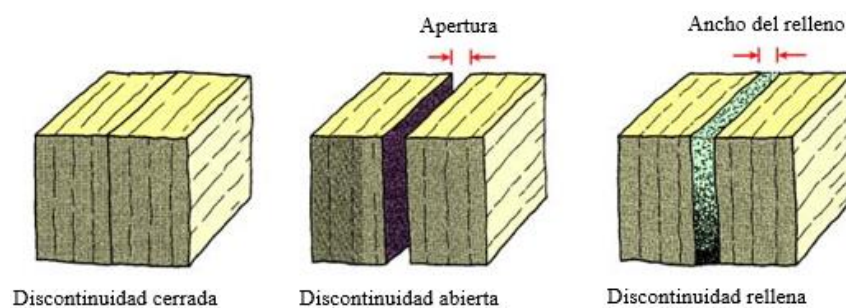


Figura 8. Diagramas que muestran la definición de la abertura de las discontinuidades y el ancho de las discontinuidades rellenas.

Fuente: (Ramírez y Monge, 2008).

Tabla 5

Descripción de la abertura

Descripción	Abertura
Muy cerrada	< 0.1 mm
Cerrada	0.1 - 0.25 mm
Parcialmente abierta	0.25 - 0.5 mm
Abierta	0.5 - 2.5 mm
Moderadamente ancha	2.5 - 10 mm
Ancha	> 10 mm
Muy ancha	1 - 10 cm
Extremadamente ancha	10 - 100 cm
Cavernosa	> 1 m

Fuente: (ISRM, 1981).

Este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso: mientras que en superficie la abertura puede ser alta, ésta se reduce con la profundidad, pudiendo llegar a cerrarse. La influencia de la abertura en la resistencia al corte de la discontinuidad es importante incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes. Su medida se realiza directamente con una regla graduada en milímetros (González de Vallejo *et al.*, 2002).

1.1.3.7 Relleno en las discontinuidades

Relleno es el término utilizado para describir el material que se encuentra entre las paredes de la discontinuidad. Existe gran variedad de materiales de relleno con propiedades físicas y mecánicas muy variables. Estos materiales pueden ser calcita, clorita, arcilla, panizo, brecha, cuarzo, o piritita. La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad. La calidad del relleno tendrá una resistencia gravitante en la resistencia al corte de las discontinuidades (Ramírez y Monge, 2008).

Tabla 6

Descripción del relleno

Tamaño (mm)	Descripción	Material	Granulometría
> 600	Bloques		
200 a 600	Bolones		Muy Gruesa
60 a 200	Bolones pequeños		
20 a 60	Gravas gruesas		
6 a 20	Gravas	Granular	
2 a 6	Gravas finas		Gruesa
0.6 a 2	Arenas gruesas		
0.2 a 0.6	Arenas		Media
0.06 a 0.2	Arenas finas		
< 0.06	Limos, Arcillas	Fino	Fina

Fuente: (Ramírez y Monge, 2008).

El comportamiento de las discontinuidades con rellenos dependerá del amplio rango de propiedades que presentan los materiales de relleno como son:

- La mineralogía del material de relleno.
- El tamaño y forma de las partículas
- Contenido de agua y permeabilidad.
- Deslizamientos previos de corte.
- Rugosidad de las paredes.
- Ancho del relleno.
- Fracturamiento o alteración química de las paredes de la discontinuidad.

1.1.3.8 Agua en las discontinuidades

Si existe presencia de agua en un macizo rocoso entonces disminuirá su resistencia. Las observaciones respecto a las filtraciones en discontinuidades, tanto si se presentan rellenas como si aparecen limpias, pueden seguir las descripciones siguientes (González de Vallejo *et al.*, 2002):

Tabla 7

Descripción de las filtraciones en las discontinuidades

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min.).
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min. y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

Fuente: (ISRM, 1981).

El agua en el interior de un macizo rocoso procede generalmente del flujo que circula por las discontinuidades (permeabilidad secundaria), aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones a través del macizo rocoso (permeabilidad primaria) pueden ser también importantes.

1.1.4 Parámetros del macizo rocoso

Para la caracterización global del macizo rocoso a partir de datos de afloramientos, además de la descripción de sus componentes, el macizo y las discontinuidades, deben ser considerados otros factores, como son:

- Número y orientación de las familias de discontinuidades.
- Tamaño de bloque e intensidad de fracturación.
- Grado de meteorización.

1.1.4.1 Número y orientación de familias de discontinuidades

El comportamiento mecánico del macizo rocoso, su modelo de deformación y sus mecanismos de falla están condicionados por el número de familias de discontinuidades. La orientación de las diferentes familias con respecto a una obra o instalación sobre el terreno puede determinar, además, la estabilidad de la misma (ISRM, 1981).

Tabla 8

Clasificación de macizos rocosos por el número de discontinuidades.

Tipo de macizo rocoso	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasionales
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades
IX	Brechificado

Fuente: (ISRM, 1981).

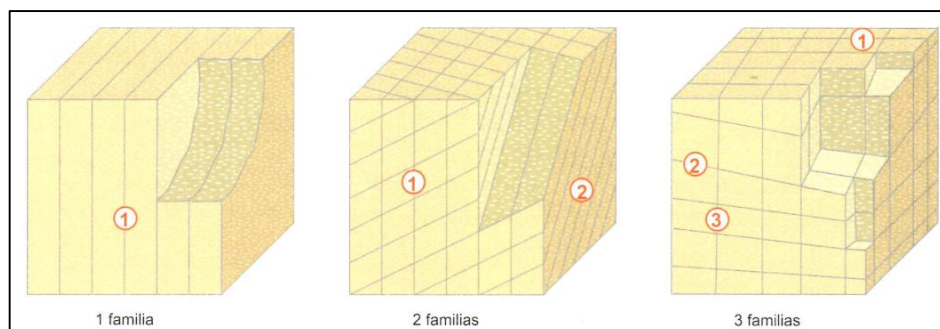


Figura 9. Representación del número de familias mediante bloques.

Fuente: (González de Vallejo *et al.*, 2002).

La intensidad o grado de fracturación y el tamaño de los bloques del macizo rocoso vienen dados por el número de familias de discontinuidades, y por el espaciado de cada familia. Cada una de las familias queda caracterizada por su orientación en el espacio y por las propiedades y características de los planos.

1.1.4.2 Tamaño de bloques y grado de fracturación

El tamaño de los bloques que forman el macizo rocoso condiciona de forma definitiva su comportamiento y sus propiedades resistentes y deformacionales (ISRM, 1981). La dimensión y la forma de los bloques están definidas por el número de familias de discontinuidades, su orientación, su espaciado y su continuidad. La descripción del tamaño de bloque se puede realizar de las siguientes formas:

- Mediante el índice de tamaño de bloque (I_b), que representa las dimensiones medias de los bloques tipo medidos en el afloramiento.
- Mediante el índice volumétrico de juntas (J_v), que representan el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1 m^3) del macizo rocoso. También se suele determinar contando las discontinuidades de cada familia que interceptan una longitud determinada.
- Mediante el parámetro RQD .

La fracturación del macizo rocoso está definida por el número, espaciado y condiciones de las discontinuidades, cualquiera que sea su origen y clase.

El grado de fracturación se expresa habitualmente por el valor del índice *RQD*.

Tabla 9

Descripción del tamaño de bloques

Descripción	J_v (Juntas/m ³)
Bloques muy grandes	< 0.1
Bloques grandes	1 - 3
Bloques medios	3 - 10
Bloques pequeños	10 - 30
Bloques muy pequeños	> 30

Fuente: (ISRM, 1981).

1.1.4.3 Grado de meteorización

Tabla 10

Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización.
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está meteorizada.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continúa o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se transformo en un suelo.

Fuente: (ISRM, 1981).

El grado de meteorización del macizo rocoso es una observación importante que condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. Según

avanza el proceso de meteorización aumentan la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, al tiempo que disminuye su resistencia. La evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso se realiza por observación directa del afloramiento y comparación con los índices estándares recogidos en la tabla siguiente. En ocasiones puede ser necesario fragmentar un trozo de roca para observar la meteorización del macizo rocoso (ISRM, 1981).

1.1.5 Estado tensional en excavaciones subterráneas

Durante la generación de una excavación subterránea, las tensiones actuantes son de dos tipos: tensiones naturales y tensiones inducidas por la excavación (González de Vallejo *et al.*, 2002). En el diseño de una obra subterránea es necesario conocer la magnitud y orientación de los esfuerzos previos generados mayormente como consecuencia de procesos tectónicos y gravitacionales, tanto para el cálculo del sostenimiento como para analizar la sección y el proceso constructivo.

La estimación del estado tensional puede hacerse mediante métodos empíricos o métodos instrumentales o directos. Cabe destacar que en el caso de los métodos directos, los costos son demasiados altos y requieren de equipos muy especiales por tanto son usados para obras de gran envergadura, por lo cual la obtención del estado tensional conlleva la utilización de ambos métodos.

El conocimiento más o menos exacto del estado tensional permitirá responder a cuestiones básicas como: ¿De qué efectos tensionales se debe proteger la obra que se va realizar?, ¿En qué dirección va a tender a romperse la roca?, ¿Cuál sería la forma ideal de la excavación minera?.... El conocimiento del estado tensional juega un papel importante a la hora de analizar la estabilidad de excavaciones a cielo abierto, túneles y pilares de minas, predecir estallidos de roca y golpes de techo, estudiar el flujo de líquidos en macizos rocosos, etc. Existen en muchos casos en los que la relevancia del estado tensional es fundamental para el diseño de las excavaciones en cuestión.

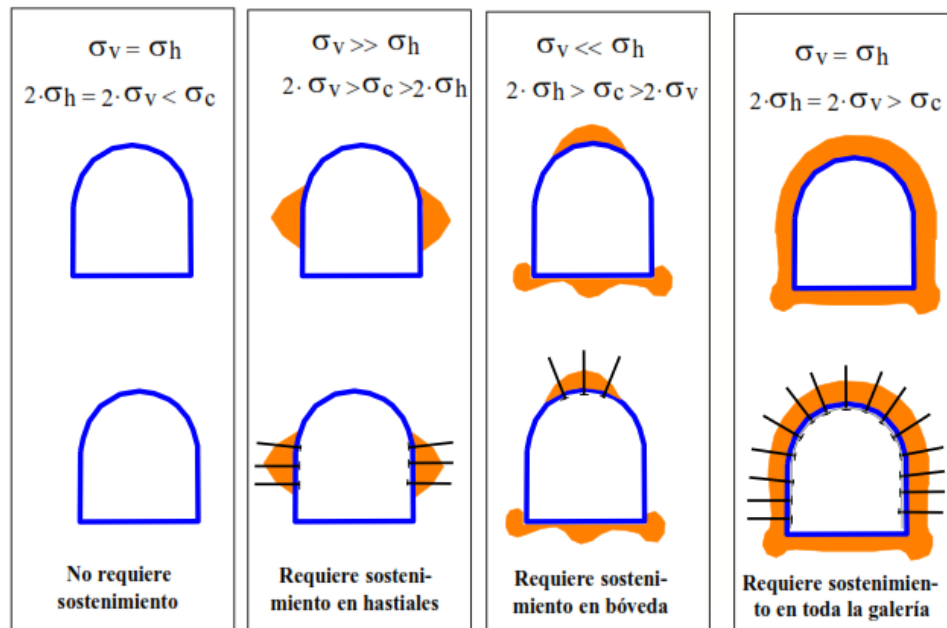


Figura 10. Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una excavación subterránea.

1.1.5.1 Métodos empíricos

Con el fin de estimar el estado tensional del macizo, es necesario conocer a priori el campo de esfuerzos que actúa sobre el terreno, por lo que es necesario calcular el valor de tensiones máximas vertical (σ_v) y horizontal (σ_h). El esfuerzo vertical al que está sometido un punto del macizo rocoso a una profundidad que da definido por la siguiente ecuación (González de Vallejo *et al.*, 2002):

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = \gamma \cdot h$$

Donde σ_v es la tensión vertical máxima, ρ es la densidad media de los materiales suprayacentes, g es la aceleración de la gravedad y γ es el peso específico medio de los materiales suprayacentes.

Para conocer el esfuerzo horizontal por métodos empíricos, es necesario calcular el coeficiente de reparto de las tensiones naturales (coeficiente k); permite obtener el valor del esfuerzo horizontal (σ_h) mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_h = k * \sigma_v$$

Terzaghi y Richart (1952) consideraron el cálculo del valor del coeficiente K independiente de la profundidad a partir del coeficiente de Poisson (ν):

$$k = \frac{(\sigma_h)_{media}}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Esta igualdad, no se cumple en zonas superficiales de la corteza que hayan sufrido procesos de descarga por erosión (González de Vallejo *et al.*, 2002). La erosión tiende a aumentar el valor del coeficiente k , provocando que los valores de los esfuerzos horizontales (σ_h) pasen a ser mayores que los verticales (σ_v) a profundidades someras.

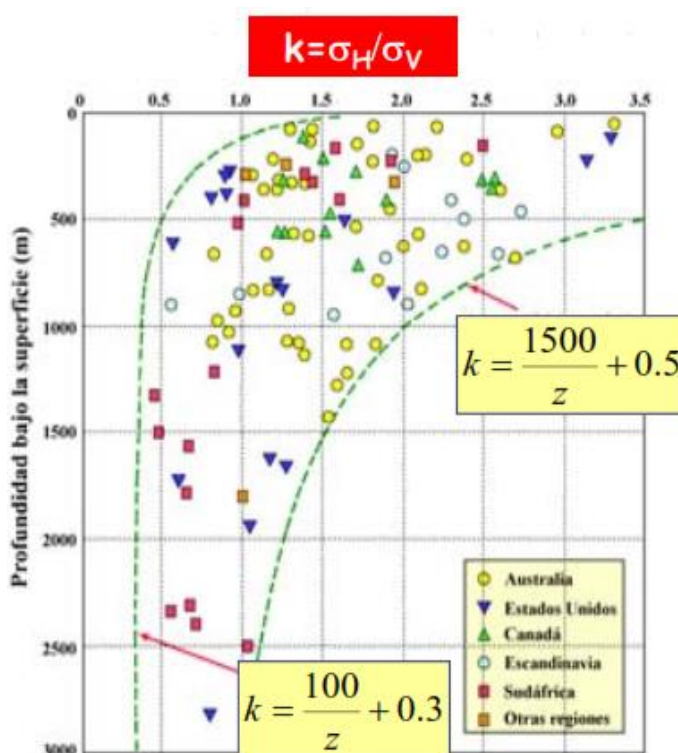


Figura 11. Valoración de la relación entre la tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural.

Fuente: (Hoek y Brown, 1980).

Hoek y Brown (1980), han recopilado datos reales, medidos *in situ*, de los campos tensionales naturales de diversas zonas del mundo, donde se aprecia que a profundidades menores de 500 m, las tensiones horizontales son significativamente más grandes que las verticales, pudiendo oscilar entre valores de k menores de la unidad a incluso mayores a 3. A partir de

profundidades superiores a 1,000 m tienden a igualarse las tensiones (Figura 11); por lo tanto, si existieran tensiones horizontales importantes a esas profundidades, podrían inducirse procesos de fracturación (sobreexcavaciones), plastificación intensa, etc.

De la figura se puede deducir que la relación de tensiones tiende a ser baja ($0.5 < k < 1.5$) a grandes profundidades, pudiendo aumentar de manera significativa a profundidades menores ($k > 1.5$), lo que se contradice con los postulados de la elasticidad, ya que para valores del coeficiente de Poisson normales ($0.1 < \nu < 0.5$), se obtendrían valores de k entre 0.1 y 1, pero nunca superiores a este valor.

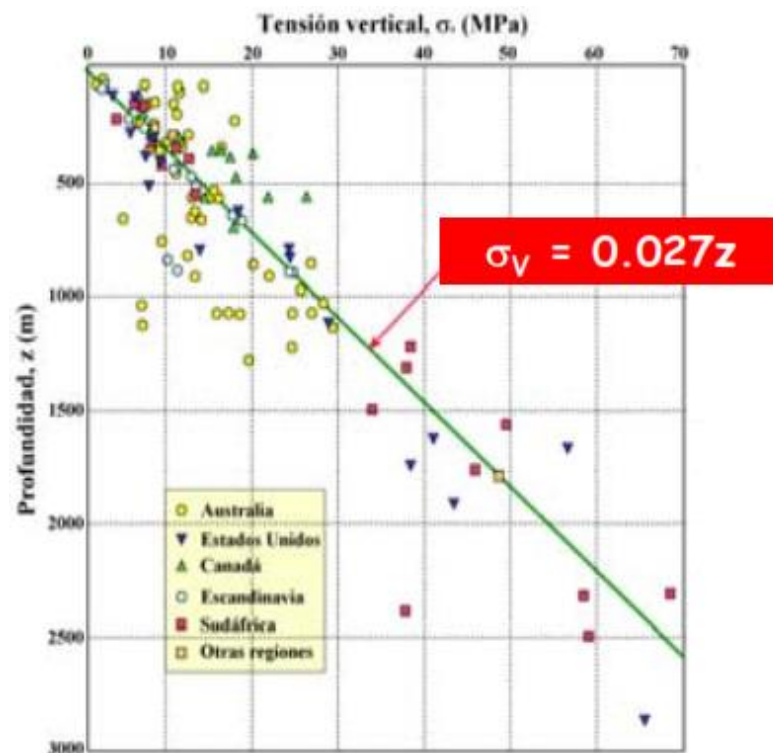


Figura 12. Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural *in situ*.

Fuente: (Hoek y Brown, 1980).

En la figura 12, se representan los valores de la tensión vertical σ_v medida en diferentes lugares del mundo (Australia, Norteamérica, Canadá, Escandinavia, África y otras regiones) en función de la profundidad a la que se realizaron las medidas. De dicha gráfica se puede deducir que, en general,

las tensiones verticales obtenidas en la mayor parte de los casos contemplados coinciden más o menos en un 20% con la tensión correspondiente al peso de los materiales suprayacentes en cada una de las zonas (Hoek y Brown, 1980).

Atendiendo a estos resultados presentados en la figura 12 y siendo el peso específico medio de los materiales que forman parte de la corteza terrestre $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$, se puede estimar de manera aproximada la tensión vertical como $\sigma_v \text{ (MPa)} = 0.027 * z \text{ (m)}$

Sheorey (1994) desarrolló un modelo de distribución de tensiones termo-elásticas del macizo, que tiene en cuenta la curvatura de la corteza y la variación de las constantes elásticas, las densidades medias y los coeficientes de expansión térmica a través del manto y la corteza. Pero no considera los factores tectónicos que afectan el estado de esfuerzos del macizo rocoso. De todos modos, proporciona una ecuación que permite estimar la relación de tensiones k :

$$k = 0.25 + 7E_h(0.001 + \frac{1}{z})$$

Donde E_h es el módulo elástico de Young del macizo rocoso suprayacente a la zona de estimación en dirección horizontal (GPa) y z es la profundidad de la misma en metros.

Los esfuerzos tectónicos, uno de los factores a considerar en el análisis de las tensiones naturales, se generan por dos mecanismos básicos: las fuerzas de borde y las fuerzas inducidas por cargas de compensación isostática.

Las fuerzas de borde, generadas por movimientos de las placas tectónicas, dan lugar a esfuerzos compresivos y extensivos. Asimismo, las fuerzas producidas por cargas de compensación isostática, ligadas a grandes elevaciones topográficas, cuyo peso se compensa por zonas de menor densidad de la litosfera o variaciones de espesor de la misma. Este último mecanismo conlleva efectos combinados de cargas verticales y aumentos de empuje (fuerzas de flotación), que generan esfuerzos horizontales en zonas

adyacentes. Ambos esfuerzos, de borde o de compensación isostática, pueden alcanzar magnitudes de alrededor de 50 MPa.

A grandes profundidades, el estado tensional sufre importantes desviaciones debido a que las magnitudes de los esfuerzos de origen tectónico adquieren mayor relevancia que la de los esfuerzos gravitacionales (Gonzáles de Vallejo *et al.*, 2002).

1.1.5.2 Método directo o instrumental

El campo tensional que actúa sobre un punto queda definido por su orientación y magnitud, que únicamente pueden ser determinadas *in situ*. Se dispone de varios métodos para medir ambos, entre los que destacan los métodos de: Sobreperforación, gato plano, fracturación hidráulica y emisión acústica.

El análisis de esfuerzos por sobreperforación o *overcoring* son los más populares; sin embargo, éstos requieren de personal especializado para su realización; y pertenecen a los “métodos de relajación en perforaciones” (Amadei y Stepphansson, 1997) y es utilizado para estimar el tensor de esfuerzos tridimensional *in situ*. La idea es aislar parcial o totalmente una muestra de roca intacta del campo de esfuerzos ejercido por el macizo y monitorear su respuesta deformacional de re-equilibrio. Para convertir los valores de deformación a esfuerzo se requiere previamente conocer los módulos de Young y Poisson de la roca.

1.1.6 Criterios de resistencia y deformación del macizo rocoso

El comportamiento mecánico de las rocas está definida por su resistencia y su deformabilidad. La resistencia, es el esfuerzo que soporta una roca para determinadas deformaciones. Cuando la resistencia se mide en probetas de roca sin confinar se denomina resistencia a compresión simple. Se obtiene mediante el ensayo de resistencia uniaxial o de compresión simple. Las rocas se rompen a favor de superficies de fractura que se generan al superarse su resistencia pico. Así, de una forma indirecta los ensayos de compresión miden la resistencia al corte de las rocas. La resistencia está en función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material (Gonzáles de Vallejo *et al.*, 2002).

1.1.6.1 Criterio de resistencia de Hoek-Brown

Existen dos versiones principales de criterios de rotura que se consideran para macizos rocosos. Hoek (1994) propone la siguiente ecuación para rocas intactas:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2}$$

Donde σ_1' es el esfuerzo efectivo principal mayor en la rotura, σ_3' es el esfuerzo efectivo principal menor en la rotura, σ_c es la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta de laboratorio y m_i es la constante del material para la roca intacta.

Hoek (1994) propone la siguiente ecuación para macizos rocosos diaclasados:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

Donde m_b es un valor deducido de la constante m_i de la roca intacta, s y a son constantes que dependen de las características de la masa rocosa, σ_{ci} es la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta; y σ_1' y σ_3' son respectivamente los esfuerzos efectivos principales axial y confinante en la rotura.

Considerar el valor de $a = 0.5$ para macizos rocosos de buena a muy buena calidad, y para macizos rocosos de mala calidad considerar $s = 0$.

Hoek *et al.* (2002) proponen el criterio de rotura generalizado expresada por la ecuación:

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

Donde m_b es un valor deducido de la constante m_i de la roca intacta.

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

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

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

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

Donde D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos *in situ* inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo $\sigma_3' = 0$, dando así:

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

Y haciendo $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$ la resistencia a la tracción:

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

La resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}') será:

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

Para el caso de túneles, el rango de envolvente de falla será:

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

1.1.6.2 Criterio de resistencia de Mohr Coulomb

Por muchos años el Criterio de Mohr Coulomb como un criterio clásico ha sido ampliamente aplicado en geotecnia. La resistencia teórica indica que la combinación de los esfuerzos cortante (τ) y la normal (σ_n) en el plano de falla es gradualmente movilizadora de manera que ellos puedan intersectar el contorno de la envolvente de resistencia, luego que la ruptura ocurre. La proyección de una tangente al círculo de esfuerzos en el punto de rotura

forma una relación lineal entre los parámetros del esfuerzo del corte y el esfuerzo normal, tal como se muestra en la Figura 13.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

Donde c es la cohesión y ϕ es el ángulo de fricción interno de la roca intacta, τ y σ_n representan los esfuerzos tangencial y normal sobre el plano de rotura.

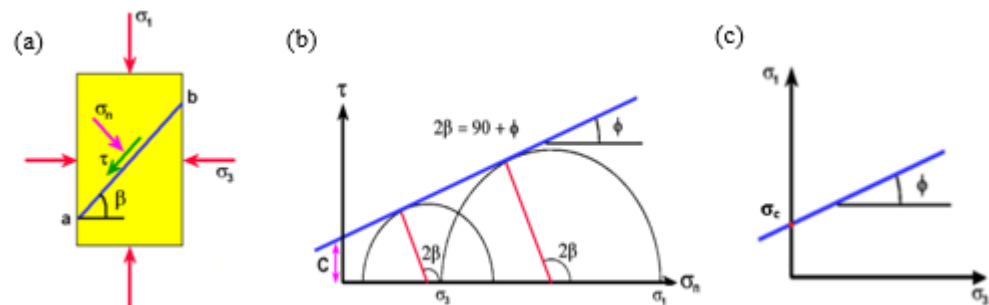


Figura 13. Criterio de resistencia de Mohr Coulomb.

Donde:

- (a) Esfuerzos principales σ_1 y σ_3 en una probeta de roca y el plano de falla formando un ángulo β .
- (b) Círculo de Mohr Coulomb en donde se determina la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ .
- (c) Envolvente de resistencia para los esfuerzos principales.

Fuente: (Yazdani *et al.*, 2015).

1.1.6.3 Módulo de deformación del macizo rocoso

Ante la dificultad de obtener el módulo de Young del macizo directamente a partir de ensayos de laboratorio, se ha intentado estimar mediante fórmulas empíricas que lo relacionan con la calidad geotécnica del macizo rocoso. Las fórmulas de este tipo más clásicas son:

Bieniawski (1978) para determinar el módulo de Young de macizos rocosos de buena a muy buena calidad ($60 < RMR < 100$) propuso la siguiente ecuación:

$$E_m(GPa) = 2 * RMR - 100$$

Serafim y Pereira (1983) para determinar el módulo de Young de macizos rocosos de regular a muy buena calidad ($40 < \text{RMR} < 100$) propusieron la siguiente ecuación:

$$E_m (\text{GPa}) = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}}$$

Hoek y Diederichs (2006) propusieron finalmente introducir el grado de perturbación de macizo rocoso D , el cuál sería la expresión más completa para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso:

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60 + 15D - \text{GSI}}{11} \right)}} \right)$$

Donde E_i es el módulo de deformación de la roca intacta, D es el factor de disturbancia y GSI el índice de resistencia geológica.

En lo que concierne al coeficiente de Poisson del macizo rocosos (ν_m), hay que señalar que su influencia sobre los resultados de las simulaciones suele ser bastante pequeña, al mismo tiempo que lo es su gama de variabilidad natural (0.15 – 0.45), por lo que no se suele prestar demasiada atención a su estimación.

1.1.7 Criterio de resistencia de discontinuidades

1.1.7.1 Criterio de resistencia no lineal de Barton Bandis

Muchos investigadores han adoptado el criterio de rotura no lineal para el análisis de estabilidad de macizos rocosos, y el criterio resistencia de la discontinuidad o junta de Barton Bandis es el más usado ampliamente. Fue propuesto para abarcar un gran número de ensayos de corte en la superficie de una estructura natural (Zhao *et al.*, 2016).

La fórmula para determinar la resistencia al corte de la discontinuidad es:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + \text{JRC} * \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) \right]$$

Donde τ es el esfuerzo cortante en el plano estructural, σ_n es el esfuerzo normal del plano estructural, JRC es el coeficiente de rugosidad de la

discontinuidad en el plano estructura, JCS es la resistencia a la compresión de la discontinuidad en el plano estructural, y ϕ_b es el ángulo de fricción básico en la superficie de roca no alterada, el ángulo de fricción residual ϕ_r en superficie inalteradas puede ser sustituido por ϕ_b . Los valores de JRC y JCS pueden ser determinados por las ecuaciones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JRC_n}$$

$$JSC_n = JSC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JSC_n}$$

Donde: JRC_n y JRC_0 son los coeficientes de rugosidad para discontinuidades de L_n y L_0 respectivamente y de igual manera para JCS (Barton *et al.*, 1974; Zhao *et al.*, 2016).

Las últimas ecuaciones han sido ampliamente usadas para predecir la resistencia al corte de discontinuidades en la ingeniería estructural, sin embargo, Douglas (2002) encontró que estas ecuaciones no son adecuadas para predecir la resistencia de planos estructurales de gran escala, y sugiere que estos deben ser aplicado solamente a planos estructurales menores a 1 m de longitud.

1.1.7.2 Estimación visual directa de JRC

El valor de JRC puede estimarse visualmente a través de la comparación de un perfil de discontinuidad con una serie de perfiles de referencia, establecidos por Barton y Choubey (1977), a partir de ensayos reales de corte directo.

1.1.7.3 Estimación de la resistencia de las paredes JCS

El *Joint Wall Compression Strenght* (JCS) es un parámetro empleado para estimar la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad. Se aplica la siguiente expresión (Ulusay, 2015):

$$\log_{10}JCS = 0.00088 * \gamma_{Roca}r + 1.01$$

Donde: γ_{roca} es el peso específico de la roca en KN/m³, y r es el índice de rebote de martillo Schmidt en las paredes de la discontinuidad.

1.1.8 Mapeo geomecánico en excavaciones subterráneas

Para caracterizar geomecánicamente una excavación subterránea, y con ello determinar su estabilidad, resulta clave un adecuado análisis y recolección de datos mediante mapeos de las discontinuidades presentes con estaciones geomecánicas. El mapeo debe realizarse en superficies de rocas limpias (lavadas) o recién expuestas, que permitan una mejor exposición de las características de las discontinuidades. Para elegir cuál de los métodos de mapeo conviene realizar en la recolección de datos está en función del tipo de evaluación a realizarse y de la magnitud de la misma. Una estación geomecánica es un conjunto de observaciones ordenadas en un entorno con objeto de valorar un macizo rocoso. Se asumen a un único punto y agrupan observaciones de discontinuidades y de roca intacta para dar un valor al conjunto denominado “macizo rocoso”. Estos métodos de mapeo se pueden agrupar en tradicionales y modernos:

1.1.8.1 Mapeos con técnicas tradicionales

En esta técnica la medida de las orientaciones se realiza de forma habitual mediante brújula con clinómetro. Al realizar un mapeo de un túnel o un nivel de explotación minera puede utilizarse un método o combinar las dos primeras técnicas que se describen a continuación:

a. Mapeo por celdas

El mapeo geomecánico por celdas es una forma de mapeo bidimensional en el que se establece un criterio de intercepción de área para recopilar datos de campo. Se desarrolla a través de la ejecución de estaciones geomecánicas en forma de ventanas rectangulares o cuadradas de un área aproximada de 3m x 3m., que se denominan celdas a lo largo de la pared de la excavación.

Mediante el mapeo geomecánico por celdas se identifican y cuantifican características del macizo rocoso, las características de las principales familias de discontinuidades. Para cada familia se determina el tipo de discontinuidad, orientación (buzamiento y dirección de buzamiento),

resistencia de la pared de la discontinuidad, espaciamiento, persistencia, apertura, relleno, rugosidad presente y grado de alteración o meteorización. Todo ello, para definir los parámetros que permitirán clasificar el macizo rocoso mediante los principales sistemas *RMR* y *Q*.

b. Mapeo por línea de detalle

El mapeo por línea de detalle es una técnica sistemática de muestreo de puntos unidimensional, que puede extenderse a dos dimensiones si la línea está ubicada dentro de una ventana de muestreo; que registra las discontinuidades expuestas en las paredes de rocas de afloramientos superficiales o labores subterráneas. Se recomienda para estudios de ingeniería de detalle.

El mapeo consiste en establecer una línea mediante una cinta métrica a lo largo de una cara expuesta sobre la que se identifican todas las estructuras o discontinuidades que intersectan o cortan dicha línea, se toma la orientación de la cara de medición, luego la orientación de la línea o cinta y se procede a registrar cada discontinuidad empezando por la distancia de intersección al origen, continuando con el registro de la orientación (buzamiento y dirección de buzamiento), tipo de terminación, tipo de discontinuidad, persistencia (longitud de semi traza), apertura, relleno, rugosidad, resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad, meteorización y presencia de agua.

La información recopilada debe ser registrada en una hoja estándar cuyo formato permita almacenar la información de manera ordenada y sencilla.

c. Mapeo por arco rebatido

El mapeo de arco rebatido fue desarrollado en 1970 por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers, 2001), y plantea utilizar una superficie “desenrollando” o “aplanando” la circunferencia del túnel o eje para formar un “plano” de toda la superficie de las paredes, donde se trazan a escala las características geológicas y geomecánicas.

El mapeo de arco rebatido implica crear un mapa de la superficie de la excavación subterránea, tanto de la bóveda como de los hastiales. Este método de mapeo reproduce una representación que está virtualmente libre de distorsión e interpretación presente en otros métodos, donde las características geológicas se proyectan en un plano o sección.

El método es especialmente eficaz, porque las características geológicas de todos los tipos de roca se pueden trazar directamente sobre el mapa independientemente de la orientación o la ubicación sin necesidad de proyección; asimismo, el método es útil para trazar discontinuidades y fallas que son difíciles de proyectar a un plano como en otros métodos. Se recomienda utilizar este método de mapeo en excavaciones permanentes que posean dimensiones considerables y/o complejas.

1.1.8.2 Mapeos con técnicas modernas

Debido al procedimiento manual que se realiza en las técnicas tradicionales y presentar una serie de inconvenientes tales como que en el mapeo solamente son accesibles las discontinuidades situadas en la parte baja o hastiales de las excavaciones y portales de la excavación, el poco tiempo que se tiene para poder recoger información de datos de discontinuidades de varios frentes diferentes de trabajo, etc; cabe la necesidad de recurrir a otras técnicas como de fotogrametría digital para la caracterización de macizos rocosos.

Estas técnicas permiten obtener nubes de puntos 3D de las paredes y techos de la excavación con una alta resolución y precisión. A partir de estas nubes de puntos 3D es factible obtener las orientaciones (buzamiento y dirección de buzamiento) y algunos otros parámetros de las discontinuidades, tales como el espaciado, la persistencia o la rugosidad. El mapeo digital le permite al profesional hacer un mapa de áreas de exposición mucho más grandes de lo que normalmente era posible a través de métodos tradicionales o manuales. Combinadas, las dos tecnologías permiten la creación y el cotejo de conjuntos de datos voluminosos de estructuras de masa de roca en un tiempo práctico. Esto a su vez proporciona una forma de cuantificar las incertidumbres asociadas con las propiedades estructurales. La

disponibilidad de datos de áreas de muestreo más grandes que las utilizadas tradicionalmente puede revelar mayores incertidumbres de las que a veces se suponen si solo se utilizan tamaños de muestra pequeños.

Uno de los aplicativos más modernos es el software Sirovision™ desarrollado por la Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization (CSIRO) en los últimos 16 años. En el 2011 Datamine y la CSIRO firman un acuerdo de licenciamiento exclusivo para promocionar y vender el software. Sirovision™ es un software que genera imágenes 3D (nube de puntos con una textura en la imagen de superficie) precisas y escaladas de paredes de roca desde dos fotos stereo como mínimo tomadas en ambientes superficiales y subterráneos para poder realizar el mapeo estructural directamente sobre estas superficies 3D con resultados inmediatos, realizar el análisis de detección automática de cuñas y la exportación de imágenes 3D y datos estructurales a otros softwares de minería importantes como Datamine Studio, Surpac, Vulcan y MineSight. Las características de estas imágenes 3D poseen: exactitudes espaciales de 3cm por cada 100 m de distancia de la pared a evaluar, exactitud angular de $\pm 0.5^\circ$ de buzamiento y dirección de buzamiento; y una resolución especial de 3 pixeles por cada punto de dato por defecto para todas las imágenes, incluyendo la nube de puntos.

Sirovision™ (2013) puede importar imágenes que pueden ser obtenidas con cámaras réflex digitales con al menos una resolución de 6 megapíxeles con un lente adecuado, cámaras Datamine Stereo; de drones y scanner láser. El software considera 3 métodos de georeferenciación:

- Se puede utilizar la ubicación de la cámara y la dirección de disparo (azimut, buzamiento e inclinación) con un solo punto de control en la cara.
- Alternativamente, se puede usar un mínimo de tres puntos de control en el campo de visión, posicionados de manera que formen un triángulo equilátero.
- Alternativamente, se puede usar un mínimo de tres posiciones de la cámara, posicionadas de manera que formen una alineación no lineal.

El procedimiento de campo utilizado para la toma de imágenes dependerá del método preferido de georreferenciación que se adoptará. El manual de Sirovision™ describe los siguientes pasos en formas resumidas:

- Seleccione el área de la pared para fotografiar.
- Seleccione la ubicación de la cámara: la distancia a la pared estará determinada por la distancia focal del lente que se esté utilizando y la resolución requerida. La distancia entre las ubicaciones de la cámara para las imágenes de la mano izquierda y derecha suele ser de 1/5 a 1/7 de la distancia a la cara. Otra consideración importante es el ángulo a la cara. En los planos horizontal y vertical. Idealmente, la cámara debería ser perpendicular a la cara de la roca, pero esto rara vez es posible en la práctica.
- Según el procedimiento de campo elegido, la ubicación de los puntos de control en el campo de visión puede ser necesaria.
- Tome fotografías a la izquierda y a la derecha de la misma área de la cara de la roca para generar las imágenes necesarias para crear una imagen en 3D.
- Dependiendo del procedimiento de campo elegido, la primera posición de la cámara puede requerir una marca para fines de inspección.
- Repita para las secciones adyacentes de la pared. Se recomienda que se use una superposición de alrededor del 25 al 30% de las secciones adyacentes para garantizar la alineación precisa de la imagen 3D para los mosaicos.

Cuando se completa la adquisición de imágenes, se puede realizar un estudio de las posiciones marcadas de la cámara y/o los puntos de control. La precisión requerida del levantamiento dependerá del tipo de análisis que se realice. La documentación de Sirovision™ proporciona orientación sobre este punto. Una vez que las imágenes se recogen en el campo y los datos de la encuesta obtenidos, las imágenes en 3D se pueden crear. Una vez que se adquieren las imágenes, las etapas principales del procesamiento para la creación de mosaicos georreferenciados son: Creación de imágenes 3D,

alineación de imágenes 3D para la creación de mosaicos y georreferenciación.

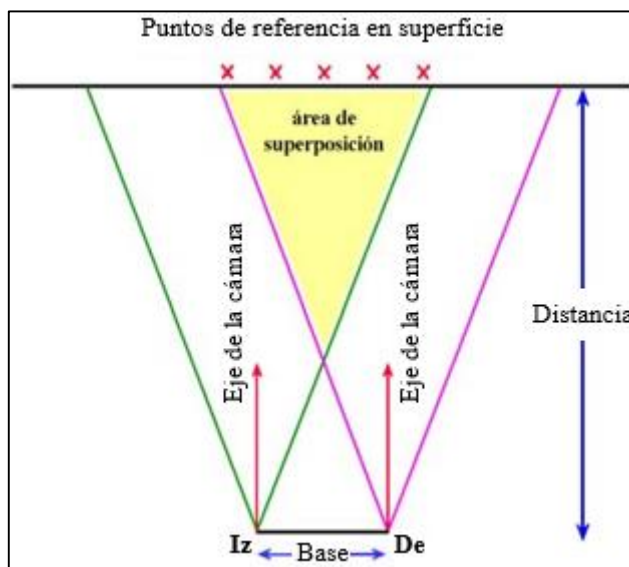


Figura 14. Representación de la forma de obtención de imágenes con cámara manual para Sirovision™.

1.1.9 Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso

El comportamiento geomecánico de un macizo rocoso está dado por los siguientes aspectos que están entrelazados entre sí. Primer aspecto; el comportamiento de la roca intacta (espécimen) está libre de discontinuidades y fisuras. El segundo aspecto está referido al grado de fracturamiento o al número y distribución de discontinuidades que afectan a la masa rocosa. El tercer aspecto se refiere a las fuerzas tensionales que ejercen las presiones hidrostáticas (aguas subterráneas) en las discontinuidades, y por otro lado, los esfuerzos debido a cargas litostáticas con las subsecuentes deformaciones y esfuerzos horizontales, y los procesos de descompresión que pueden darse en las excavaciones (Mohammadi y Hossaini, 2017).

Bieniawski (1989), indica que las clasificaciones de macizo rocoso se desarrollaron para crear un orden del caos en los procedimientos de investigación del sitio y para proporcionar las ayudas de diseño; y los objetivos que persiguen las clasificaciones de macizo rocoso son: Identificar los parámetros más importantes que influyen en el comportamiento de la masa rocosa, dividir una formación de masa rocosa en grupos de similar comportamiento, es decir, clases de masa rocosa de diferentes calidades. Proporcionar una base para entender las características de cada clase de

masa rocosa. Relacionar la experiencia de las condiciones de la roca de un lugar a las condiciones y experiencia encontradas en otros lugares. Derivar datos cuantitativos y guías para el diseño de ingeniería y finalmente proporcionar una base común de comunicación entre ingenieros y geólogos.

1.1.10 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.

1.1.10.1 Para 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).

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

Tabla 11

Índice de calidad del macizo rocoso.

<i>RQD</i> (%)	CALIDAD
< 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Media
75 – 90	Buena
90 - 100	Muy buena

Fuente: (Deere *et al.*, 1967).

Villaescusa y Brown (1992), proponen un índice frecuencia lineal de discontinuidades para estimar la intensidad de juntas en un macizo rocoso,

el cual se determina simplemente agregando el número de discontinuidades por metro de muestreo (testigo de perforación diamantina o línea de detalle en una cara de roca).

Tabla 12

Relación entre el RQD y frecuencia lineal de discontinuidades.

Calidad de roca	Frecuencia lineal	RQD (%)
Muy pobre	> 17	0 - 20
Pobre	12 - 17	20 - 40
Regular	7 - 12	40 - 60
Buena	4 - 7	60 - 80
Muy Buena	1.5 - 4	80 - 95
Excelente	< 1.5	95 - 100

Fuente: (Villaescusa y Brown, 1992).

1.1.10.2 Para el mapeo por celdas

Palmström (1982) define a J_v como el número de discontinuidades o juntas presentes en un metro cúbico de roca, conocido como el conteo volumétrico de discontinuidades (*Volumetric Joint Count*). En este caso puede usarse una ecuación aproximada para macizos rocosos libres de arcillas; el cuál esta incluida en el sistema Q (1974):

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v$$

$$(RQD = 0 \text{ para } J_v > 35, \text{ y } RQD = 100 \text{ para } J_v \leq 4.5)$$

Posteriormente Palmström (2005) actualizó la relación, el cuál esta incluida en el sistema Q (2007) y está definida como:

$$RQD = 110 - 2.5 * J_v$$

$$(RQD = 0 \text{ para } J_v > 44, \text{ y } RQD = 100 \text{ para } J_v \leq 4)$$

Por otra parte, J_v se puede determinar a partir de los espaciamientos de cada familia de discontinuidades (Palmström, 2005), según la siguiente ecuación:

$$Jv = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{1}{S_n} + \frac{Nr}{5\sqrt{A}} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{S_i}$$

Donde:

S_i = Espaciamiento de la familia i .

Nr = Número de familias aleatorias.

A = Área de análisis.

Se puede determinar un valor de espaciamiento representativo del conjunto de familias de discontinuidades presentes en el área de interés a partir del Jv . Obteniéndose:

$$\bar{s} = \frac{1}{Jv}$$

1.1.10.3 Para el mapeo por línea de detalle

Priest y Hudson (1976), propusieron determinar el RQD en función a la frecuencia de discontinuidades (λ), a través de la ecuación que proporciona el valor mínimo.

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

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

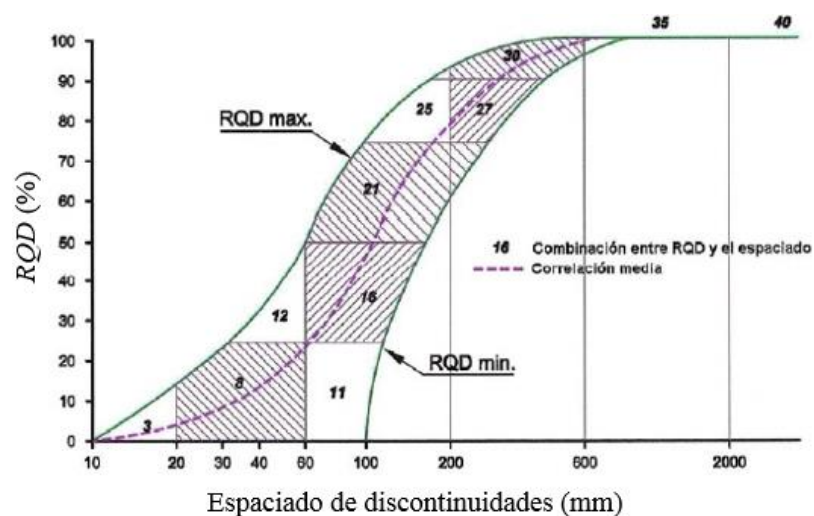


Figura 15. Relación entre espaciamiento de discontinuidad y RQD .

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Bieniawski (1989) ha vinculado el espaciamiento promedio de las discontinuidades al RQD (Figura 15). Las calificaciones en la figura se refieren al RMR_{89} . Cabe señalar que el RQD máximo, corresponde a la relación propuesta por Priest y Hudson.

Limitaciones del RQD :

- 1) Puede ser sensible a la dirección de medición.
- 2) El RQD no es afectado por cambios en el espaciamiento de las juntas si este es superior a 1 m.
- 3) No tiene en cuenta la resistencia al corte de las discontinuidades.

1.1.11 Sistema RMR

El sistema de clasificación RMR o sistema *Rock Mass Rating* fue desarrollado por Bieniawski (1973) en Sudáfrica y clasifica los macizos rocosos de 0 a 100 puntos. Posteriormente ha tenido dos modificaciones principales: en 1989 el autor actualizó tomando como base 300 casos reales de túneles, cavernas y cimentaciones; y Celada *et al.* (2014) actualizaron el sistema basándose en la base de datos de Geocontrol de 2,298 nuevos casos de frentes de túneles en los que se había calculado el RMR_{89} .

Tabla 13

Interpretación de los valores de RMR .

Descripción	Clase de macizo rocoso	RMR
Roca muy buena	I	81 – 100
Roca buena	II	61 – 80
Roca regular	III	41 – 60
Roca mala	IV	21 – 40
Roca muy mala	V	0 - 20

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Las versiones más usadas son el RMR_{76} y el RMR_{89} . Ambas incorporan parámetros:

- (i) Resistencia de la roca intacta.
- (ii) Índice de calidad del macizo rocoso (RQD).

- (iii) Espaciamiento de discontinuidades.
- (iv) Condición de las discontinuidades (Persistencia, abertura, rugosidad, relleno y alteración).
- (v) Presencia de agua subterránea.
- (vi) Ajuste por orientación de principal familia de discontinuidades.

El valor está definido por: $RMR_{89} = (i) + (ii) + (iii) + (iv) + (v) - (vi)$

1.1.11.1 Sistema *RMR* de 1989 (*RMR*₈₉)

Esta versión realiza una valoración de 6 parámetros:

Tabla 14

Valoración ponderada de la resistencia de la roca intacta - *RMR*₈₉.

Resistencia a la Compresión Uniaxial (MPa)	Índice de resistencia bajo carga Puntual (Is) (MPa)	Valor
> 250	> 10	15
100 – 250	4 – 10	12
50 – 100	2 – 4	7
25 – 50	1 – 2	4
5 - 25	Para este bajo rango se	2
1 – 5	recomienda ensayo de resistencia	1
< 1	a la compresión uniaxial	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 15

Valoración ponderada del *RQD* - *RMR*₈₉.

Índice de calidad de la roca <i>RQD</i> (%)	Calidad	Valoración
< 25	Muy mala	3
25 – 50	Mala	8
50 – 75	Regular	13
75 – 90	Buena	17
90 - 100	Muy buena	20

Fuente: (Deere *et al.*, 1967).

Tabla 16

Valoración ponderada del espaciamiento entre discontinuidades - RMR₈₉.

Espaciamiento entre discontinuidades	Valoración
> 2 m	20
0.6 - 2 m	15
200 - 600 mm	10
60 - 200 mm	8
< 60 mm	5

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 17

Valoración de la persistencia de las discontinuidades - RMR₈₉.

Descripción	Persistencia	Valoración
Muy baja	< 1 m	6
Baja	1 - 3 m	4
Media	3 - 10 m	2
Alta	10 - 20 m	1
Muy Alta	> 20 m	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 18

Valoración de la abertura de las discontinuidades - RMR₈₉.

Descripción	Abertura	Valoración
Ninguna	Nada	6
Muy Cerrada	< 0.1 mm	5
Cerrada	0.1 - 1.0 mm	4
Moderadamente abierta	1 - 5 mm	1
Abierta	> 5 mm	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 19

Valoración de la rugosidad de las discontinuidades - RMR₈₉.

Grado	Rugosidad	Valoración
1	Muy rugosa	6
2	Rugosa	5
3	Ligeramente rugosa	3
4	Lisa	1
5	Pulida (espejo de falla)	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 20

Valoración del relleno en las discontinuidades - RMR₈₉.

Grado	Relleno	Valoración
1	Ninguno	6
2	Duro < 5 mm	4
3	Duro > 5 mm	2
4	Blando < 5 mm	2
5	Blando > 5 mm	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 21

Valoración de la alteración de la discontinuidad - RMR₈₉.

Grado	Alteración	Valoración
1	No alterada	6
2	Ligeramente alterada	5
3	Moderadamente alterada	3
4	Muy alterada	1
5	Descompuesta	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 22

Valoración del agua subterránea - RMR_{89} .

Flujo por 10 m de longitud de túnel (l/min)	(Presión de agua en las juntas)/(σ principal mayor)	Condiciones Generales	Valor
Ninguno	0	Completamente seco	15
< 10	< 0.1	Húmedo	10
10 - 25	0.1 - 0.2	Mojado	7
25 - 125	0.2 - 0.5	Goteando	4
> 125	> 0.5	Fluyendo	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 23

Valoración del ajuste por orientación de las discontinuidades - RMR_{89} .

Rumbo perpendicular al eje de la excavación		Rumbo paralelo al eje de la excavación	
Avance a favor del buzamiento		Buzamiento	Buzamiento
Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°
Muy favorable	Favorable	Muy desfavorable	Regular
Avance en contra del buzamiento		Buzamiento 0° - 20°	
Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Independiente del rumbo	
Regular	Desfavorable	Desfavorable	

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 24

Valoración del calificativo de los ajustes por orientación de discontinuidades - RMR_{89}

Calificativo	Valoración		
	Túneles y minas	Fundaciones	Taludes
Muy favorable	0	0	0
Favorable	-2	-2	-5
Regular	-5	-7	-25
Desfavorable	-10	-15	-50
Muy desfavorable	-12	-25	-60

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 25

Calidad del macizo rocoso con relación al índice RMR.

Clase	Calidad	RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Roca muy buena	81 - 100	> 4 Kg/cm ²	> 45°
II	Roca buena	61 - 80	3 - 4 Kg/cm ²	35° - 45°
III	Roca regular	41 - 60	2 - 3 Kg/cm ²	25° - 35°
IV	Roca mala	21 - 40	1 - 2 Kg/cm ²	15° - 25°
V	Roca muy mala	0 - 20	< 1 Kg/cm ²	< 15°

Fuente: (Bieniawski, 1989).

1.1.11.2 Sistema RMR del 2014 (RMR₁₄)

Esta versión realiza una valoración de 5 parámetros, así de esta manera se modificó los criterios de valoración e incorporando el efecto de la alterabilidad de la roca intacta por efecto del agua, para ello recomienda evaluar mediante los resultados de ensayos de *Slake Durability Test* (Ensayo de durabilidad *Slake*), obteniéndose el índice I_{d2}. También considera 3 factores de ajuste: el factor que considera la orientación del túnel respecto a la familia de discontinuidades más importante, el factor que considera el mejor comportamiento del terreno cuando se excava con tuneladoras, y el factor del efecto de la plastificación del terreno en el frente del túnel.

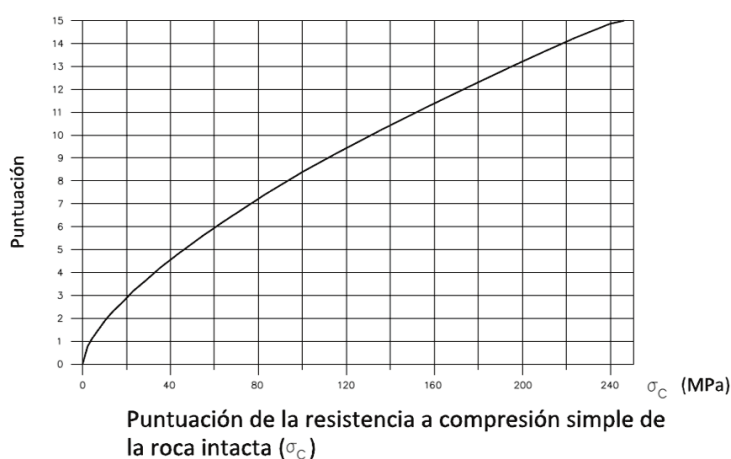


Figura 16. Gráfico para valoración de la resistencia a compresión simple de roca intacta (σ_c).

Fuente: (Bieniawski, 1989).



Figura 17. Gráfico para la valoración del número de discontinuidades por metro.

Fuente: (Lowson y Bieniawski, 2013).

Tabla 26

Valoración de la persistencia de las discontinuidades - RMR₁₄.

Persistencia	Valoración
< 1 m	5
1 - 3 m	4
3 - 10 m	2
> 10 m	0

Fuente: (Celada *et al.*, 2014).

Tabla 27

Valoración de la rugosidad de las discontinuidades – RMR₁₄.

Grado	Rugosidad	Valoración
1	Muy Rugosa	5
2	Rugosa	3
3	Lisa	1
4	Pulida (espejo de falla)	0

Fuente: (Celada *et al.*, 2014).

Tabla 28

Valoración del relleno de las discontinuidades – RMR₁₄.

Grado	Relleno	Valoración
1	Duro < 5 mm	5
2	Duro > 5 mm	2
3	Blando < 5 mm	2
4	Blando > 5 mm	0

Fuente: (Celada *et al.*, 2014).

Tabla 29

Valoración de la alteración de las discontinuidades – RMR₁₄.

Grado	Alteración	Valoración
1	No alterada	5
2	Moderadamente alterada	3
3	Muy alterada	1
4	Descompuesta	0

Fuente: (Celada *et al.*, 2014).

Tabla 30

Valoración de la presencia de agua – RMR₁₄.

Estado del macizo rocoso	Valoración
Seco	15
Ligeramente húmedo	10
Húmedo	7
Goteando	4
Flujo de agua	0

Fuente: (Celada *et al.*, 2014).

Tabla 31

Valoración de la alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua – RMR_{14} .

Grado	Alterabilidad I_{a2} (%)	Valoración
1	> 85	10
2	60 - 85	8
3	30 - 60	4
4	< 30	0

Fuente: (Celada *et al.*, 2014).

El valor total está definida por: $RMR_{14} = (RMR_b + F_o) * F_e * F_s$

Donde:

RMR_b : RMR básico del macizo rocoso sin ajuste por orientación.

F_o : Factor de orientación del túnel respecto a la familia de discontinuidades más importante.

F_e : Factor que considera el mejor comportamiento del macizo rocoso cuando se excava con tuneladoras.

F_s : Factor que considera el efecto de la plastificación del macizo rocoso en el frente del túnel.

El RMR_{14} considera los siguientes 3 ajustes:

- a) Ajuste por orientación del túnel (F_o): El sistema RMR_{14} propone que se siga empleando el criterio de ajuste por orientación del eje del túnel establecido en el sistema de clasificación RMR_{89} .

Tabla 32

Valoración del ajuste por orientación del túnel respecto a la discontinuidad principal – RMR_{14} .

Perpendicular				Paralela		Buzam. 0° - 20° Independiente del rumbo
Avance a favor del buzamiento		Avance en contra del buzamiento		Buzamiento (°)		
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	< 20°
Muy favorable	Favorable	Regular	Muy desfavorable	Desfavorable	Regular	Regular
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

Fuente: (Bieniawski, 1989).

b) Ajuste por posible excavación por tuneladoras (F_e): El efecto de excavaciones mediante medios mecánicos fue investigado por Alber (1993), actualizado por Bieniawski *et al.* (2011) y complementado por Geocontrol. De tal manera que, se estableció una nueva correlación entre los valores RMR y RMR_{TBM} , la cual se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 33

Correlación entre el RMR y RMR_{TBM} .

RMR	20	40	60	80
RMR_{TBM}	21	53	70	85
RMR_{TBM}/RMR	1.05	1.32	1.16	1.06

Fuente: (Bieniawski *et al.*, 2011)

En base a lo anterior, el factor de ajuste F_e es determinado de la siguiente manera:

$$\text{Para } RMR < 40: \quad F_e = 1 + 2 * \left(\frac{RMR}{100}\right)^2$$

$$\text{Para } RMR > 40: \quad F_e = 1.32 - \frac{\sqrt{(RMR - 40)}}{25}$$

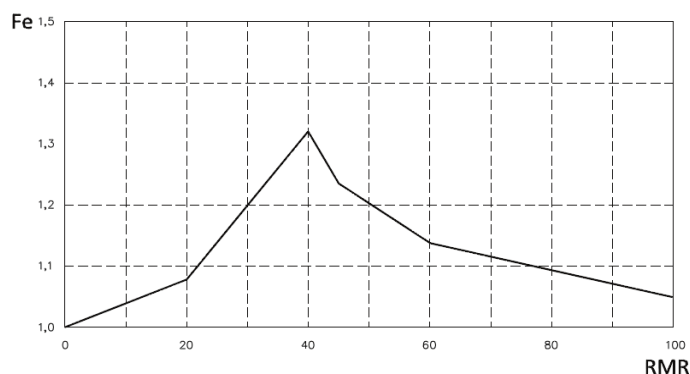


Figura 18. Valores de F_e en función del RMR .

Fuente: (Lowson y Bieniawski, 2013).

c) Ajuste por influencia de la plastificación del frente (F_s): La fracturación del macizo rocoso en el frente de un túnel es producto de la combinación de la fracturación natural y la inducida por efecto de la plastificación del frente. Por tal motivo, es necesario establecer un

factor que considere la plastificación del frente. Para el cálculo de este nuevo factor de ajuste F_s , es necesario establecer el Índice de Comportamiento Elástico (ICE), propuesto por Bieniawski *et al.* (2011), el cuál se define de la siguiente manera:

$$\text{Para } K_0 \leq 1, ICE = \frac{3704 * \sigma_{ci} * e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3 - K_0) * H} * f$$

$$\text{Para } K_0 \geq 1, ICE = \frac{3704 * \sigma_{ci} * e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(1 + K_0) * H} * f$$

Donde σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (MPa), K_0 es el coeficiente de reparto de los esfuerzos naturales, H es la profundidad a la que se encuentra el frente del túnel (m) y f es el factor de forma del túnel, definido en la siguiente tabla.

Tabla 34

Valores del factor de forma f

Tipo de excavación subterránea	f
Túnel circular de 6 m de diámetro	1.3
Túnel circular de 10 m de diámetro	1.0
Túnel convencional de 14 m de ancho	0.75
Cavernas (25 m de ancho x 60 m de alto)	0.55

Fuente: (Kirsch, 1898).

El ICE permite predecir el comportamiento tenso-deformacional de los frentes de túneles, para ello clasifica en 5 categorías siguientes:

Tabla 35

Clasificación de la plastificación de túneles en base al ICE .

ICE	Comportamiento del frente del túnel
> 130	Completamente elástico
70 - 130	Elástico con incipiente plastificación
40 - 69	Moderadamente plastificado
15 - 39	Intensamente plastificado
< 15	Totalmente plastificado

Fuente: (Celada *et al.*, 2011).

En base a lo anterior, se puede determinar que únicamente los frentes de excavaciones con $ICE < 70$ presentarán deformaciones lo suficientemente importantes que generen variaciones en la determinación del RMR . Por lo tanto, se concluye que el F_s variará entre 1.0 y 1.3, tal como se muestra en la siguiente figura:

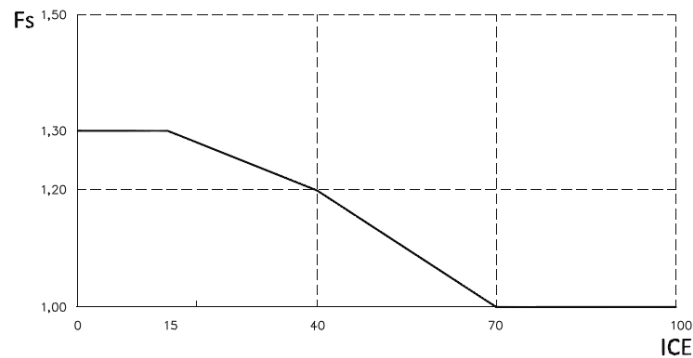


Figura 19. Valores de F_s en función del ICE .

Fuente: (Lowson y Bieniawski, 2013).

Asimismo, la gráfica anterior puede ser representada mediante las siguientes fórmulas:

$$ICE < 15: \quad F_s = 1.3$$

$$15 < ICE < 70: \quad F_s = 1.3 - 0.6 * (ICE/100)^2$$

$$ICE > 70: \quad F_s = 1.0$$

1.1.12 Sistema Q

La clasificación Q fue desarrollada en el Instituto Geotécnico Noruego (NGI) entre 1971 y 1974 (Barton *et al.*, 1974) basado en la compilación de más de 212 casos históricos de excavaciones subterráneas en Escandinavia, siendo su principal propósito establecer un índice de calidad de túneles (Q) para determinar las características del macizo rocoso y necesidades de sostenimiento en túneles. Posteriormente ha tenido dos revisiones principales: en 1993 se actualizó tomando como base 1,050 casos de excavaciones subterráneas, principalmente en Noruega (Grimstad y Barton, 1993); en 2002 se actualizó basándose en 900 nuevos casos de excavaciones en Noruega, Suiza e India. Esta actualización también incluyó una investigación analítica respecto al espesor, espaciamiento y reforzamiento de arcos armados de concreto (RRS) como función de la carga y de la calidad del macizo rocoso, así como la absorción de energía del concreto lanzado (Grimstad *et al.*,

2002), siendo la última versión del gráfico de sostenimiento la que afinó Grimstad (Grimstad, 2007).

El valor numérico del índice Q varía en una escala logarítmica de 0,001 a un máximo de 1000. El valor numérico del índice Q se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

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

Donde:

RQD : Índice de calidad del macizo rocoso.

J_n : Número de familias de discontinuidades.

J_r : Número de rugosidad de las discontinuidades.

J_a : Número de alteración de las discontinuidades.

J_w : Factor de reducción por presencia de agua en las discontinuidades.

SRF : Factor de reducción por esfuerzos.

El sistema Q considera tres grupos de parámetros:

1. El tamaño de bloques representado por el cociente (RQD/J_n).
2. La resistencia entre los bloques, controlada por la resistencia al corte de las discontinuidades, representado por el cociente (J_r/J_a).
3. La influencia del estado de tensiones activas, corresponde a un parámetro de fuerzas que depende de la presión del agua que tiene efecto negativo en la resistencia y de tres valores de esfuerzos: la carga que se disipa en cada excavación, efecto de esfuerzos sobre rocas competentes y el efecto de esfuerzos sobre rocas plásticas incompetentes; representado por el cociente (J_w/SRF).

Notándose que ninguno de los 3 grupos considera la orientación específica de las juntas. Los parámetros y valoración de los seis parámetros del sistema Q en su versión 2007 remitirse al anexo 1.

Tabla 36

Interpretación del índice Q.

TIPO DE ROCA	VALOR DE Q
Excepcionalmente mala	0.001 – 0.01
Extremadamente mala	0.01 – 0.1
Muy mala	0.1 – 1
Mala	1 – 4
Media	4 – 10
Buena	10 – 40
Muy buena	40 – 100
Extremadamente buena	100 – 400
Excepcionalmente buena	400 – 1000

Fuente: (Barton *et al.*, 1974).**1.1.13 Sistema de Romana (RMR modificado)**

Tabla 37

Clasificación modificada del RMR original.

RMR	Modificado RMR (Romana)		RMR Original	
	Clase	Denominación	Denominación	Clase
90 - 100	I a	Excelente	Muy buena	I
80 - 90	I b	Muy buena		
70 - 80	II a	Buena a Muy buena	Buena	II
60 - 70	II b	Buena a Media		
50 - 60	III a	Media a Buena	Media	III
40 - 50	III b	Media a Mala		
30 - 40	IV a	Mala a Media	Mala	IV
20 - 30	IV b	Mala a Muy mala		
10 - 20	V a	Muy mala	Muy mala	V
0 - 10	V b	Pésima		

Fuente: (Manuel Romana, 2001).

El sistema *RMR* de Bieniawski (1989) dividió el índice *RMR* en 5 clases (I, II, III, IV y V) con las denominaciones de calidad desde “Muy buena” a “Muy mala”. Cada clase cubre un intervalo de 20 puntos.

Romana (2001), propone reclasificar las 5 clases descritas por Bieniawski (1989) en 10 subclases. Debido a que las clases no son equiparables entre sí, indicando que la clase I es muy poco frecuente y que el resto de clases son muy amplias. Cada subclase tiene un rango de 10 puntos y para mantener una correlación con Bieniawski se mantiene los números romanos, pero están seguidos de una letra: a para la mitad superior y b para la mitad inferior de cada clase.

1.1.14 Sostenimiento de excavaciones subterráneas

El sostenimiento en excavaciones subterráneas tiene la finalidad de asegurar, controlar y mantener la estabilidad de éstas, a fin de proporcionar condiciones seguras de trabajo y brindar acceso a las excavaciones subterráneas. 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 a los rasgos estructurales.
- La forma y 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.

Para determinar y/o calcular el sostenimiento de una excavación subterránea es necesario hacer un detallado diseño del mismo. Este diseño se basa fundamentalmente en tres tipos de métodos: métodos analíticos o cinemáticos, en donde se evalúa en función del factor de seguridad; métodos empíricos, que utilizan la experiencia como base del diseño y métodos numéricos, en los que se emplearan fórmulas matemáticas que permiten diseñar modelos cada vez más complejos. Es innegable el tremendo auge de estos últimos, pero parece que ya se asume que no se debe ni puede prescindir de los métodos empíricos, mediante clasificaciones, que permiten hacer un prediseño más o menos adecuado. Es recomendable realizarlo al menos con dos métodos, a manera de comparación.

Dependiendo como actúa el macizo rocoso, el sostenimiento podrá ser activo o pasivo:

- Sostenimientos pasivos: actúan en la superficie de la excavación o en su interior (cimbras metálicas, cuadros de madera, concreto lanzado (shotcrete) y pernos

cementados). Estos elementos pasivos requieren que la roca se desplace o deforme para recién empezar a actuar como soporte. (Los sostenimientos que se instalan en la superficie se les denomina además de sostenimiento pasivo como soporte de roca).

- Sostenimientos activos: actúan en el interior del macizo rocoso (pernos y cables de anclaje tensados). Son capaces de proporcionar refuerzo a la roca desde el instante mismo de su instalación, logrando que la roca forme una zona de compresión y participe en la estabilidad de la excavación (refuerzo de roca).

Thompson *et al.* (2012) proponen un procedimiento de diseño genérico de sostenimiento que consta de los siguientes pasos:

- Identificar un mecanismo de inestabilidad.
- Estimar la demanda de sostenimiento del área.
- Estimar la longitud del sostenimiento, demanda de resistencia y desplazamiento.
- Estimar la demanda energética.
- Selección de sistemas adecuados de refuerzo y soporte.
- Proponer y evaluar una disposición de sistemas de refuerzo y soporte.
- Especifique el esquema completo de soporte en el terreno.

1.1.15 Sostenimiento de excavaciones subterráneas con métodos analíticos

1.1.15.1 Método de las curvas convergencia-confinamiento

Metodología desarrollada por Panet (1995), para determinar el punto óptimo de instalación del sostenimiento en función de las curvas roca - soporte como resultado de las interacciones Carga - Deformaciones que interactúan entre el terreno y el sostenimiento, los mismos que se esquematizan en cuatro secciones significativas.

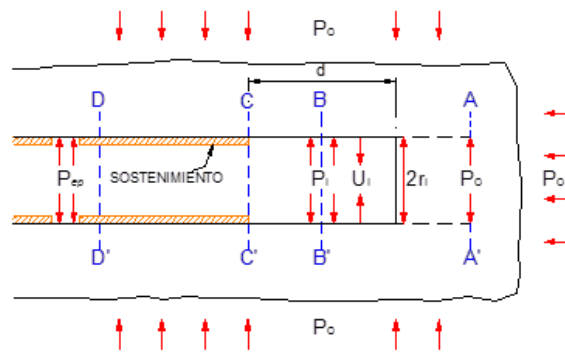


Figura 20. Sección longitudinal del avance de una excavación subterránea.

Lejos del frente (sección A-A´): Ubicada sobre el futuro contorno teórico de la excavación donde actúa la tensión P_o (esta sección aún no se ha deformado), de manera que el desplazamiento radial U_i de los puntos de la sección teórica del túnel es nulo.

Próxima al frente (sección B-B´): Ya excavada y muy próxima al frente, la tensión P_o ha desaparecido y el contorno de la labor ha experimentado un desplazamiento hacia el interior U_i , en tal sentido, debe de existir alguna carga ficticia P_i que permita igualar la deformación U_i ; ésta relación P_i / U_i constituye la denominada CC “Curva del Terreno”.

Distancia conservadora al frente (sección C-C´): Aquella zona considerada normal es donde se coloca un determinado sostenimiento (pernos, hormigón proyectado, cimbras, sostenimientos continuos o una combinación de alguno de ellos) que inmediatamente entrará en carga al menos por dos razones: a) El progresivo alejamiento del frente lo que supone la disminución virtual de la carga P_i y por tanto un incremento de deformación radial; b) Las deformaciones diferidas de la roca al transcurrir del tiempo. En primera aproximación el revestimiento reaccionará con una determinada rigidez constante (k) frente a las deformaciones impuestas (ver figura 21).

Teniendo en cuenta que dicho sostenimiento se instala una vez que la roca se ha deformado una magnitud U_d , la respuesta del revestimiento o denominada CF “Curva de Confinamiento” se puede escribir: $P_i = k (U_i - U_d)$

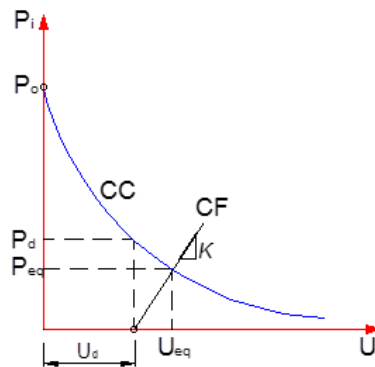


Figura 21. Representación de las distintas curvas en un gráfico P_i vs U_i .

Zona de Equilibrio: El desplazamiento U_d corresponde a una determinada presión virtual sobre el túnel P_d . Finalmente roca – sostenimiento alcanzarán una posición única de equilibrio (sección D-D´) cuando se alcancen la presión y desplazamiento (P_{eq}, U_{eq}) comunes a las dos curvas CC – CF.

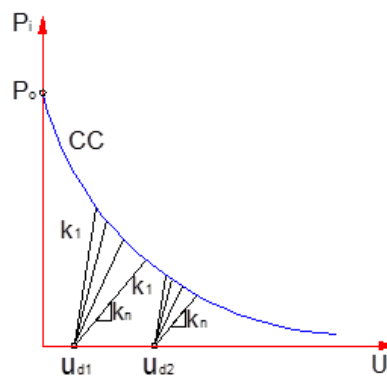


Figura 22. Distintas opciones a la hora de elegir el sostenimiento.

Para una determinada curva CC el proyectista o constructor puede optar por:

- 1) La instalación de un sostenimiento muy próximo al frente (U_{d1}) o lejos de él (U_{d2}) (ver Figura 22) y
- 2) Puede también elegir la rigidez del sostenimiento (rígido k_1 o deformable k_n). En principio cuanto más rígido sea un sostenimiento y más próximo al frente se instale, mayor será la presión de equilibrio que ha de soportar y menor el desplazamiento radial o convergencia de la excavación subterránea.

El software RocSupport implementa el modelo de convergencia-confinamiento (Rocscience, 2004), incluyendo las curvas para materiales elasto-plástico perfectos tanto para el criterio de rotura de Mohr-Coulomb como para el de Hoek-Brown, permite obtener el diagrama de la zona

plastificada y la curva convergencia del terreno para el caso sin sostenimiento y el diagrama de la zona plastificada (junto con el esquema de empernado) y el análisis de equilibrio para la curva del terreno y la del sostenimiento, en el caso de que se incluya uno o varios sistemas de sostenimiento. En este programa realiza el cálculo de los sostenimientos a partir de las apreciaciones de Hoek (1999) que presenta tablas y gráficas de datos (que incluyen la presión y la deformación máximas admisibles) que puede resistir distintos tipos de sostenimiento.

Las limitaciones del método de las curvas convergencia-confinamiento:

1. Netamente para excavaciones circulares realizados con métodos de excavación *TBM* y para un sólo material.
2. La propia metodología, por definición, implica modelizar un problema de carácter claramente tridimensional usando un modelo bidimensional.
3. La estimación de las propiedades del macizo rocoso *in situ* tiene un impacto significativo en el diseño de las excavaciones subterráneas. Incluso usando el mejor método de estimación de parámetros materiales que caracterizan el macizo, el rango de factores de seguridad que se obtienen para un túnel es excesivamente grande. Este rango de valores del coeficiente de seguridad es alarmantemente grande si se usan técnicas de investigación *in situ* pobres y procedimientos de laboratorio inadecuados.

1.1.15.2 Método de peso muerto

Pakalnis (2008) desarrolla esta metodología el cuál brinda un enfoque analítico e incorpora el cálculo de factor de seguridad para una excavación minera. Este enfoque es usado para evaluar el potencial de una estructura adversa empleando un enfoque analítico, como el proporcionado por el software “Unwedge” (Rocscience, 2003). La evaluación inicial consiste en analizar si es posible la formación de una cuña de “peso muerto”, para esto se emplea un análisis sencillo en un estereograma (Figura 23). Si los círculos máximos (“Triángulo”) de las familias de discontinuidades encierran al

centro, es posible una caída por la fuerza de gravedad. En el caso contrario, si los círculos máximos no encierran al centro, ocurrirá un deslizamiento.

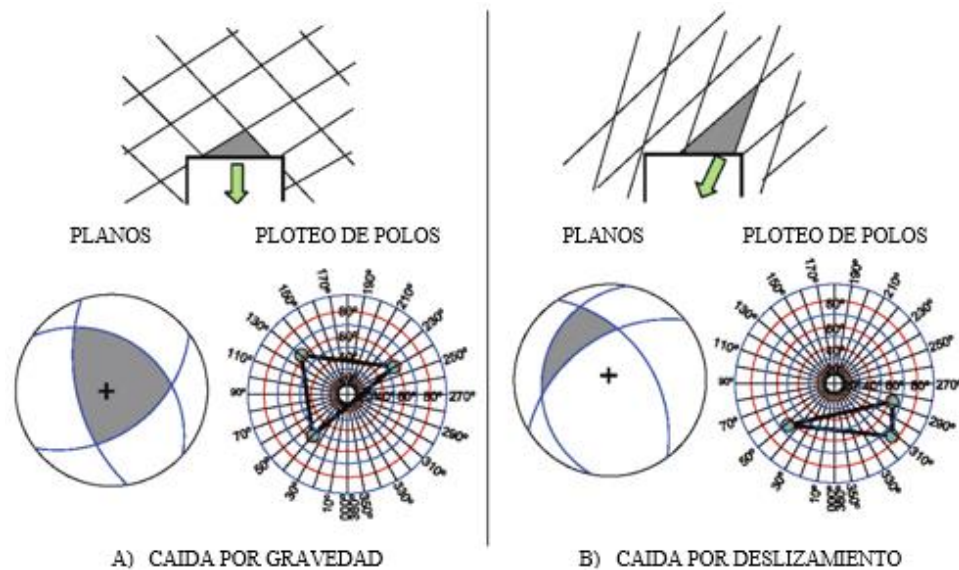


Figura 23. Análisis estereográfico para evaluar caída por gravedad o deslizamiento.

Fuente: (Pakalnis, 2015).

ANÁLISIS DE “PESO MUERTO”: ALTURA DE CUÑA = 0.5 x ANCHO

Malla de sostenimiento: Barra Helicoidal #6 de 2.4 m de longitud con distribución de 1m x 1m

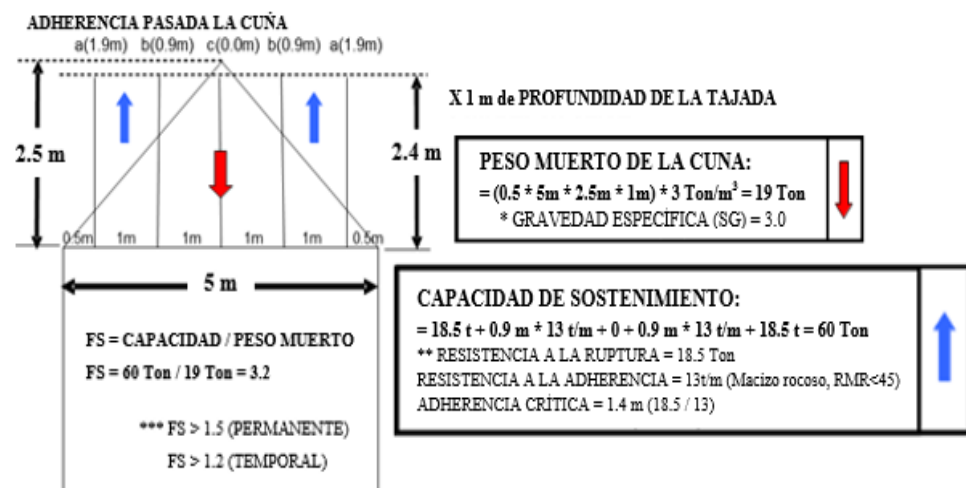


Figura 24. Análisis del factor de seguridad “peso muerto”.

Fuente: (Pakalnis, 2015).

Una vez que se ha identificado que puede ocurrir una caída de cuña por gravedad (peso muerto), se puede estimar conservadoramente que la altura del bloque o cuña es 0.5 el ancho de la excavación (Figura 23).

Investigaciones de Beauchamp (2006) y de MacLaughlin *et al.* (2005), indican que la profundidad de cuña que colapsa es de 0.3 a 0.5 veces el ancho de la excavación, basado en casos de techos colapsados y modelados numéricamente. Sin embargo, a veces se presentan estructuras adversas en el macizo rocoso, que se deben evaluar analíticamente (Unwedge).

1.1.16 Sostenimiento de excavaciones subterráneas con métodos empíricos

El diseño empírico correlaciona las experiencias prácticas encontradas en un sitio anterior con la situación que se podría presentar en un nuevo sitio propuesto. Los 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.

Estos métodos 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.

Entre ellos destacan algunos métodos y estos son de los que nos vamos a valer para la definición de este trabajo, serán *RMR* de Bieniaswki, y *Q* de Barton.

1.1.16.1 Sostenimiento según el sistema *RMR*₈₉

Bieniawski (1989) publicó un conjunto de pautas para la selección del sostenimiento de túneles en roca en función del valor *RMR*.

Note que estas pautas han sido publicadas para un túnel en forma de herradura de 10 m de ancho, construido utilizando métodos de perforación y voladura, en una masa rocosa sometida a un esfuerzo vertical < 25 MPa, (equivalente a una profundidad debajo de la superficie < 900 m).

Tabla 38

Pautas para la excavación y sostenimiento de un túnel de 10 m de ancho.

Clase de masa rocosa	Excavación	Pernos de roca (20 mm de diámetro, completamente inyectados)	Shotcrete	Cimbras
I. ROCA MUY BUENA RMR: 81 – 100	Avance de 3 m a sección completa	Generalmente no se requiere sostenimiento excepto pernos	ocasionales	
II. ROCA BUENA RMR: 61 – 80	Avance de 1 - 1.5 m a sección completa. Sostenimiento completo a 20 m del frente.	Pernos locales de 3 m en la corona, espaciados a 2.5 m con malla de alambre ocasionalmente	50 mm en la corona donde se requiera.	Ninguno
III. ROCA REGULAR RMR: 41 – 60	Media sección superior y banqueo. Avance de 1.5 - 3 m. Iniciar el sostenimiento después de cada voladura.	Pernos sistemáticos de 4 m de longitud, espaciados 1.5 – 2.0 m en la corona y en las paredes, con malla de alambres en la corona.	50 – 100 mm en la corona y 30 mm en las paredes	Ninguno
IV. ROCA MALA RMR: 21 – 40	Media sección superior y banqueo. Avance de 1.5 - 3 m. Iniciar el sostenimiento después de cada voladura, sostenimiento completo a 10 m del frente.	Pernos sistemáticos de 4 - 5 m de longitud, espaciados de 1 - 1.5 m con malla de alambres en la corona y en las paredes.	100 - 150 mm en la corona y 100 mm en las paredes.	Cimbras ligeras a medianas, espaciados a 1.5 m donde sean necesarios.
V. ROCA MUY MALA RMR: < 20	Galerías múltiples, avance de 0.5 - 1.5 m. Instalar el sostenimiento junto al avance de la excavación. Shotcrete tan pronto como sea posible después de la voladura.	Pernos sistemáticos de 5 - 6 m de longitud, espaciados de 1 - 1.5 m en la corona y en las paredes. Instalación de pernos en el piso.	150 - 200 mm en la corona, 150 mm en las paredes y 50 mm en el frente.	Cimbras medianas a pesadas, espaciados a 0.75 m con encostillado de acero y marchavantes de ser necesario, cerrar la sección (invert).

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Lowson y Bieniawski (2013), debido a las restricciones de la tabla anterior en cuanto al tipo de sección, dimensiones de la excavación, etc., proponen determinar el sostenimiento basado en formulaciones matemáticas y gráficas que se indican en la tabla siguiente, obtenidas de varios casos de

estudios de diseño de sostenimiento realizados con métodos empíricos y modelados numericamente.

Tabla 39

Formulación de diseño de sostenimiento de un túnel en función del RMR.

Valor RMR_{89}	$20 < RMR \leq 85$	$10 < RMR \leq 20$	$RMR \leq 10$
Longitud de pernos (m)	$Ancho = \frac{(L_p + 2.5)^{\frac{(RMR_{89} + 25)}{52}}}{3.6}$		
Espaciamiento entre pernos (m)	$0.5 + 2.5 * \frac{(RMR_{89} - 20)}{65}$	$0.25 + \frac{(RMR_{89} - 10)^{1.5}}{140}$	0.25

Fuente: (Lowson y Bieniawski, 2013).

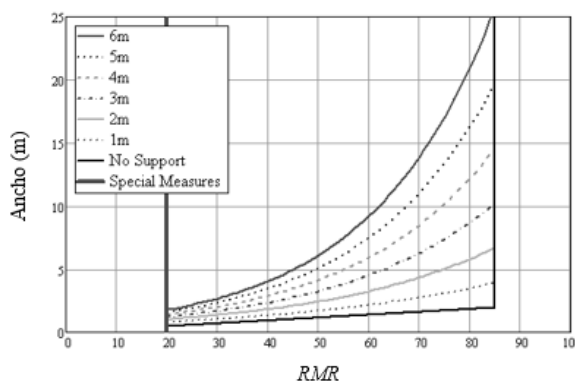


Figura 25. Gráfico para determinar la longitud de pernos en función del RMR.

Fuente: (Lowson y Bieniawski, 2013).

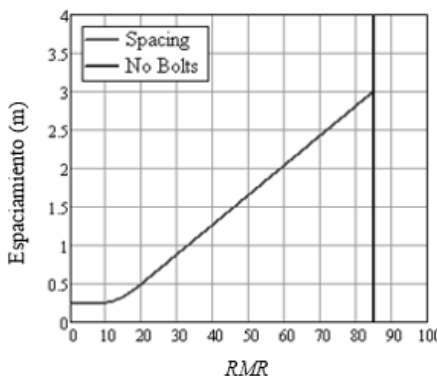


Figura 26. Gráfico para determinar el espaciamiento de pernos en función del RMR.

Fuente: (Lowson y Bieniawski, 2013).

Unal (1983) propuso una ecuación para determinar la presión vertical sobre la bóveda (P) en kN en función del valor RMR ; en donde γ es la densidad de la roca en kg/m^3 y B el ancho del túnel en m.

$$P = \frac{100 - RMR}{100} * \gamma * B$$

1.1.16.2 Sostenimiento según el sistema Q_{2007}

Relacionando el valor del índice Q a la estabilidad y a los requerimientos de sostenimiento de excavaciones subterráneas, Barton *et al.* (1974) definieron el parámetro dimensión equivalente (De) de la excavación. Para determinar la dimensión equivalente se requiere definir el valor de ESR que está relacionado al uso que se le dará a la excavación y al grado de seguridad que esta demande del sistema de sostenimiento instalado para mantener la estabilidad de la excavación.

Tabla 40

Valores de ESR .

Categoría	Tipo de Excavación	ESR
A	Excavaciones mineras temporales, etc.	3 – 5
B	Piques verticales : i)Secciones circulares	2.5
	ii)Sección rectangular/cuadrada	2.0
C	Excavaciones mineras permanentes, túneles de agua para hidroeléctricas (excluyendo conductos forzados de alta presión), túneles de suministro de agua, túneles piloto, galerías de avance para grandes excavaciones.	1.6
D	Túneles carreteros y ferrocarrileros menores, cámaras grandes, túneles de acceso, túneles de aguas residuales, etc.	1.3
E	Centrales eléctricas subterráneas, cámaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferrocarrileros mayores, refugios subterráneos para defensa civil, portales e intersecciones de túneles, etc.	1.0
F	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarriles, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, etc.	0.8
G	Cavernas muy importantes y excavaciones subterráneas con una larga vida útil aproximadamente de 100 años, o sin acceso para mantenimiento.	0.5

Fuente: (Barton, 2002).

El valor *ESR* es más o menos análogo al inverso del factor de seguridad.

$$De = \frac{\text{Ancho o diámetro o altura de excavación (m)}}{\text{Relación de sostenimiento de la excavación (ESR)}}$$

Barton *et al.* (1980) proporcionaron información adicional sobre la longitud de los pernos (*L*), abiertos máximos sin sostenimiento (Ancho o luz máxima) y presiones sobre el sostenimiento.

$$L = \frac{2 + 0.15 * B}{ESR}$$

Donde *B* es el ancho de la excavación (puede considerarse también la altura) y *ESR* es la relación de sostenimiento de la excavación.

También a partir del valor del índice *Q* es posible obtener la máxima longitud sin colocar sostenimiento durante la excavación del túnel o más conocidas como las longitudes de avance durante la excavación.

$$\text{Ancho o Luz máxima} = 2 * ESR * Q^{0.4} (m)$$

Sostenimiento de hastiales: La carga de roca sobre el techo o corona o clave del túnel (*Pr*) en kg/cm² se obtiene de acuerdo con las siguientes expresiones:

- i. Con menos de tres familias de discontinuidades:

$$Pr = \frac{2 \sqrt{Jn}}{3Jr^3 \sqrt{Q}}$$

- ii. Con tres o más familias de discontinuidades:

$$Pr = \frac{2}{Jr^3 \sqrt{Q}}$$

Sostenimiento en paredes o hastiales: El gráfico de sostenimiento es principalmente válido para la corona y arranque de excavaciones subterráneas y cavernas. El nivel de soporte en los hastiales es normalmente menor para valores altos e intermedios de *Q* (*Q* > 0.1). Cuando el sistema *Q* se utiliza para sostenimiento de hastiales, en lugar del ancho debe usarse la altura de los hastiales. El valor *Q* real se ajusta como se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 41

Conversión de valores actuales de Q a valores corregidos de Q para el diseño de sostenimiento de hastiales.

Macizo rocoso	Valor Q actual	Valor Q real
Buena calidad	$Q > 10$	$5*Q$
Regular calidad	$0.1 < Q < 10$	$2.5*Q$. Con altos esfuerzos use Q .
Mala calidad	$Q < 0.1$	Use el valor Q actual.

Fuente: (Barton, 2002).

Finalmente se hará uso del ábaco que propuso Grimstad para determinar la categoría de sostenimiento en función del valor Q y la De .

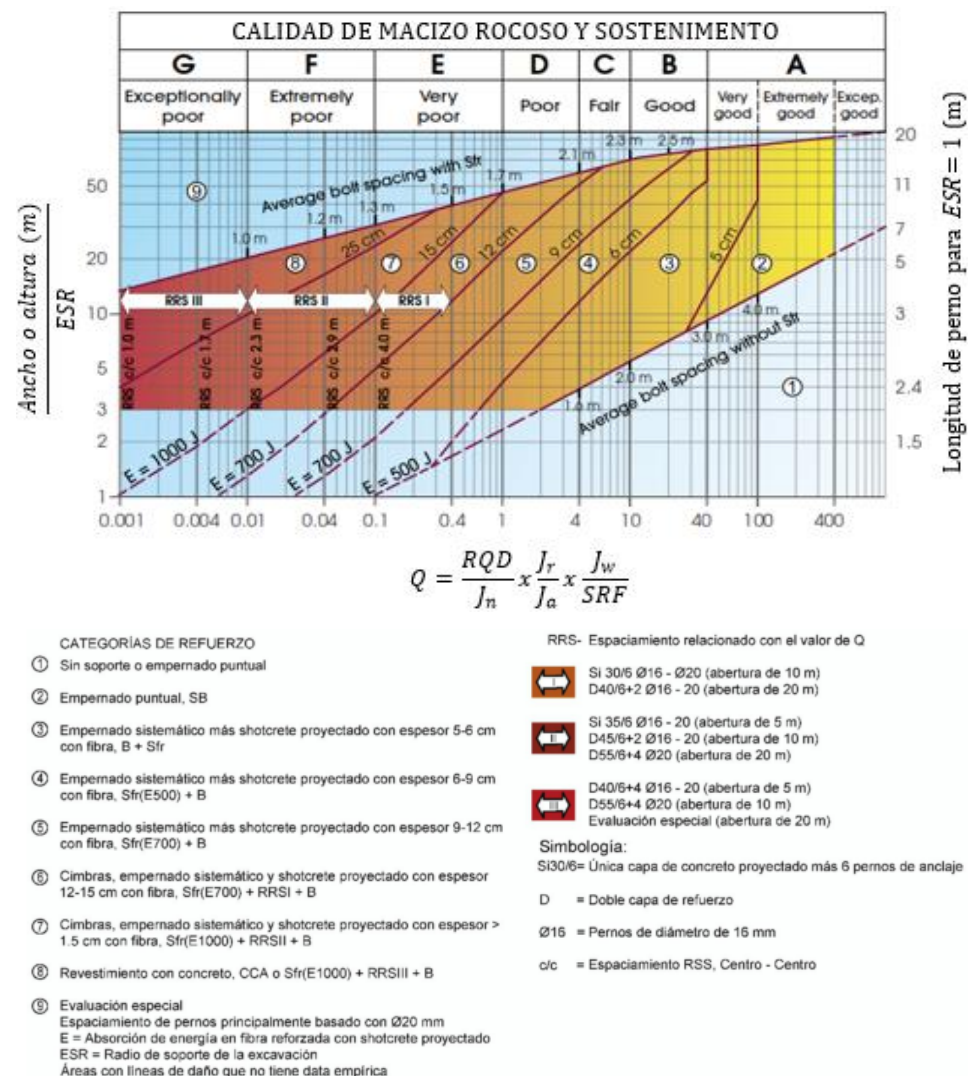


Figura 27. Categorías de sostenimiento, basadas en el índice de calidad tunelera Q .

Fuente: (Grimstad, 2007).

1.1.17 Sostenimiento de excavaciones subterráneas con métodos numéricos

Los métodos numéricos son usados para resolver relaciones de esfuerzo-deformación en geomecánica que no pueden ser resueltas analíticamente. Esto puede ocurrir cuando se presentan las siguientes condiciones (Brown, 1987):

- Las condiciones de borde, incluyendo la geometría de las estructuras a analizar no pueden ser descritas por funciones matemáticas simplificadas.
- Las ecuaciones diferenciales parciales que gobiernan el sistema a analizar no son lineales.
- El problema incluye sectores no homogéneos y discontinuos.
- Las ecuaciones constitutivas del macizo rocoso son no lineales o complejas.

Finalmente, en el estado actual de la práctica, la utilización de métodos numéricos aplicados al diseño de excavaciones subterráneas tanto civiles como mineras debe considerar lo siguiente:

- Los métodos numéricos no deben sustituir, sino complementar al resto de técnicas de diseño de obras subterráneas.
- Resulta indispensable la calibración del modelo numérico mediante análisis retrospectivos y el uso de datos de monitoreo geotécnico; en general, el modelo debe ser contrastado y representar lo observado en el campo. La calibración del modelo y la actualización de las propiedades en los modelos se debe realizar periódicamente, ya que de esto depende la representatividad del modelo y la validación de las estimaciones realizadas.
- Se requiere de una consideración especial de las incertidumbres de los datos de entrada en el modelo (propiedades del macizo rocoso). La obtención de estos parámetros está limitada a la disponibilidad de datos geotécnicos del macizo rocoso y sostenimiento.

El diseño de sostenimiento mediante el uso de métodos numéricos es realizado típicamente mediante el análisis de esfuerzos alrededor de las excavaciones subterráneas, esto se puede realizar identificando las zonas de daño alrededor de las excavaciones (factor de seguridad < 1) donde existe requerimiento de sostenimiento. Los análisis con métodos numéricos pueden ser simplificados

(análisis elásticos lineales en dos dimensiones) o complejos (análisis no lineales en tres dimensiones).

El tipo de análisis a utilizar debe ser sustentado mediante el estudio de las características específicas del modelo geomecánico del sitio y de los mecanismos de falla. Es importante mencionar que el proceso de calibración del modelo representa la etapa más crítica en el uso de métodos numéricos. Este proceso debe ser desarrollado mediante la realización de análisis retrospectivos y/o la incorporación en el modelo de observaciones *in situ* en conjunto con una experiencia adecuada; idealmente se recomienda el uso de datos documentados de monitoreo del comportamiento del macizo rocoso (Thompson *et al.*, 2012).

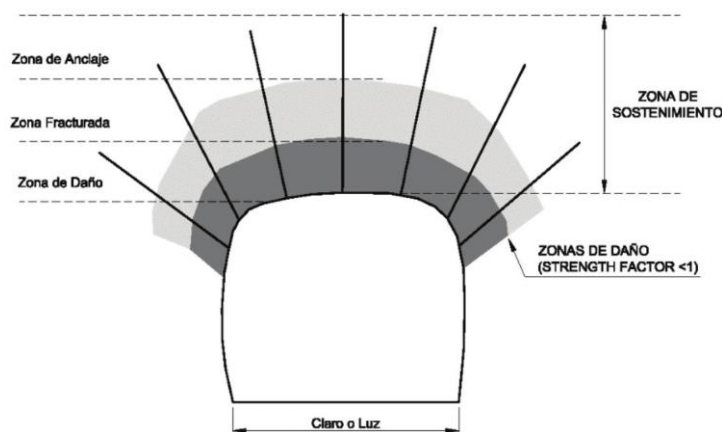


Figura 28. Modelación de las zonas de daño alrededor de una excavación.

Fuente: (Villaescusa, 1994).

La selección del método a utilizar está directamente asociada al tipo de mecanismo de falla que se requiera analizar. Para determinar el alcance y detalle que requiere el modelo numérico a desarrollar también se debe considerar el criterio de aceptabilidad, en términos de riesgo, que cada operación está dispuesta a aceptar.

El uso de los métodos numéricos en macizos rocosos controlados por deformaciones o altas concentraciones requiere de la estimación de los esfuerzos *in situ*, la resistencia y las propiedades de deformación de la roca. Los métodos recomendados para este tipo de análisis son: Métodos de Elementos Finitos (*FEM*) y Métodos de Elementos de Borde (*BEM*).

Por otra parte, en macizos rocosos estructuralmente controlados, el rango de tamaños y formas de bloques críticos a ser soportados por el sostenimiento depende principalmente del análisis de los parámetros estructurales de las discontinuidades presentes: orientación, persistencia y espaciamiento. Se pueden usar métodos numéricos discontinuos (*DEM*), como los incorporados en los softwares de la firma Itasca *UDEC (Universal Distinct Element Code)*, *3DEC (Three Dimensional numerical modeling code)*, para el análisis de la cinemática de bloques generados por el arreglo estructural y su interacción con la modelación del mecanismo de falla, redistribución de esfuerzos y efectos de sostenimiento. Adicionalmente, el uso de métodos numéricos en estos casos permite la incorporación de conceptos probabilísticos relativamente nuevos, tales como Redes de Fracturas Discretas (*DFN*). Los métodos con mayor aceptación en la industria para modelar macizos rocosos son presentados en la siguiente tabla:

Tabla 42

Softwares geomecánicos – Métodos numéricos.

	MÉTODOS	SOFTWARE	ENFOQUE
MÉTODOS CONTÍNUOS	Elementos Finitos (FEM)	PHASE2 (RS2), RS3, ABAQUS, ANSYS.	El macizo rocoso se interpreta como un conjunto continuo interceptado por una serie de discontinuidades que son representados como elementos de discontinuidad.
	Diferencias Finitas (FDM)	FLAC 2D, FLAC 3D.	Estos métodos son recomendados para analizar mecanismos de falla inducidos por esfuerzos alrededor de la excavación (Brown, 1987).
	Elementos de Borde (BEM)	MAP 3D, EXAMINE 2D Y 3D.	
MÉTODOS DISCONTÍNUOS	Elementos discretos (DEM)	UDEC, 3DEC, PFC, PFC3D	El macizo rocoso se interpreta como un conjunto de bloques independientes que interactúan a través de discontinuidades deformables, estos bloques pueden ser analizados como rígidos o deformables (Brown, 1987).
	Redes de Fracturas Discretas (DFN)	Fracman, DFN	El DFN está enfocado en representar explícitamente (de forma más realista) el patrón estructural existente en el macizo rocoso.
MÉTODOS HÍBRIDOS	Híbrido FEM/BEM Híbrido BEM/DEM Híbrido FEM/DEM	ELFEN	El macizo rocoso puede ser analizado como un medio continuo o discontinuo, dependiendo de la escala de análisis.

Fuente: (Jing, 2003).

1.1.18 Mecanismos de falla en excavaciones subterráneas

En general la estabilidad de toda excavación subterránea está influenciada principalmente por el macizo rocoso, estructuras y los esfuerzos presentes, así cada uno individualmente o en combinación puede determinar las condiciones de estabilidad.

1.1.18.1 Mecanismo de falla controlada por esfuerzos

La influencia de los esfuerzos en una excavación minera depende generalmente de la magnitud y orientación de los esfuerzos, dimensiones de las excavaciones y tipo y/o calidad del macizo rocoso.

En una roca levemente fracturada, masiva, rígida con altas condiciones de esfuerzos se pueden presentar lajamientos, reventazón y estallido de rocas, este último se presenta si las magnitudes de los esfuerzos son altos; en una roca fracturada, considerando cierto grado de presencia de sistemas de discontinuidades, los esfuerzos inducen el deslizamiento de las cuñas y bloques presentes; en una roca muy fracturada a intensamente fracturada, el fallamiento de la roca por influencia de los esfuerzos plastificará la roca, y los bloques y cuñas se deslizarán a través de las superficies de las discontinuidades. En zonas débiles, como fallas y zonas de corte (baja resistencia del macizo rocoso), la influencia de los esfuerzos hace que el macizo rocoso se encuentre relajado por lo que éste cederá fácilmente.

1.1.18.2 Mecanismo de falla controlada por estructuras

Una excavación subterránea a poca profundidad está influenciada principalmente por los sistemas estructurales del macizo rocoso. A medida que se profundiza, los esfuerzos inducidos en las excavaciones aumentan considerablemente llegando a originar zonas de fallamiento por sobre esfuerzos.

Al realizar una excavación se origina una cara libre, quedando expuestos bloques o cuñas definidos como un volumen de roca que se puede deslizar sobre una superficie o caer por su propio peso. Se debe realizar la evaluación de las estructuras (discontinuidades) y de los factores que influyen en la

inestabilidad como los parámetros de resistencia entre las discontinuidades (cohesión y ángulo de fricción). Es importante identificar si los sistemas principales de discontinuidades son paralelos a la labor o perpendiculares a ésta; una labor con avance paralelo a un sistema de discontinuidades será crítica, a diferencia de una labor que avanza perpendicularmente ya que en la primera se generaran cuñas de mayor volumen; el volumen o tamaño de la cuña permitirá determinar la cantidad de sostenimiento requerido para estabilizar la cuña. Se debe asegurar una adherencia adecuada entre el elemento estabilizador y el macizo rocoso para que el elemento estabilizador trabaje a su máxima capacidad, lo que es posible con una buena instalación de dichos elementos.



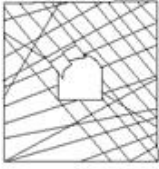

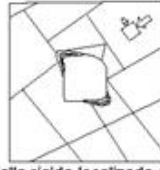
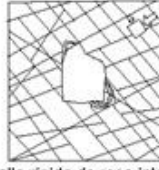

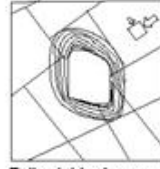
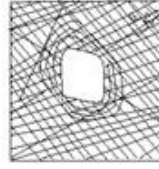
	Masivo (RMR>75)	Moderadamente fracturada (50>RMR<75)	Altamente fracturada (RMR<50)
Esfuerzos in situ bajos	 <p>Respuesta elástica lineal</p>	 <p>Deslizamiento o caída de bloques y cuñas</p>	 <p>Deslajamiento de bloques de la superficie de la excavación</p>
Esfuerzos in situ intermedios	 <p>Falla rígida adyacente al contorno de la excavación</p>	 <p>Falla rígida localizada de roca intacta y movimiento de bloques</p>	 <p>Falla rígida de roca intacta y deslajamiento a lo largo de las discontinuidades</p>
Esfuerzos in situ altos	 <p>Falla rígida alrededor de la excavación</p>	 <p>Falla rígida de roca intacta alrededor de la excavación y movimiento de bloques</p>	 <p>Roca deformable, comportamiento plástico</p>

Figura 29. Ejemplos de mecanismos de falla y comportamiento del macizo rocoso para facilitar la compresión del comportamiento del macizo rocoso.

Fuente: (Lorig, 2009).

Para determinar este mecanismo de falla en una excavación se deben conocer las orientaciones predominantes de los sistemas de discontinuidades que formarán las cuñas, así como la forma, ubicación de cuñas (hastiales y/o techo), tamaño de las cuñas y el factor de seguridad. Para este análisis se puede usar el software geomecánico *Unwedge* de Rocscience u otro equivalente.

1.1.19 Elementos de sostenimiento de excavaciones subterráneas

Existen diversos tipos de sostenimiento para excavaciones subterráneas, que pueden utilizarse individualmente o en combinación con otros para estabilizar las excavaciones subterráneas tanto civiles como mineras. Para excavaciones subterráneas civiles se utilizan: Pernos de anclaje, revestimiento de concreto, Shotcrete (simple o reforzado con fibra), cimbras metálicas (rígidas y cedentes), malla metálica eslabonada y electrosoldada.

1.1.19.1 Pernos de Anclaje

Los pernos proporcionan esfuerzos a la roca desde el instante mismo de su colocación, logrando que sea partícipe del sostenimiento. Existen muchos tipos de pernos que se diferencian por la característica del anclaje (pernos de expansión, de adherencia o de fricción), o por su capacidad de deformarse (pernos rígidos o pernos dinámicos).

Tabla 43

Resistencias típicas a la adherencia

Tipo de perno	Adherencia del perno (Ton/m)
Split set 39mm en terreno blando (RMR < 45)	0.75 - 3.6
Split set 39mm en terreno resistente (RMR > 55)	2.5 - 5
Swellex estándar en terreno blando (RMR < 45)	8.1 - 13.8
Swellex estándar en terreno resistente (RMR > 55)	9 - 15
Cable bolt en terreno blando (RMR < 45)	24
Cable bolt en terreno resistente (RMR > 55)	28
Barra #6 en terreno blando (RMR < 45)	12 - 14
Barra #6 en terreno resistente (RMR > 55)	59

Fuente: (Pakalnis, 2015).

Tabla 44

Propiedades de los pernos de anclaje

Tipo de perno	Resistencia del límite elástico (Ton)	Resistencia a la ruptura (Ton)
5/8" perno mecánico	6.1	10.2
Split set (ss-33)	8.5	10.6
Split set (ss-39)	12.7	14
Swellex estándar	N/A	11
Swellex deformable	N/A	9.5
Super Swellex	N/A	22
Barra Helicoidal #6 20mm (6/8")	12.4	18.5
Barra Helicoidal #7 22mm (7/8")	16	23
Barra Helicoidal #8 25mm	20.5	30.8
Dywidag #6 o 6/8"	11.9	18
Dywidag #7 o 7/8"	16.3	24.5
Dywidag #8	21.5	32.3
Dywidag #9	27.2	40.9
Dywidag #10	34.6	52
Cable bolt 1/2" (12.7 mm)	15.9	18.8
Cable bolt 5/8" (15.9 mm)	21.6	25.5
Strap (MS) 1/4"x4" (6.35x102 mm)	25	39

Fuente: (Pakalnis, 2015).

El tipo de perno a emplear en el macizo rocoso a sostener se determinará por las características estructurales del macizo rocoso y el efecto que se quiere lograr con ellos (en rocas suaves el anclaje puntual no funciona; bajo condiciones de estallido de rocas o en condiciones de altos esfuerzos inducidos, se requiere un perno dinámico, pero de alta resistencia).

Es necesario recalcar que estos elementos de sostenimiento tienen una resistencia en cuanto a la capacidad del acero a la tracción, y otra resistencia a la adherencia que se obtiene en la interfase del mortero de cemento y/o resina con el macizo rocoso, siendo lo recomendable que el elemento de sostenimiento se ancle a la longitud necesaria para que la resistencia a la adherencia alcance la máxima resistencia del acero.

Tabla 45

Propiedades físicas y mecánicas de barras helicoidales – Norma ASTM

A615 Grado 75:

Descripción	#6	#7	#8	#10
Diámetro (mm)	19	22	25	32
Fluencia (KN)	146	200	263	425
Resistencia a la tracción (KN)	195	270	350	564
Límite de fluencia (Kg/cm ²)	5270	5270	5270	5270
Alargamiento mínimo (%)	7	7	7	7
Peso nominal (Kg/m)	2.14	2.85	3.85	6.03
Menor diámetro de la barra (mm)	17.7	20.6	23.0	30.3
Mayor diámetro de la barra (mm)	18.3	21.4	24.4	30.6
Diámetro exterior (mm)	21.5	24.6	27.9	34.8

Fuente: (Aceros Arequipa, 2015).

1.1.19.2 Malla metálica

La instalación de malla en el techo y en los hastiales de las excavaciones es un método muy eficaz para retener la caída de bloques pequeños de roca. En este caso la malla se emplea conjuntamente con el perno de anclaje. Se pondrá especial atención a la fijación de la malla mediante la placa de retén del perno.

La malla metálica es un sostenimiento de seguridad (Hoek *et al.*, 1997). Deberá ser capaz de soportar los fragmentos de roca (pequeños) que se pueden desprender entre un perno a otro, es muy efectiva y económica comparada con otros sistemas de retención de rocas sueltas (Ucar, 2004). Consideraciones para su empleo:

- Este tipo de sostenimiento no está diseñado para soportar cargas estáticas y/o dinámicas, pero en combinación con otros sistemas de soporte es capaz de contener las cargas mencionadas.
- Conjuntamente con los pernos dinámicos se utiliza un sistema de retención de los fragmentos de roca eyectados por la actividad micro sísmica, la capacidad de absorción de energía de una malla

electrosoldada de 10 m x 10 m x 4 mm es: 3 – 6 kJ /m² (deberá ser verificado por el fabricante).

- La instalación de este sistema de sostenimiento es apropiada para asegurar lugares para el tránsito de personal, lugares de reunión de los trabajadores, subestaciones eléctricas, cámaras de chancado etc.

Existen tres tipos de malla: malla no metálica, malla de alambre tejido y la malla electro soldada. La malla de alambre tejido es muy flexible y se la emplea para contener la caída de rocas de techo y hastiales de las excavaciones, aunque no se recomienda este tipo de malla en el concreto lanzado porque dificulta que éste llegue a la roca y queda “soplado” detrás de la malla. La malla electro soldada es más rígida pero más adecuada para emplearla conjuntamente con el concreto lanzado.

Tabla 46

Resistencia al abultamiento de malla con distribución 1.2 m x 1.2 m y con resistencia al Corte del Shotcrete de 2 MPa = 200 toneladas/m²

Tipo de malla	Resistencia al abultamiento (Ton)
Malla Electro soldada 4x4” (Calibre 4 = 0.23” Ø)	3.6
Malla Electro soldada 4x4” (Calibre 6 = 0.20” Ø)	3.3
Malla Electro soldada 4x4” (Calibre 9 = 0.16” Ø)	1.9
Malla Electro soldada 4x4” (Calibre 12 = 0.11” Ø)	1.4
Malla de Eslabones 2” (Calibre 11 metal desnudo)	2.9
Malla de Eslabones 2” (Calibre 11 galvanizado = 0.125” Ø)	1.7
Malla de Eslabones 2” (Calibre 9 metal desnudo)	3.7
Malla de Eslabones 2” (Calibre 9 galvanizado)	3.2

Fuente: (Pakalnis, 2015).

1.1.19.3 Cimbras o cerchas metálicas

Son estructuras en arco compuestas por perfiles metálicos de acero que se ajustan a la sección típica del túnel. Su misión es soportar la roca suelta del techo y de las paredes laterales del túnel. Este tipo de soporte se emplea en casos extremos de roca de muy mala calidad, como roca muy fracturada o deleznable, o como una medida de contención de bloques de roca que son

eyectados de la superficie del túnel por estallidos de rocas. Hay que considerar que por lo general en rocas de muy mala calidad se requiere el auxilio de otros elementos de soporte (concreto lanzado, micropilotes, marchavantes de madera), como pre refuerzo para asegurar el lugar antes de colocar las cerchas.

Hay dos tipos de cimbra: rígidas y deslizantes. Las rígidas que usan perfiles como W, H e I, suelen tener platinas y pernos con tuerca para poder formar una estructura sólida que abarque todo el perfil de la excavación. La instalación de este tipo de cimbra necesita adecuar el piso de la labor con el objetivo de mantener la platina estable en el piso y finalmente es necesario empernar las otras partes de cimbra que actuarán en el resto del perímetro de la excavación subterránea. Las cimbras deslizantes usan perfiles como las V y Ω , y están conformadas usualmente por tres segmentos que se deslizan entre ellos, sujetos y ajustados con uniones de tornillo. Tienen la peculiaridad de no ser netamente rígidas debido a que pueden deformarse en caso la presión sea muy alta o hasta que falle el macizo. La instalación de esta cimbra necesita un soporte en el piso de la excavación subterránea y un correcto ajuste de los tirantes, que permitan mantener a compresión toda la estructura. En la colocación de cimbras metálicas se deberá tener en cuenta:

- El estado de esfuerzos del macizo rocoso.
- Las cargas verticales y laterales sobre las cimbras.
- En macizos rocosos de muy mala calidad es aconsejable realizar el pre acondicionamiento del macizo rocoso, por ejemplo concreto lanzado de alta resistencia para la instalación de la cimbra en forma segura.
- Los materiales para el bloqueo de las cimbras.
- El correcto bloqueo de las cimbras.
- El forro de las cimbras (ejemplo planchas metálicas acanaladas).
- La cimbra deberá quedar completamente bloqueada al macizo rocoso (quedar en carga).

La nomenclatura de las cimbras es dada por: Luz o ancho interior x Altura_Tipo de viga x libraje de la viga (ejemplo: 3.50 x 3.10 W6 x 20 lb/pie)

Las características técnicas de las cimbras son:

Material: Perfiles de alas anchas WF Standard americano

Norma Técnica ASTM A-36

Limite elástico (MPa): 320

Resistencia (MPa): 470

Alargamiento: 18%

1.1.19.4 Concreto lanzado

El concreto lanzado es un mortero que es transportado a través de mangueras y lanzado neumáticamente sobre la superficie a recubrir, fraguando, endureciendo y adquiriendo considerable resistencia (Ucar, 2004). Se utilizan dos procesos de mezclado: mezcla seca y mezcla húmeda, cada una con características propias. La tendencia actual es emplear el concreto reforzado con fibras de acero y/o sintéticas.

El concreto lanzado tiene dos efectos bien marcados cuando actúa en la superficie de la roca, que son:

- Sella la superficie de la roca cerrando las fracturas.
- Evita la descompresión y la alteración de la roca.

La forma ideal de trabajo es formar un anillo (rociado en todo el perímetro de la excavación) que permitirá resistir las cargas que son transferidas por la deformación de la roca circundante, así como resistir cargas puntuales de bloques deslizantes que se apoyan sobre la superficie del concreto.

Si por razones operativas no es posible formar el anillo, se recomienda cubrir la totalidad de las paredes y techos de los túneles. No se recomienda cubrir áreas reducidas de la superficie a sostener.

El módulo de elasticidad o módulo de Young, es una medida de la rigidez mecánica del concreto proyectado. El módulo de elasticidad en general se sitúa entre 25-30 GPa a una edad de 1 año.

El hormigón proyectado con acelerante es generalmente menos rígido que el hormigón proyectado que no tiene acelerante. El módulo de elasticidad se ve afectado por el tipo de agregado grueso utilizado en una mezcla, pero es difícil de controlar y, por tanto, rara vez se especifica en aplicaciones de hormigón proyectado.

1.1.20 Análisis geomecánico entre los métodos de diseño de sostenimiento

Primeramente indicar que hasta la actualidad se continúa utilizándose los sistemas de clasificación geomecánica tanto para el diseño de sostenimiento, diseño de excavaciones y otros; debido principalmente a la fácil obtención de datos y costos económicos ya sea de sondeos o de observaciones *in situ*. Las versiones más utilizadas del sistema *RMR* son:

Tabla 47

Criterios de caracterización de principales versiones del sistema RMR.

Parámetro	RMR		
	1976	1989	2014
Resistencia de la roca intacta (MPa)	15 - 0	15 - 0	15 - 0
<i>RQD</i> (%)	20 - 3	20 - 3	-
Espaciado entre discontinuidades (mm)	30 - 5	20 - 5	-
Densidad de discontinuidades (juntas por metro)	-	-	40 - 0
Condición de discontinuidades	25 - 0	30 - 0	20 - 0
Agua subterránea	10 - 0	15 - 0	15 - 0
Alterabilidad (%)	-	-	10 - 0
Ajustes			
F _o (Orientación)	0 - (-12)	0 - (-12)	0 - (-12)
F _e (Excavación)	-	-	1.32 - 1
F _s (Plastificación)	-	-	1.3 - 1

Realizando un análisis a la tabla 44, 45 y 52 se deduce que:

- El *RMR* considera casi todos los parámetros que caracterizan un macizo rocoso

y por ello es la clasificación de calidad del macizo rocoso más utilizada internacionalmente. Presenta problemas de sensibilidad a los parámetros individualmente considerados debido a que éstos están como sumandos; y principalmente no considera el estado tensional del macizo.

- El RMR_{14} considera la alterabilidad cuantitativa muy difícil de determinar en campo, requiriendo así ensayos de laboratorio, mientras que en versiones anteriores como las del RMR_{76} y RMR_{89} la alterabilidad es cualitativa que están dentro de la variable condición de discontinuidades.
- El RMR_{76} y RMR_{89} son clasificaciones conservadoras que tienden a sobrediseñar el sostenimiento, debido a que se da demasiado peso al tamaño de bloque en la clasificación, pues se mide dos veces, como RQD y como espaciamiento de juntas. Muy útil para determinar sostenimiento a niveles de pre factibilidad y/o planeamiento de cualquier tipo de proyecto.
- La recomendación de sostenimiento del RMR_{89} que realiza es para secciones de túneles en forma de herradura de 10 m. de ancho, y excavados con métodos de perforación y voladura, y para una presión vertical inferior a 25 MPa y equivalente a una roca suprayacente de 900 m.; excluyendo así para otro tipo de forma de secciones, otra forma de métodos de excavación, etc. Pero se puede utilizar la propuesta matemática y gráfica de Lawson y Bieniawski para poder diseñar el sostenimiento en diferentes rangos de RMR y diferentes formas de secciones, diferentes dimensiones de excavaciones, etc. Y que ésta propuesta está basada en varios casos de estudios de diseño de sostenimiento con métodos empíricos y modelados numéricamente.
- Debido a la utilización de valoraciones promedios en los tres primeros parámetros del sistema de clasificación RMR_{89} (Resistencia de la compresión uniaxial de la roca intacta, RQD y espaciamiento de discontinuidades) se recomienda utilizar los siguientes ábacos para dar la verdadera valoración de cada uno de estos parámetros, ya que por esta variación a favor o en contra de unos puntos puede indicar una calidad de macizo rocoso errada.

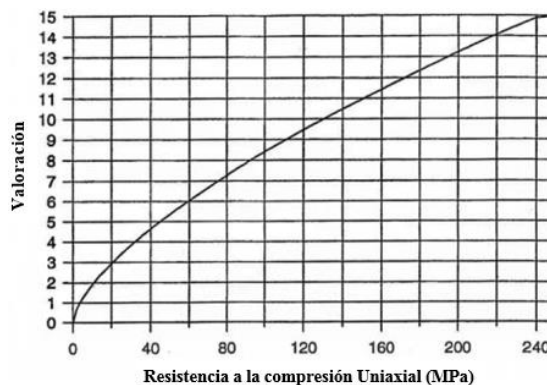


Figura 30. Gráfica para valoración de la Resistencia a la compresión uniaxial.

Fuente: (Lowson y Bieniawski, 2013).

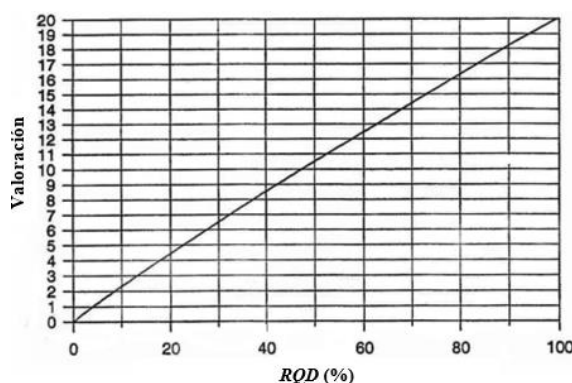


Figura 31. Gráfica para valoración del RQD.

Fuente: (Lowson y Bieniawski, 2013).

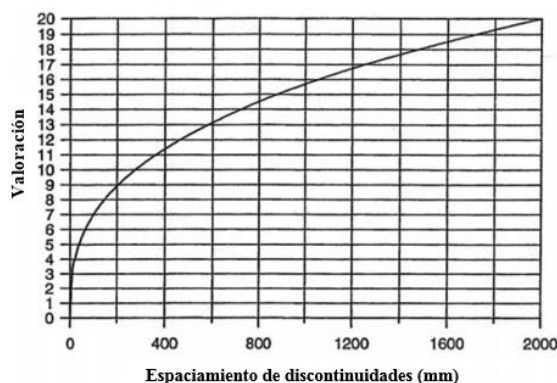


Figura 32. Gráfica para valoración del espaciamiento de discontinuidades.

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Enseguida, se puede indicar que el sistema de clasificación Q , no presenta problemas de sensibilidad a los parámetros considerados individualmente, debido a que éstos aparecen como multiplicadores o divisores, además que el sistema Q si considera el estado tensional del macizo mediante el SRF , sin embargo, la

evaluación de este parámetro es relativamente subjetiva y no tiene en cuenta la historia tectónica ni otros factores de tipo geomorfológico. La clasificación Q no considera la orientación de las juntas, lo cual limita su eficacia , ya que este factor es muy especial en muchos casos.

Tabla 48

Parámetros de entrada utilizados en los sistemas RMR y Q.

Parámetros		RMR	Q
A. Roca intacta	Resistencia (compresión simple, puntiforme, cualitativa)	X	X
	Minerales expansivos	-	X
	Alteración intempélica	-	X
	Orientación de la principal familia	X	-
	Espaciamiento	X	X
	Rugosidad de las paredes	X	X
B. Discontinuidades	Alteración de las paredes	X	X
	Abertura	X	X
	Relleno	X	X
	Número de familias	-	X
	<i>RQD</i>	X	X
C. Macizo rocoso	Tensiones <i>in situ</i>	-	X
	Agua subterránea	X	X
	Número de índices	9	12
	Parámetros de discontinuidades	6	6

En cuanto al diseño de sostenimiento con el sistema Q posee más detalle por que considera diferentes diseños de sostenimiento tanto para techo y hastiales.

De los métodos presentados, la decisión de qué método de diseño de sostenimiento utilizar depende de muchas variables, sobre todo del mecanismo de falla que se presentará en la excavación, de la cantidad de materiales involucradas en el modelamiento, etc.

En cuanto al diseño de sostenimiento con métodos numéricos primeramente requiere de las clasificaciones geomecánicas para determinar la calidad de macizo rocoso, si no fuera así no se podría identificar para que tipo de macizo rocoso se estaría realizándose el diseño. Se concluye que para determinar un diseño óptimo del sostenimiento siempre se debe realizar el diseño como mínimo con dos métodos, primeramente con métodos empíricos, y luego con métodos numéricos. Los

métodos numéricos no deben sustituir, sino complementar al resto de técnicas de diseño de sostenimiento. En lo posible nunca desechar el diseño con métodos numéricos, mas bien tratar de usar los métodos discontinuos.

1.2 Antecedentes

Córdova (2008), considera que: En la evaluación de la masa rocosa la mecánica de rocas está relacionada con la aplicación de los principios de la mecánica ingenieril al diseño de estructuras rocosas, las características fundamentales de la masa rocosa en la que, por efecto de haber practicado en la misma una excavación, se ha producido un cambio de esfuerzos con respecto a su situación original, lo que trae como consecuencia la necesidad de garantizar la estabilidad de toda la zona. Además, el autor considera, de acuerdo a las características de la masa rocosa del yacimiento que se ha demostrado que la estabilidad de una excavación rocosa depende de los esfuerzos de campo pre-existentes, de la forma, orientación y dimensiones de la excavación y de la estructura y calidad del macizo rocoso.

Castresana (2016), como conclusión menciona: Que se ha realizado una revisión de los posibles diseños de sostenimiento en grandes túneles, con el fin de mostrar la variabilidad en las propuestas en que se basa el diseño o la clasificación geomecánica utilizada.

Bieniawski (2011), menciona que las clasificaciones *RMR* y *Q* son especialmente adecuadas en etapa de planificación del proyecto de un túnel, donde es necesaria una valoración preliminar del sostenimiento adecuado basándose en la testificación de sondeos, en la cartografía geológica y en los estudios de sísmica de refracción. Durante la construcción su aplicación es más esencial si cabe, ya que la idoneidad de los sostenimientos se comprueba día a día. Una adecuada auscultación y el registro de una o ambas clasificaciones geomecánicas durante la construcción del túnel es fundamental para cuantificar las condiciones existentes en el macizo rocoso y seleccionar la categoría y el tipo de sostenimiento más adecuado, resultando también útiles si aparecen controversias, peritajes y modificaciones del proyecto.

Romana (2001), menciona que en España el nivel de tensiones tectónicas suele ser bajo y la mayoría de los túneles atraviesan sierras cerca de la cumbre, a profundidades inferiores a 250 m. En estas condiciones predomina la tensión

vertical, debido al peso. En general no es posible, ni deseable, recomendar un valor único de sostenimiento para sub clase. Por eso se proponen intervalos. Deberá elegirse el valor más pesimista cuando los anchos de túnel sean mayores, el valor del *RMR* sea más bajo dentro de la subclase y/o las condiciones de la obra aconsejen mayor seguridad durante la construcción. Los valores más optimistas estarán indicados, por el contrario, para los anchos de túnel más reducidos, y/o valores del *RMR* más altos dentro de la subclase.

Besteiro (2015), como conclusión menciona: El fenómeno de plastificación presente no resulta muy común, por tratarse de túneles con una reducida cobertera. La causa de la plastificación ha de buscarse tanto en las características tectónicas de la zona como en los litotipos perforados, propensos a la deformación dúctil.

Ubaldo (2016), como conclusión menciona: Para el análisis y diseño del revestimiento, es fundamental determinar los parámetros de deformabilidad y resistencia del terreno, en este caso de la roca intacta y posteriormente las del macizo rocoso. Asimismo, se deben determinar los elementos mecánicos para distintas combinaciones de rigidez del terreno previamente definidas y magnitud de la carga sobre el revestimiento, y para distintos módulos de elasticidad del terreno y los diferentes tamaños de cuña.

Pantaleón y Carbajal (2017), se menciona que los modelos numéricos son programas computacionales que intentan representar la respuesta mecánica del macizo rocoso sujeto a un conjunto de condiciones iniciales, tales como esfuerzos *in situ* y niveles de agua; condiciones de borde y cambios inducidos como lo son las excavaciones.

Bustamante (2008), como conclusión menciona: El sistema de sostenimiento que más se utiliza en las labores de desarrollo, preparación y explotación en la mina Huanzala de Santa Rosa, son los pernos cementados. Sin embargo, el sistema de sostenimiento shotcrete, cable bolting se utilizan en zonas de acuerdo al tipo de terreno y tabla geomecánica.

Abad y Huisa (2011), como conclusión mencionan: Para el túnel del proyecto Huascacocha los sostenimientos en los diferentes tipos de roca fueron establecidos en función de los sostenimientos dados por Bieniaswki.

Quispe (2012), como conclusión menciona: La importancia del conocimiento de la geotecnia y el rendimiento de observación de la calidad de la roca in situ en cada etapa de excavación del túnel puede advertir las diferencias del tipo de sostenimiento asignado en el diseño proyectado y el tipo de sostenimiento requerido en el momento.

Calderón (2013), como conclusión menciona: La clasificación del macizo en unidades geotécnicas, ayudó a optimizar el modelo de la excavación del túnel, proporcionando el sostenimiento a utilizar y la manera de excavar para cada unidad según se requiera.

Perez, Nápoles y Gonzáles (2017), como conclusión menciona: Que se deben tener en cuenta todas las combinaciones posibles de metodologías de diseño debido a que todos los túneles son diferentes en cuanto a su ubicación, tipo de geología y condiciones de trabajo.

Hergenrether (2017), como conclusión menciona: Que la aplicación de métodos de cálculo numéricos actuales propicia un reajuste indispensable de los diseños de sostenimiento, permitiendo verificar y controlar los factores que intervienen en la estabilidad de una excavación y que estará fuertemente condicionado por el nivel de conocimiento y capacidad de estudio de los factores geológicos.

Garrido (2003), como conclusión menciona: Que las rocas a una cierta profundidad están sujetas a esfuerzos, resultado del peso de los estratos suprayacentes, tensiones tectónicas residuales, etc. Cuando se realiza una excavación subterránea en estas rocas, el campo de esfuerzos es alterado localmente y se produce una redistribución de las tensiones originales que existen en el medio. Las tensiones que actuaban en la roca extraída para realizar el túnel se redistribuyen y deben ser soportadas por la roca que se encuentra en las proximidades de la excavación. Si la roca sin exceder su resistencia, puede soportar indefinidamente esta carga, no es necesaria la colocación de sostenimiento.

Quispe (2018), como conclusión menciona: Los costos unitarios de sostenimiento juegan un papel muy importante en la elección del tipo de sostenimiento en el túnel Yauricocha, para lo cual se debe priorizar el sostenimiento recomendado por el área

de geomecánica de la mina Yauricocha con el objetivo de minimizar accidentes por caída de rocas.

Castro, Monsalve y Bustamante (2007), como conclusión menciona: Sobre la aplicación del método de elementos finitos en macizos rocosos, debe resaltarse que estos materiales son por lo general discontinuos, anisotrópicos, no homogéneos y no elásticos, por ello deben considerarse las características y limitaciones de este método; para profundizar en estas consideraciones recomendamos trabajos como el de Jing (2003). Para mejorar los modelos de excavaciones en medios rocosos es necesario aumentar el número de muestras ensayadas en laboratorio, en lo posible con pruebas esfuerzo-deformación en etapa post falla, modelar en dominios de menor tamaño e incluir el tensor de esfuerzos medido *in situ*.

Arauzo (2010), como conclusión menciona: Los criterios geomecánicos, como el *RMR* de Bieniawski (1989) y el *Q* de Barton (1974) conseguidos para alcanzar la clasificación geomecánica del macizo rocoso de Contonga, indican y determinan horizontes bien definidos y zonificados de la calidad de la roca. Indica también que el esfuerzo horizontal estimado conseguido es menor al esfuerzo vertical, resultado que se origina por el valor del factor *k*, calculado a partir de la ecuación desarrollada por Sheorey (1994).

Burgos (2015), como conclusión menciona: Que si bien los softwares comerciales usados en la actualidad modelan correctamente esfuerzos y desplazamientos, tienen una limitante en el modelamiento de pernos para roca. Sin importar la formulación que integren ya sea elementos finitos (Phase²) o diferencias finitas (FLAC3D) ambos algoritmos no consideran el espaciamiento y largo de los elementos de perno. Esto se debe a que su análisis se basa exclusivamente en la relación entre carga y deformación axial del material del elemento, mas no integran un análisis en función de sistema completo y su interacción con el macizo rocoso.

CAPÍTULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 Identificación del problema

Durante la construcción de excavaciones subterráneas tanto en obras civiles y mineras, debido al proceso de excavación, el macizo rocoso circundante se perturba y se generan los esfuerzos inducidos; modificándose así sus propiedades físico-mecánicas del macizo rocoso inicial. Por tanto para contrarrestar este desequilibrio, se requiere instalar sostenimiento para tratar de llegar a un estado de esfuerzos de equilibrio.

Debido a la necesidad de regular y dejar pasar el agua que se acumulará en el embalse de la represa; la excavación en el túnel de desvío se realiza sin ningún análisis geomecánico y ningún diseño de sostenimiento mediante métodos de perforación y voladura con una sección tipo herradura de 3.50 x 3.10 m.; observándose superficie de la sección de túnel muy fracturado y desprendimiento repentino de trozos de rocas.

Con el presente trabajo de investigación se realiza el análisis geomecánico comparando las principales metodologías de diseño de sostenimiento para poder realizar el diseño de sostenimiento en túneles de obras civiles como es el caso del túnel de desvío del proyecto del Río Pumamayo, específicamente para controlar la zona plastificada, pretendemos encontrar las características de estabilidad o inestabilidad de dicha zona que se puedan presentar en el proceso de excavación del túnel y diseñar el sostenimiento para controlar la zona plastificada, con el fin de garantizar su estabilidad para una vida útil de más de 50 años. Respondiendo a las siguientes preguntas:

2.2 Pregunta general

¿Cuál es el análisis geomecánico para determinar el diseño de sostenimiento del túnel de desvío del proyecto de regulación del Río Pumamayo, Carabaya, Puno, Perú?

2.2.1 Preguntas específicas

- ¿Cuál es el resultado del análisis geomecánico del túnel de desvío del proyecto Río Pumamayo?
- ¿Cuál es el diseño de sostenimiento adecuado en el túnel de desvío del proyecto Río Pumamayo?

2.3 Justificación de la investigación

En la actualidad la región viene atravesando el boom en cuanto a la construcción de obras civiles de gran envergadura, tales como obras de represamiento de agua, minicentrales y centrales hidroeléctricas; es que como componente principal en dichas obras se tiene la construcción de túneles, ya sea estas para acceso a casa de máquinas o para regular el paso de agua de embalses de represas.

El túnel hidráulico de desvío del proyecto de regulación del Río Pumamayo es planteado como una solución factible técnicamente, debido a que se tiene que mantener y garantizar el paso por el túnel de desvío del agua que se acumulará en el embalse por una vida útil de más de 50 años, para abastecer esta agua en tiempos de estiaje a la central hidroeléctrica San Gabán II y también en etapa de construcción para que permita construir la presa sin riesgo de inundación.

El presente trabajo de investigación es necesario porque una obra civil de tal envergadura, además de ser un túnel hidráulico, tiene que permanecer estable durante un periodo de tiempo de más de 50 años. Además de que, con el proceso de excavación del túnel, si no se realiza el análisis geomecánico para el diseño de sostenimiento de la zona plastificada, se podrían presentar inestabilidad que puedan poner en riesgo a la integridad del personal involucrado directamente con las excavaciones de avance y como también la continuidad de paso del agua que se acumulará en el embalse por el túnel de desvío en tiempos de estiaje y por consiguiente la deficiente capacidad en poder generar electricidad en la Central Hidroeléctrica San Gabán II.

La realización del análisis geomecánico comparativamente de las metodologías para el diseño de sostenimiento, permitirá reconocer y plantear las posibles medidas de corrección, remediación y mitigación de los problemas de inestabilidad del túnel de desvío. Evitando incidentes, accidentes a los trabajadores, además de los problemas de inestabilidad que pudieran existir en un futuro.

2.4 Objetivo general

Realizar el análisis geomecánico de las principales metodologías de sostenimiento, para determinar el diseño de sostenimiento adecuado del túnel de desvío del proyecto de Regulación del Río Pumamayo.

2.4.1 Objetivos específicos.

- Realizar el análisis en detalle de las principales metodologías de diseño de sostenimiento para el túnel de desvío del proyecto de regulación del Río Pumamayo.
- Determinar el diseño de sostenimiento del túnel de desvío del proyecto de regulación del Río Pumamayo.

2.5 Hipótesis general

Conociendo los resultados del análisis geomecánico se determinará el diseño adecuado del sostenimiento del túnel de desvío del proyecto de Regulación del Río Pumamayo.

2.5.1 Hipótesis específicas

- Realizando comparaciones entre las principales metodologías de diseño de sostenimiento se determina el análisis geomecánico del túnel de desvío del proyecto de Regulación del Río Pumamayo.
- El diseño de sostenimiento, está determinado por el análisis geomecánico de las principales metodologías de sostenimiento para el túnel de desvío del proyecto de Regulación del Río Pumamayo.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Lugar de estudio

3.1.1 Ubicación

El túnel de desvío se encuentra localizada al sur del territorio peruano, en el río Ajoyajota o Pumamayo, afluente por la izquierda del río Macusani, tributario del río San Gabán, políticamente pertenece al distrito de Macusani, provincia de Carabaya y departamento de Puno, a una altitud comprendida entre las cotas 4540 y 4560 msnm aproximadamente, encontrándose delimitado por las siguientes coordenadas en el sistema UTM WGS-84:

Norte : 8'443,800 N – 8'444,000 N

Este : 353,550 E – 353,800 E

3.2 Geología regional

3.2.1 Geomorfología

El área del estudio se ubica en la cordillera oriental de los Andes de la parte sureste del país. El túnel de desvío está proyectado en la cuenca inferior del río Pumamayo, donde existe una depresión natural originada por procesos glaciales. La depresión de Ajoyajota es parte de un valle glacial y posiblemente el resto de una antigua laguna. Se trata de una depresión de 3.0 km de largo y 0.8 km de ancho máximo.

3.2.2 Litoestratigrafía

Para la identificación de las formaciones geológicas y la asignación de su edad, se ha tomado como base la información del Boletín N° 79, Serie “A” de la Carta Geológica Nacional, cuadrángulo de Macusani, elaborado por el Instituto

Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET), con mapa geológico a escala 1:100 000.

Cuadro 1

Columna litoestratigráfica en el área del proyecto

EDAD			UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS		
			IDENTIFICACIÓN	SÍMBOLOS	DESCRIPCIÓN
CENOZOICA	Cuaternario	Holoceno	Depósito aluvial	Qh-al	Grava arenosa
			Depósito fluvioglacial	Qh-fg	Grava arenosa con algunos bolones
		Pleistoceno	Depósito glacial	Qpl-mo	Gravas con matriz areno-limosa y bloques aislados, compacta
	Neógeno		Fm. Quenamari Mbo. Yapamayo	Np-ya	Tobas blanca grisáceas de composición riolítica, masiva
	Paleógeno		Fm. Cayconi	PN-ca	Basaltos gris oscuros de textura porfírica con fenocristales de plagioclasa
MESOZOICA	Cretáceo	Inferior	Fm. Viluyo	Ki-vi	Areniscas cuarzosas y arcóscicas estratificadas con limo-arcillitas rojas laminares
			Fm. Huancane	Ki-hu	Areniscas cuarzosas blanquecina, grano medio que yacen en estratos gruesos
PALEOZOICA	Permiano	Inferior	Gpo. Mitu	Ps-mi	Lavas andesíticas porfíricas y brechas con litoclastos volcánicos de color rojizo
			Gpo. Copacabana	Pi-c	Calizas micríticas gris claras con niveles de dolomitas y calizas nodulares en la base
	Carbonífero	Inferior	Gpo. Ambo	Ci-a	Areniscas cuarzosas blanquecinas a gris oscuras intercaladas con limolita, limo-arcillitas negras carbonosas y violáceas
	Siluriano - Devoniano		Fm. Ananea	SD-a	Pizarras y filitas gris oscuras foliadas y venillas de cuarzo

Fuente: (INGEMMET, 1996).

Regionalmente, las rocas basales que afloran en la zona de estudio del túnel de desvío son de origen sedimentario, constituidas por limolitas y areniscas, plegadas y en discordancia entre las formaciones de edad Paleozoica y Mesozoica.

3.2.3 Geología estructural

En el ámbito regional, alejadas del sitio del proyecto, el mapa geológico regional identifica lineamientos de fallas regionales con tendencia NO-SE. Asimismo hacia el sur del proyecto el mapa regional muestra plegamientos con tendencia NO-SE y a 1.5 km al este de la presa una falla de orientación NE-SO. Sin embargo, en el territorio involucrado con el túnel de desvío no fueron registradas estructuras de fallas tectónicas. Las rocas de la formación Ambo se encuentran plegadas, el eje de plegamiento tiene dirección N-S a NE-SO.

3.2.4 Condiciones hidrogeológicas

Desde el punto de vista regional, las aguas subterráneas están relacionadas a depósitos cuaternarios asociados con el acuífero del lecho aluvial, lagunar y depósitos morrénicos en la zona del proyecto. El nivel freático de este acuífero prácticamente coincide con el espesor de los suelos que tienen alta permeabilidad.

El basamento rocoso constituido por rocas sedimentarias, constituyen un acuífero muy débil el cual se encuentra drenado por los planos de estratificación y/o fisuras y diaclasas. Prácticamente no se han observado agua subterránea hasta el nivel del río en la zona de la presa, debido a que presentan propiedades anisotrópicas, con permeabilidad baja de 10^{-3} y 10^{-4} cm/s. Sin embargo a 1.00 km aproximadamente aguas abajo del túnel de desvío se ha observado bofedales, cuyo nivel freático puede coincidir con la cobertura de suelos cuaternarios con basamento rocoso.

3.3 Geología local

3.3.1 Morfología

La morfología local está constituida por pendientes suaves y superficies onduladas que contrastan con otros sectores agrestes de alta montaña. El área del proyecto está limitada mayormente por depósitos glaciales (morrenas), fluvio-glaciales, aluviales y bofedales, con afloramientos aislados de areniscas Huancané y tobas riolíticas de la formación Quenamari. El río Laccamayo forma un valle encañonado en donde se emplaza el túnel de desvío. Esta unidad corresponde a la garganta topográfica, tallada paralela a horizontes meteorizados, foliados y erosionables de limolitas, limolitas carbonosas y limolitas lutáceas del grupo Ambo.

3.3.2 Litoestratigrafía

Litológicamente las rocas representativas están conformada por limolitas, limolitas carbonosas, limoarcillitas (limolitas lutáceas), areniscas y zonas de transición entre las limolitas y areniscas pertenecientes al Grupo Ambo (Ci-a1,...a3). Sobreyacen en discordancia al Grupo Ambo, areniscas blanquecinas de la formación Huancané (Ki-hu).

3.3.3 Condiciones geológicas del túnel de desvío

El trazo del túnel de desvío se emplaza en el flanco derecho del valle, con una longitud de 192 ml. La geología de superficie identifica dos horizontes litológicos dentro de la formación Ambo. El horizonte inferior constituido por limolitas carbonosas de baja a moderada consistencia, mientras que en el nivel superior afloran limoarcillitas (limolitas lutáceas) gris amarillentas, de estratificación fina y foliadas, considerablemente fracturadas y meteorizadas, tomando la consistencia de roca blanda.

El basamento rocoso corresponde al Grupo Ambo (Ci-a), constituido por areniscas e intercalaciones de limolitas y limoarcillitas (limolitas lutáceas), de tonalidades gris blanquecinas, gris amarillentas y negras estratificadas en capas planares delgadas a medianas. El macizo rocoso se encuentra afectado por procesos de intemperismo, que se traduce en notoria alteración y fracturamiento de las rocas.

Como investigaciones previas en el eje del túnel se realizaron 03 perforaciones diamantinas PP-1, PT-2, y PT-3 en diámetro NQ (1 7/8") para determinar la calidad de macizo rocoso presente.

Tabla 49

Características de los taladros diamantinos

Punto	Este	Norte	Cota	Inclinación	Longitud
PP-1	353,719.15	8,443,907.94	4,584.80	-90°	52.50
PT-2	353,694.96	8,443,993.66	4,579.05	-90°	35.20
PT-3	353,714.15	8,443,870.42	4,586.15	-90°	45.10

3.4 Población

La población está conformado por todos los 192 ml de longitud del túnel de desvío del proyecto de Regulación del Río Pumamayo (Progresivas 0+020 hasta 0+212), que pertenece a la Empresa de Generación Eléctrica de San Gabán.

3.5 Muestra

El muestreo es de tipo no probabilístico (no aleatorio), debido a que no se puede realizar en cada pequeño espacio del área de estudio, si no las muestras se tomaron de acuerdo a los afloramientos existentes de rocas, considerando estaciones de caracterización geomecánica para determinar las propiedades geomecánicas de:

- Roca Intacta.
- Discontinuidades.
- Macizo rocoso.

El tamaño de la muestra se determinó utilizando la técnica de muestreo para población finita y calcula mediante la siguiente formula:

$$n = \frac{N * Z^2 * p * q}{e^2(N - 1) + Z^2 * p * q}$$

Donde:

n = Tamaño de muestra

N = Tamaño de la población = 192 ml

Z = Parámetro estadístico que depende del nivel de confianza para 95% = 1.96

e = Error de estimación máximo aceptado = 5% = 0.05

p = Probabilidad de que ocurra el evento estudiado = 50% = 0.50.

q = (1-p) = Probabilidad de que no ocurra el evento estudiado = 50% = 0.50

$$n = \frac{192 * 1.96^2 * 0.5 * 0.5}{0.05^2(192 - 1) + 1.96^2 * 0.5 * 0.5} = 128 m$$

El muestreo se realizó aproximadamente de cada 10 m de longitud de túnel dependiendo de las características estructurales similares en cada estación; obteniéndose un total de 13 estaciones geomecánicas típicas como mínimo.

3.6 Métodos

El método de investigación es metodológico del tipo descriptivo cuantitativo, debido a que la variable independiente (X) es la causa referido al análisis geomecánico, y la variable dependiente (Y) es el efecto referido al diseño de sostenimiento.

Para la recolección de la información se utilizó la técnica observacional, ya que mediante estas se pudieron recopilar información viable para el presente trabajo; se realizó de forma directa e indirecta, la primera teniendo en cuenta el avance de la excavación para tomar datos estructurales y la segunda realizando revisiones de bibliografías y antecedentes, para lo cual se describe los siguientes aspectos:

La frecuencia para la toma de datos en forma continua y detallada de toda la longitud de 192 metros lineales, se establece 13 estaciones geomecánicas considerando en progresivas continuas de 0+020 al 0+212.

En cada estación geomecánica, se realizó mapeo geomecánico con brújula que posee inclinómetro para la recogida del vector orientación (Buzamiento y Dirección de buzamiento), la localización de fracturas, litología, estructura del macizo rocoso (superficies de discontinuidad, estructuras y dominios estructurales), características geomecánicas de las discontinuidades (orientación, espaciado, persistencia, rugosidad, resistencia de los labios, apertura, relleno, presencia de agua subterránea, número de familias, tamaño de los bloques).

3.6.1 Descripción de variables analizadas en los objetivos específicos.

La variable independiente (X) es la causa referido al análisis geomecánico, y la variable dependiente (Y) es el efecto referido al diseño de sostenimiento.

3.6.2 Descripción detallada del uso de materiales, equipos, instrumentos, insumos, entre otros.

3.6.2.1 Flexómetro

Un flexómetro es un instrumento para medir longitudes, sin embargo es mucho más conocido como metro en varios países de habla hispana. Se compone por una cinta de acero templado enrollado dentro de una carcasa,

la cual cuenta con un mecanismo que permite que esta siempre regrese dentro una vez terminada la tarea de medición. Finalmente cuenta con un seguro para evitar que la cinta regrese para así poder guardar la medida exacta que se tomó (Ingmecafenix, 2019).

3.6.2.2 Cinta métrica

Instrumento de medida que consiste en una cinta flexible graduada que se puede enrollar, haciendo que el transporte sea más fácil. También se puede medir líneas y superficies curvas. Las cintas se fabrican de diferentes materiales y diferentes longitudes (EcuRed, 2019).

3.6.2.3 Fichas geomecánicas

Son registros para anotar datos necesarios para la estimación de los índices que determinan la prospección de campo tanto en rocas y suelos. No existe una normalización aceptada para dicha toma de datos, aunque hay impresos recomendados por Bieniawski y Barton, pero en la práctica, muchos técnicos utilizan formatos específicos personales o del organismo en que trabajan. Parece recomendable la normalización y formalización del proceso de toma de datos de campo, de forma que sea útil tanto a quienes se limitan a dicha toma de datos como a los que aplican las clasificaciones *in situ* (Romana & Seron, 2012).

3.6.2.4 Brújula geológica

La brújula modelo Brunton es un instrumento básico en Ingeniería Geológica, Ingeniería de Minas e Ingeniería Civil, con este equipo podemos determinar ángulos azimutales o rumbales (con lo que se establece el ángulo horizontal), también incluye en la brújula un inclinómetro para medir ángulos verticales o el porcentaje de gradiente (o pendiente), para hallar planos horizontales y comprobar la inclinación de los objetos.

Muy usado para determinar el rumbo y buzamiento de los estratos, fallas y diaclasas, inclinación de estructuras geológicas, también podemos determinar el rumbo de las galerías en minas, la inclinación de las mismas.

El azimut se lee directamente en el círculo graduado de la brújula, y la aguja magnética actúa como indicador. Se sabe que este método de lectura directa constituye la forma más exacta de obtener un ángulo con una brújula magnética; no obstante, en este método el círculo está numerado a la inversa. Por lo tanto, el Este y el Oeste han sido intercambiados y la graduación va de 0° a 360° de derecha a izquierda. Esto permite que la punta de la aguja magnética que busca el Norte señale directamente el ángulo en el círculo graduado que indica el visor grande del teodolito (Wikipedia, 2019).

3.6.2.5 Martillo de geólogo

Este martillo también conocido como martillo de gema es de una gran dureza, resistente como para partir sin problemas granitos, riolita y ya un poco más fuera de lo geológico cemento, está hecho en una sola pieza para evitar que se rompa al golpear o se le salga la cabeza como pasa con los de madera normales, acero forjado, su empuñadura está fabricada en un material de goma que dispersa la energía evitando el doloroso dolor que producen las vibraciones al golpear materiales muy duros.

La cabeza del martillo tiene dos partes una que puede servir como palanca o para escarbar, y la otra para amartillar (Alonso, 2019).

3.6.2.6 Esclerómetro

El esclerómetro es un instrumento de medición empleado, generalmente, para la determinación de la resistencia a compresión en hormigones, asfalto, mortero, roca y papel., etc. (...). Su funcionamiento consiste en una pesa tensada con un muelle. Dicha pesa tensada es lanzada contra el hormigón y se mide su rebote. Aunque no es un método excesivamente fiable, su uso está muy extendido. Proporciona valores aproximados y se emplea principalmente como método de comprobación, siendo menos usado que el ensayo de compresión. En 1950 se diseñó el primer esclerómetro para la medición no destructiva del hormigón. Patentado con el nombre SCHMIDT, su valor de rebote "R" permite medir la dureza de este material. Se ha convertido en el procedimiento más utilizado, a nivel mundial, para el control no destructivo en hormigón. Es el primer martillo de rebote

integrado que presenta un auténtico valor de rebote y una repetibilidad sin igual (Wikipedia, 2018).

3.6.2.7 Ensayos de laboratorio: Ensayo de carga puntual

El ensayo de carga puntual tiene como objetivo estimar la resistencia a la compresión simple de manera indirecta, mediante la obtención del índice I_s ₍₅₀₎ en muestras de rocas de formas regulares e irregulares. Es un ensayo muy sencillo de ejecución rápida y bajo costo. La resistencia a la compresión simple (UCS) se determina en 4 pasos:

1. Se debe determinar el diámetro equivalente (D_e) según el tipo de ensayo a ejecutar diametral, axial o irregular.
2. Se debe determinar el valor de I_s a partir del valor de carga de ruptura (P) y el diámetro equivalente (D_e).

$$I_s = \left(\frac{P}{D_e^2} \right)$$

3. Calculado el valor I_s en función del parámetro D_e , se debe aplicar una corrección para obtener un valor único de resistencia, el cual es denominado I_s ₍₅₀₎ y representa un valor medido a partir de un ensayo de carga puntual diametral en una muestra con un diámetro de 50 mm, dicho valor se obtiene de la siguiente manera:

$$I_s \text{ (50)} = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45} * I_s$$

4. Finalmente, para estimar el valor de la resistencia a la compresión simple es necesario contar con el factor de conversión K , el cual puede variar de 10 a 50 de acuerdo al tipo de roca. Una vez determinado y calibrado el factor K , el valor de UCS se estima mediante la fórmula (Broch y Flanklin, 1972):

$$\sigma_c = K * I_s \text{ (50)}$$

3.6.2.8 Utilización de Software

a. Software Dips v6.0

Programa diseñado para realizar el análisis interactivo de la orientación de la información geológica (Buzamiento, dirección de buzamiento, persistencia, etc), permitiendo al usuario analizar y visualizar datos estructurales siguiendo las mismas técnicas que se utilizan en estereotipos manuales. Además, tiene muchas características computacionales, como el contorno estadístico de la agrupación de orientación, la orientación de la media y el cálculo de la confianza, la variabilidad de la agrupación, el análisis cualitativo y cuantitativo de características de las discontinuidades.

Actualmente, se ha incorporado una nueva herramienta muy amigable para realizar análisis cinemático para el análisis de mecanismos de fallas planares, en forma de cuña y volteo (Rocscience, 2012).

b. Software RocData v4.0

Programa formado por un conjunto de herramientas versátiles que permiten realizar el análisis de resistencia de rocas y suelos, y así determinar las envolventes de resistencia, y también otros parámetros físicos.

El programa puede ajustar el criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb, y otros tres criterios de falla: criterio de falla no lineal, criterio de falla generalizado de Hoek-Brown, Barton Bandis y el modelo de Power Curve de esfuerzo para poner a prueba los datos.

Esta característica, combinada con una interfaz intuitiva, rápida respuesta a las entradas del usuario, e inmediato trazado de las curvas de esfuerzo, facilita los estudios paramétricos del comportamiento de esfuerzo. Además, incluye el RocProp que es una base de datos sobre las propiedades de rocas intactas (Rocscience, 2005).

c. Software Unwedge v3.0

Programa diseñado para visualizar y analizar tridimensionalmente la estabilidad de excavaciones subterráneas en roca.

Considera la intersección de discontinuidades estructurales, permite crear un modelo muy rápidamente, analizar el factor de seguridad, ubicar el reforzamiento e interpretar los resultados (Rocscience, 2003).

d. Software RocSupport v3.0

RocSupport es una herramienta de software fácil de usar para estimar la deformación en excavaciones circulares o casi circulares en rocas débiles y la visualización de la interacción del túnel con varios sistemas de soporte. Dado el radio del túnel, las condiciones de tensión in situ, los parámetros de roca y los parámetros de soporte, se calculan una curva de reacción del terreno y una curva de reacción de apoyo; muy útil para determinar el espesor de la plastificación del terreno (Rocscience, 2004).

e. Software Phase2 v8.0 (RS2)

Phase² es un programa extremadamente versátil de análisis elasto-plástico bidimensional de esfuerzos mediante elementos finitos empleado para realizar el diseño de excavaciones subterráneas o superficiales así como sus sistemas de sostenimiento. El Phase² puede ser empleado tanto para rocas como para suelos e incluye análisis mediante elementos finitos para estabilidad de taludes así como para infiltración de agua subterránea.

Phase consiste en 3 módulos: El módulo *Model* (Modelo) encargado del pre-proceso usado para ingresar y editar el modelo de límites, soporte, esfuerzos *in situ*, condición de los bordes, propiedades de los materiales, crear malla de elementos finitos, entre otros; el módulo *Compute* (Calcular) donde se realiza los cálculos de los elementos finitos y el módulo *Interprete* (Interpretar) donde se pueden interpretar parámetros como: esfuerzos principales, desplazamientos, factores de seguridad, entre otros. Estos módulos pueden ejecutarse como programas autónomos o actuar recíprocamente entre sí.

Phase permite modelar materiales rocosos y suelos e incluye opciones de criterios de falla como Mohr-Coulomb, Hoek-Brown Generalizado y Cam-Clay. Permite crear y editar muy fácilmente excavaciones complejas de múltiples etapas mediante el empleo de herramientas en CAD.

Phase ofrece una amplia variedad de opciones para modelar el sostenimiento. Los tipos de pernos de anclaje incluyen anclaje en el extremo, adherencia a lo largo del tensor (friccionante), cables tensores,

pernos expansivos y anclajes con dispositivos friccionantes. Pueden simularse elementos lineales (refuerzos que pueden tomar cargas axiales, flexión y corte) en el modelamiento de concreto lanzado (shotcrete), concreto, sistemas metálicos, muros de contención, pilotes, refuerzos colocados en varias o múltiples capas, geotextiles, etc. Las nuevas herramientas para el diseño con refuerzos incluyen el ploteo de la capacidad de sostenimiento lo que le permite calcular el factor de seguridad de los elementos de refuerzo (Rocscience, 2011).

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Evaluación geomecánica por estaciones

4.1.1 Clasificación *RMR* de Bieniawski

Se tomó en cuenta los datos de mapeo geomecánico, para realizar las fichas de formatos de mapeo geomecánico. Los valores de *RMR* obtenidos para las diferentes estaciones del túnel de desvío se resumen:

Tabla 50

Determinación del RMR mediante mapeo geomecánico

Estación	Tramo	<i>RMR</i>	Descripción	Tipo de roca
EG-1	0+020 - 0+035	38	Mala	IV
EG-2	0+035 - 0+043	28	Mala	IV
EG-3	0+043 - 0+052	43	Regular	III
EG-4	0+052 - 0+065	53	Regular	III
EG-5	0+065 - 0+072	28	Mala	IV
EG-6	0+072 - 0+090	41	Regular	III
EG-7	0+090 - 0+100	38	Mala	IV
EG-8	0+100 - 0+140	26	Mala	IV
EG-9	0+140 - 0+168	40	Mala	IV
EG-10	0+168 - 0+175	37	Mala	IV
EG-11	0+175 - 0+185	37	Mala	IV
EG-12	0+185 - 0+195	29	Mala	IV
EG-13	0+195 - 0+212	27	Mala	IV
	Promedios	46	Regular	III
		33	Mala	IV

De tabla anterior se deduce que en toda la longitud del túnel se presentan macizos rocosos de calidades promedios *RMR* de tipo III y IV.

4.1.2 Clasificación Q de Barton

De acuerdo a la clasificación Q del año 2007 utilizada en las estaciones geomecánicas, considerando: RQD (Palmström, 2005), número de familias de discontinuidades (J_n), número de rugosidad (J_r), número de alteración (J_a), factor de reducción por presencia de agua (J_w) y factor de reducción de esfuerzos (SRF). Los valores del índice Q obtenidos para las diferentes estaciones del túnel de desvío se resumen:

Tabla 51

Resultados del índice Q mediante mapeo geomecánico

Estación	Tramo	Q	Nº familias	J_r	J_n	Descripción
EG-1	0+020 - 0+035	1.09	3	3.0	9.0	Mala
EG-2	0+035 - 0+043	0.35	3	3.0	9.0	Muy Mala
EG-3	0+043 - 0+052	1.28	3	3.0	9.0	Mala
EG-4	0+052 - 0+065	1.17	3	3.0	9.0	Mala
EG-5	0+065 - 0+072	0.54	3	1.5	9.0	Muy Mala
EG-6	0+072 - 0+090	1.05	3	2.0	9.0	Mala
EG-7	0+090 - 0+100	1.04	3	2.0	9.0	Mala
EG-8	0+100 - 0+140	0.72	3	2.0	9.0	Muy Mala
EG-9	0+140 - 0+168	1.03	3	2.0	9.0	Mala
EG-10	0+168 - 0+175	0.50	3	1.5	9.0	Muy Mala
EG-11	0+175 - 0+185	0.12	3	1.5	9.0	Muy Mala
EG-12	0+185 - 0+195	0.65	3	1.5	9.0	Muy Mala
EG-13	0+195 - 0+212	0.54	3	1.5	9.0	Muy Mala
	Promedios	1.11	3	2.3	9.0	Mala
		0.49	3	1.9	9.0	Muy Mala

De tabla anterior se deduce que en toda la longitud del túnel se presentan macizos rocosos de índice promedio Q de Mala a Muy Mala calidad.

4.1.3 Clasificación GSI de Hoek & Brown

De acuerdo a la clasificación de índice de resistencia geológico (GSI) del año 1997 utilizada en las estaciones geomecánicas, se puede determinar el valor de GSI a partir del valor RMR de 1989, para lo cual el macizo rocoso debe considerarse en condiciones completamente secas y la orientación de las discontinuidades como muy favorable. El mínimo valor de RMR a considerarse debe ser de 23. Cumpliendo estas condiciones el GSI viene a ser calculado por:

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

Donde, *RMR* es la clasificación de Bieniawski de 1989 en las condiciones expuestas en el anterior párrafo y *GSI* es el índice propuesto por Hoek & Brown.

Tabla 52

Resultados del valor GSI mediante mapeo geomecánico

Estación	Tramo	GSI	Descripción
EG-1	0+020 - 0+035	48	IV
EG-2	0+035 - 0+043	38	IV
EG-3	0+043 - 0+052	53	III
EG-4	0+052 - 0+065	61	III
EG-5	0+065 - 0+072	26	IV
EG-6	0+072 - 0+090	39	III
EG-7	0+090 - 0+100	36	III
EG-8	0+100 - 0+140	24	IV
EG-9	0+140 - 0+168	38	III
EG-10	0+168 - 0+175	45	IV
EG-11	0+175 - 0+185	42	III
EG-12	0+185 - 0+195	27	IV
EG-13	0+195 - 0+212	25	IV
	Promedios	45	III
		33	IV

De tabla anterior se deduce que en toda la longitud del túnel se presentan macizos rocosos de calidades promedios *GSI* de 45 para roca tipo III y *GSI* de 33 para roca tipo IV respectivamente.

4.2 Determinación de parámetros de resistencia (Software RocData)

RocData es un software de la firma Rocscience para determinar parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso, y también para determinar parámetros de cohesión y ángulo de fricción de discontinuidades de acuerdo a criterios de rotura de Hoek & Diederichs (2006) y Barton Bandis respectivamente.

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.

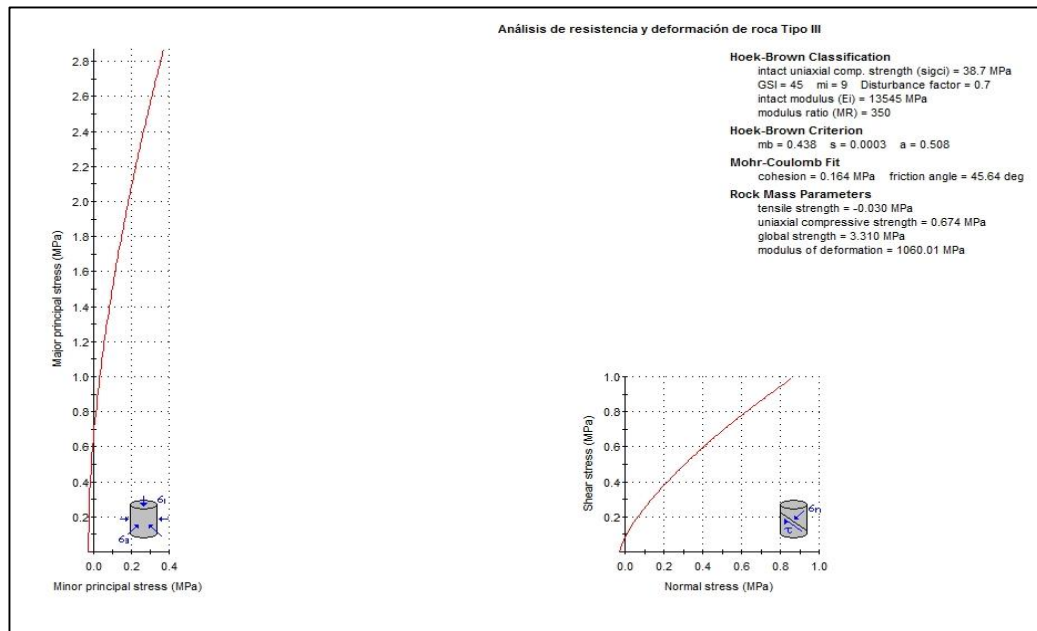


Figura 33. Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo III.

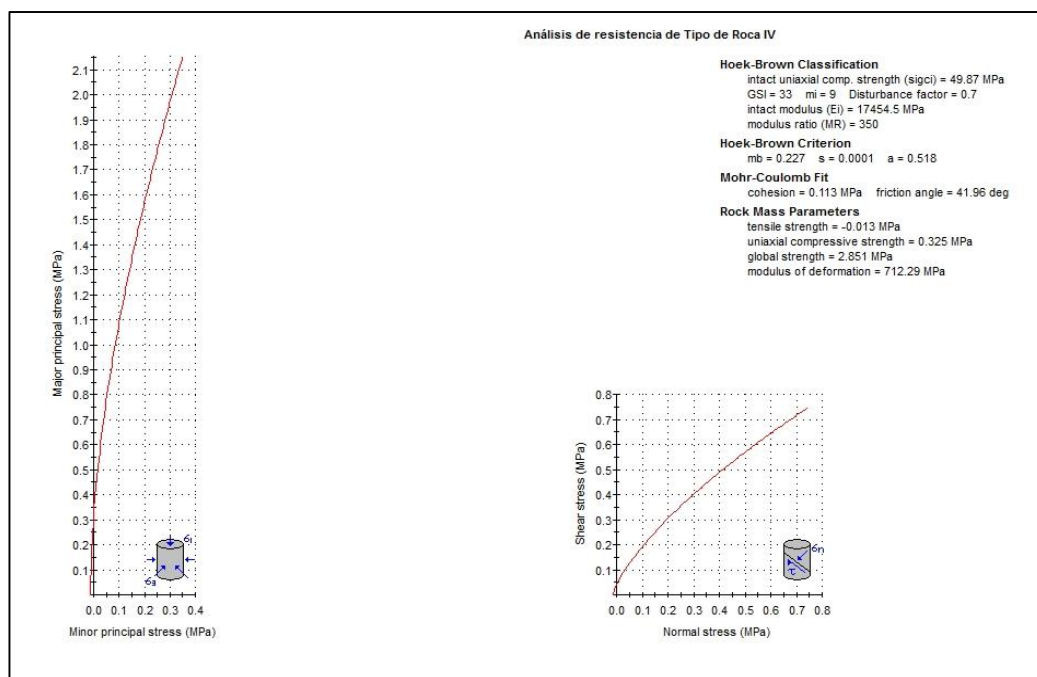


Figura 34. Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo IV.

Analizando los resultados de la figura 33 para roca tipo III son: $m_b=0.227$, $s=0.0001$, $a = 0.518$, Resistencia a la tracción $\sigma_t = -0.030$ MPa, Resistencia a la compresión $\sigma_c = 0.674$ MPa para roca tipo III, y un promedio de módulo de deformación que define el comportamiento elástico del macizo rocoso $E_m = 1060.01$ MPa.

Analizando los resultados de la figura 34 para roca tipo IV son: $m_b=0.227$, $s=0.0001$, $a = 0.518$, Resistencia a la tracción $\sigma_t = -0.013$ MPa, Resistencia a la compresión $\sigma_c = 0.325$ MPa para roca tipo IV, y un promedio de módulo de deformación que define el comportamiento elástico del macizo rocoso $E_m = 712.29$ MPa.

4.3 Diseño de sostenimiento con método empírico del Sistema RMR

4.3.1 Sostenimiento con sistema RMR para roca tipo III

- Propiedades del macizo rocoso y características del túnel:

Valoración promedio RMR = 46

Densidad de la roca = 2223 kg/m³

Tipo de sección = Herradura.

Ancho de sección = 3.50 m

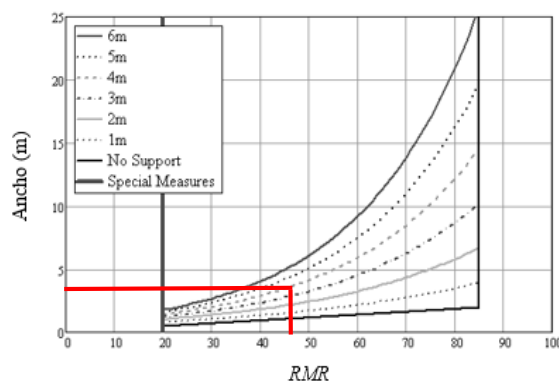
Alto de la sección = 3.10 m

- Diseño con fórmulas: Lawson y Bieniawski (2013)

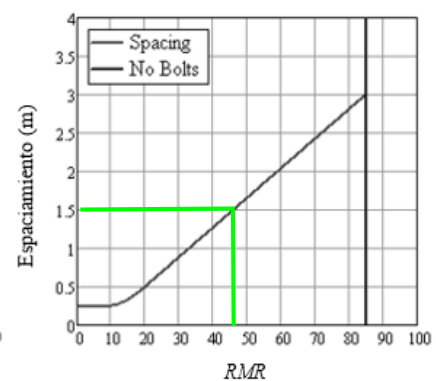
Presión vertical sobre la bóveda (Unal, 1983) = 4,201.87 kg/m²

Longitud de pernos = 3.90 m

Espaciamiento de pernos = 1.50 m



Longitud de Pernos (m)



Espaciamiento entre pernos (m)

- Diseño con recomendaciones:

De acuerdo a la roca Tipo III (Bieniawski, 1989) se recomienda:

Pernos sistemáticos de 4 m de longitud, espaciados 1.5 – 2.0 m en la corona y en las paredes, con malla de alambres en la corona.

Shotcrete de 50 – 100 mm en la corona y 30 mm en las paredes.

4.3.2 Sostenimiento con sistema RMR para roca tipo IV

- Propiedades del macizo rocoso y características del túnel:

Valoración promedio $RMR = 33$

Densidad de la roca = 2223 kg/m³

Tipo de sección = Herradura.

Ancho de sección = 3.50 m

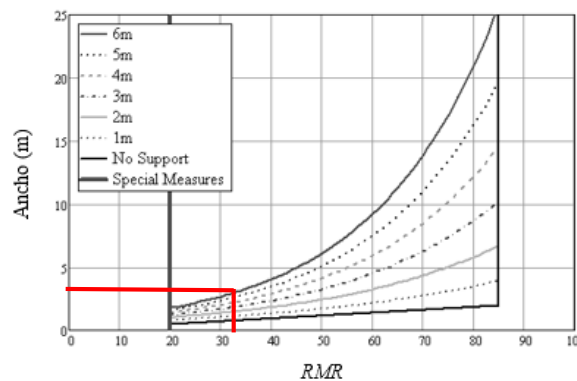
Alto de la sección = 3.10 m

- Diseño con fórmulas: Lowson y Bieniawski (2013)

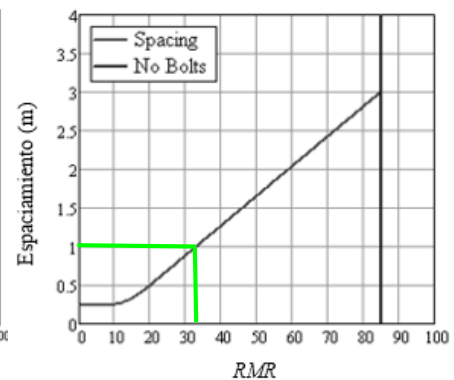
Presión vertical sobre la bóveda (Unal, 1983) = 5,368.55 kg/m²

Longitud de pernos = 7.19 m (Fuera del rango).

Espaciamiento de pernos = 1.00 m



Longitud de Pernos (m)



Espaciamiento entre pernos (m)

- Diseño con recomendaciones:

De acuerdo a la roca Tipo IV (Bieniawski, 1989) se recomienda:

Pernos sistemáticos de 4 - 5 m de longitud, espaciados de 1 - 1.5 m con malla de alambres en la corona y en las paredes.

Shotcrete de 100 - 150 mm en la corona y 100 mm en las paredes.

Cimbras ligeras a medianas espaciados a 1.5 m donde sean necesarios.

Tabla 53

Resumen del sostenimiento con métodos empíricos del sistema RMR

Características	Tipo III		Tipo IV	
	Fórmulas	Sugerencia	Fórmulas	Sugerencia
Longitud de pernos (m)	3.90	4.0	7.19	4.0 - 5.0
Espaciamiento entre pernos (m)	1.50	1.5 - 2.0	1.00	1.0 - 1.5
Shotcrete en corona (mm)	-	50 - 100	-	100 - 150
Shotcrete en hastiales (mm)	-	30	-	100
Tipo de cimbras	-	-	-	Ligeras a medianas
Espaciamiento de cimbras (m)	-	-	-	1.5

4.4 Diseño de sostenimiento con método empírico del Sistema Q

4.4.1 Sostenimiento con sistema Q para roca tipo III

- Propiedades del macizo rocoso, características y uso del túnel:

Índice promedio $Q = 1.11$

Densidad de la roca = 2223 kg/m^3

Nº de familias de discontinuidades = 3

Valor promedio $Jn = 9$

Valor promedio $Jr = 2.3$

Tipo de sección = Herradura.

Ancho de sección = 3.50 m

Alto de la sección = 3.10 m

Uso del túnel = Drenaje de agua y/o cámara de almacenamiento.

$ESR = 1.0$ (Barton, 2002)

- Diseño del sostenimiento con fórmulas:

Carga de roca sobre el sostenimiento (Barton *et al.*, 1974): $Pr = \frac{2}{Jr \sqrt[3]{Q}}$

$$Pr = 0.84 \text{ m}$$

Dimensión equivalente (Barton *et al.* 1974):

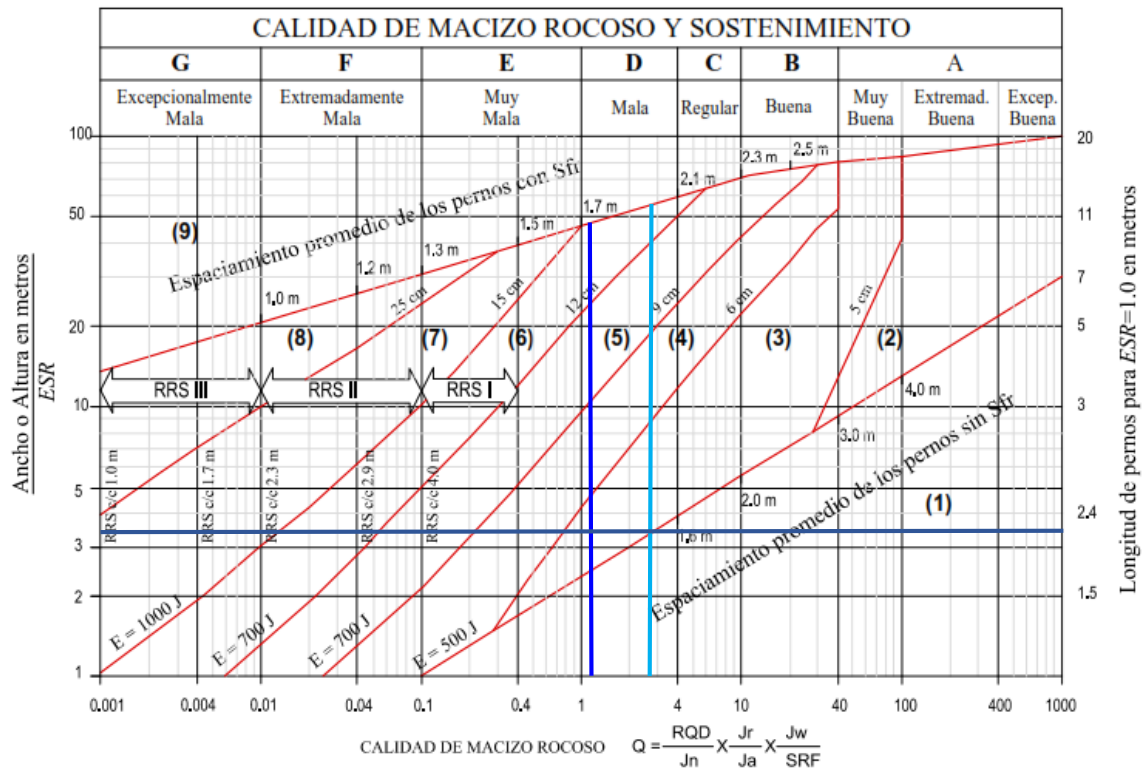
$$De = \frac{\text{Ancho o diámetro o altura de excavación (m)}}{\text{Relación de sostenimiento de la excavación (ESR)}}$$

$$De = 3.5 \text{ m}$$

Longitud de pernos (Barton *et al.* 1980): $L_p = \frac{2+0.15 * B}{ESR}$

$L_p = 2.50 \text{ m}$

- Diseño con ábacos: (Grimstad, 2007)



Concepto	Techo	Hastial
Índice <i>Q</i> de Barton	1.11	2.78
<i>ESR</i>	1.0	1.0
Dimensión equivalente	3.5	3.1
$L_{ESR} = 1^*$	2.2	2.2
Longitud perno (m)*	2.2	2.2
Espaciamento perno (m)*	1.75	2
Espesor shotcrete (cm)*	5-6	-
Clase sostenimiento*	3	1

*Se obtiene con el ábaco

4.4.2 Sostenimiento con sistema Q para roca tipo IV

- Propiedades del macizo rocoso, características y uso del túnel:

Índice promedio $Q = 0.49$

Densidad de la roca = 2223 kg/m^3

Nº de familias de discontinuidades = 3

Valor promedio $J_n = 9$

Valor promedio $J_r = 1.9$

Tipo de sección = Herradura.

Ancho de sección = 3.50 m

Alto de la sección = 3.10 m

Uso del túnel = Drenaje de agua y/o cámara de almacenamiento.

$ESR = 1.0$ (Barton, 2002)

- Diseño con fórmulas:

Carga de roca sobre el sostenimiento (Barton *et al.*, 1974): $Pr = \frac{2}{J_r \sqrt[3]{Q}}$

$$Pr = 1.34 \text{ m}$$

Dimensión equivalente (Barton *et al.* 1974):

$$De = \frac{\text{Ancho o diámetro o altura de excavación (m)}}{\text{Relación de sostenimiento de la excavación (ESR)}}$$

$$De = 3.5 \text{ m}$$

Longitud de pernos (Barton *et al.* 1980): $L_p = \frac{2+0.15 * B}{ESR}$

$$L_p = 2.50 \text{ m}$$

- Diseño con ábacos: (Grimstad, 2007)

Concepto	Techo	Hastial
Índice Q de Barton	0.49	1.23
ESR	1.0	1.0
Dimensión equivalente	3.5	3.1
$L_{ESR} = 1^*$	2.2	2.2
Longitud perno (m)*	2.2	2.2
Espaciamiento perno (m)*	1.53	1.75
Espesor shotcrete (cm)*	6-9	5-6
Clase sostenimiento*	4	3

*Se obtiene con el ábaco

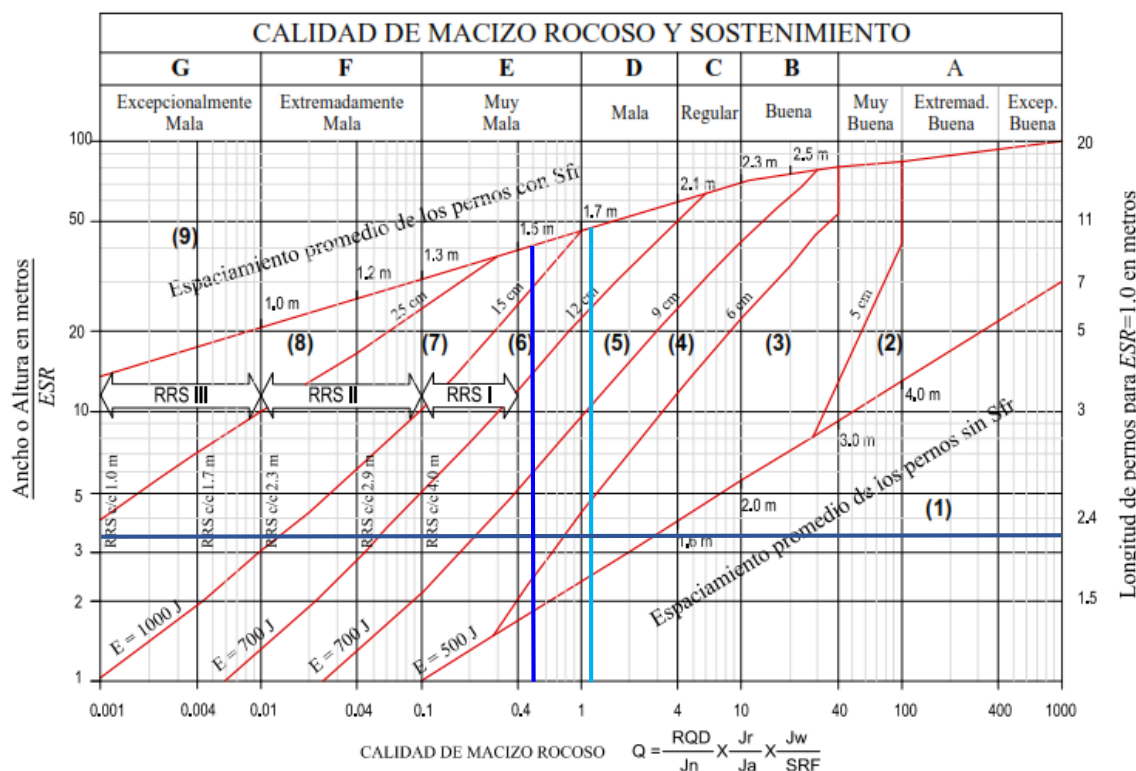


Tabla 54

Resumen del sostenimiento con métodos empíricos del sistema Q

Características	Tipo III			Tipo IV		
	Fórmulas	Techo	Hastiales	Fórmulas	Techo	Hastiales
Longitud perno (m)	2.5	2.2	2.2	2.5	2.2	2.2
Espaciamento perno (m)	-	1.75	2	-	1.53	1.75
Espesor shotcrete (cm)	-	6 - 9	-	-	6 - 9	5 - 6

Analizando la tabla anterior se puede indicar que el diseño con el uso del ábaco se puede distinguir 02 diferentes diseños de sostenimiento, tanto para el techo y hastial.

4.5 Determinación del espesor de plastificación (Software RocSupport)

RocSupport es un software de la firma Rocscience para determinar el espesor de plastificación para túneles circulares y poder determinar la interacción del terreno con el soporte.

Los principales datos de entrada que requiere el software son: General (radio del túnel y esfuerzos *in situ* (gravitacionales)), propiedades elásticas (módulo de Young y relación de Poisson), y propiedades de resistencia pico (ángulo de dilatación,

resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, parámetros de resistencia pico (GSI , m , D) ó (m_b , s , a)).

Los principales datos de salida son: Radio de la zona de plastificación, convergencia del túnel, factor de seguridad, etc.

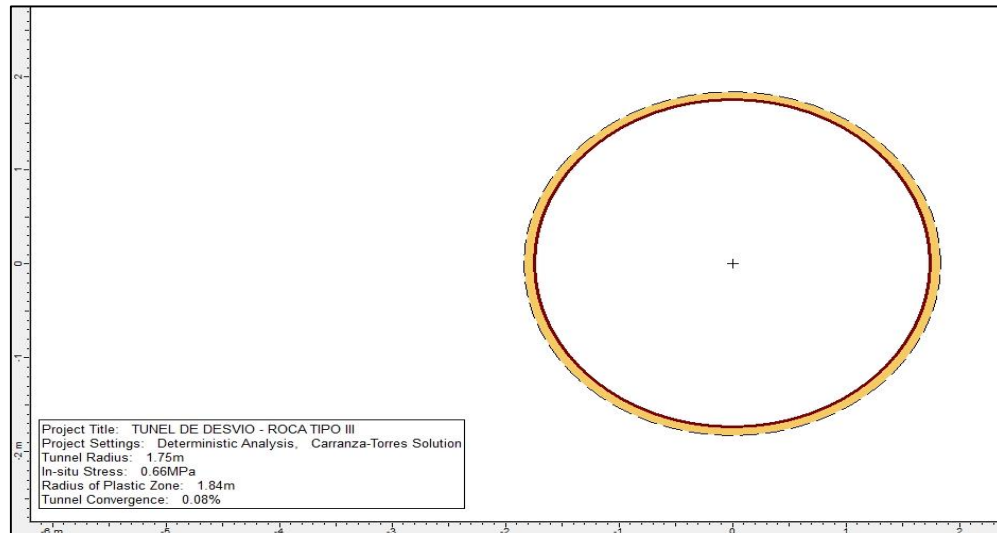


Figura 35. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo III, el cuál es de 9 cm.

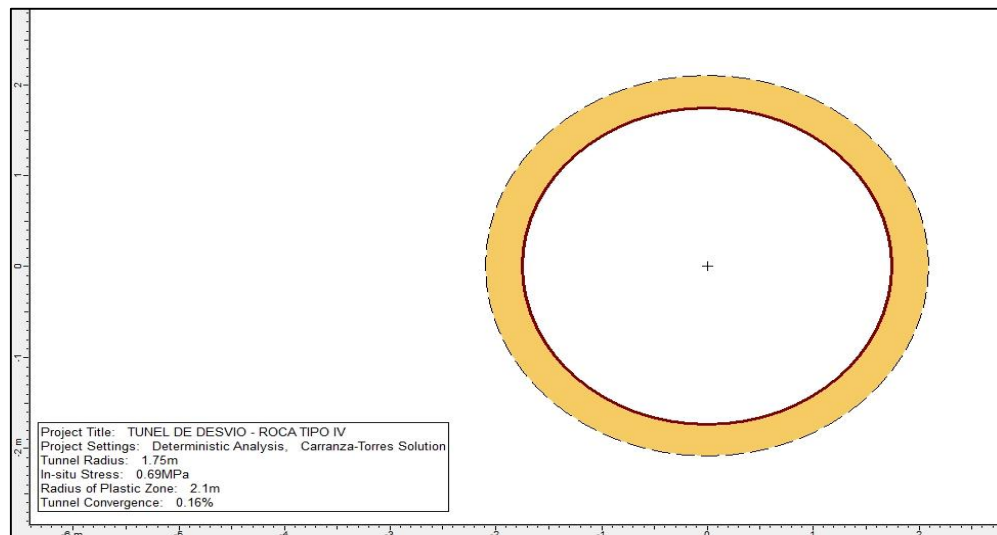


Figura 36. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo IV, el cuál es de 35 cm.

4.6 Diseño de sostenimiento con métodos numéricos (Software Phase²)

Phase² es un software de la firma Rocscience de elementos finitos que permite analizar el comportamiento del macizo rocoso en forma elástica y plástica.

Los principales datos de entrada que requiere el software son: Geometría de la excavación y de los materiales, altura y peso específico del material suprayacente, esfuerzos *in situ* (gravitacional ó constante), carga sísmica, características y propiedades de los materiales (módulo de Young, relación de Poisson, tipo y valores de criterio de falla de la resistencia, características y propiedades de los pernos de anclaje (cohesión, módulo de Young, capacidad de tensión, etc.) y características y propiedades de los liners como shotcrete y vigas (si es viga se requiere el tipo, módulo de Young, relación de Poisson, geometria de la viga (ancho y área) y otros como también de las discontinuidades.

Los principales datos de salida son: Factor de seguridad, desplazamientos (vertical, horizontal y totales), esfuerzos principales, etc.

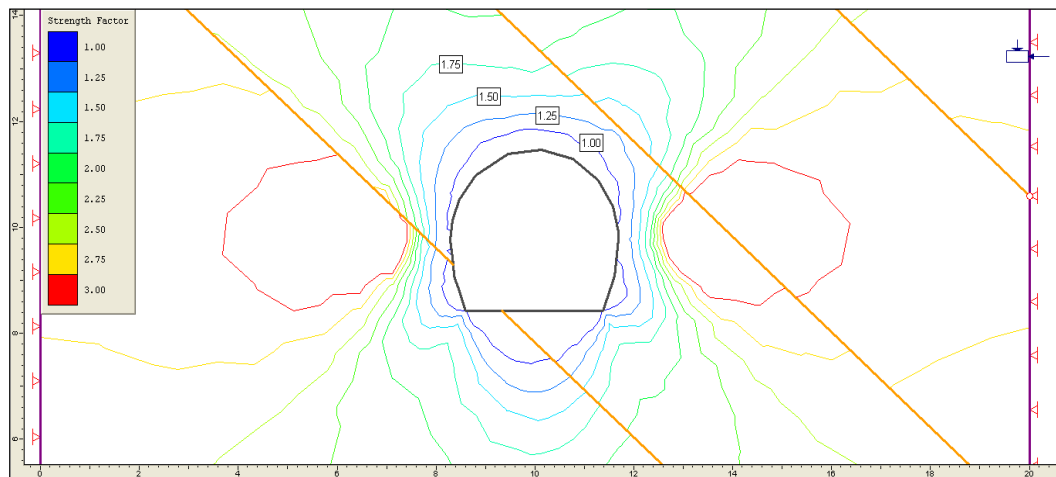


Figura 37. Resultados de contornos del factor de seguridad para roca tipo III, sin sostenimiento.

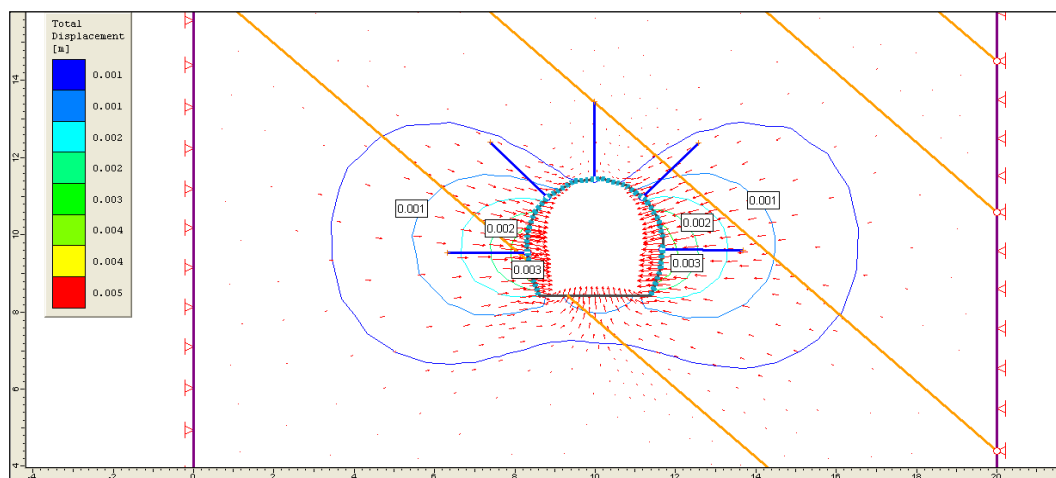


Figura 38. Resultados de contornos de desplazamientos totales para roca tipo III, con sostenimiento recomendado de pernos de 2 m. y shotcrete de 0.10 m.

En la figura 38 se han graficado los contornos de desplazamiento y los vectores de dirección de los mismos para el caso de la sección de túnel en roca tipo III, situados a 30 m. de profundidad. Se observa que los mayores desplazamientos se producen en los hastiales de la excavación, los cuales alcanzan valores de 5mm. Por el contrario en la bóveda los desplazamientos son mínimos. La dirección de los desplazamientos está influenciada por el estado inicial de tensiones, coincidiendo generalmente con la dirección de las tensiones principales.

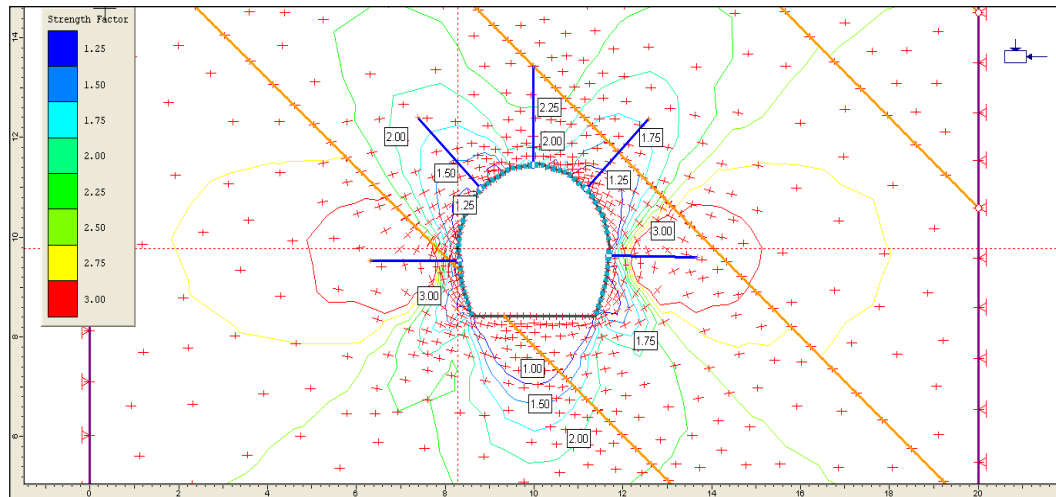


Figura 39. Resultados de contornos del factor de seguridad para roca tipo III, con sostenimiento recomendado de pernos de 2 m. y shotcrete de 0.10 m.

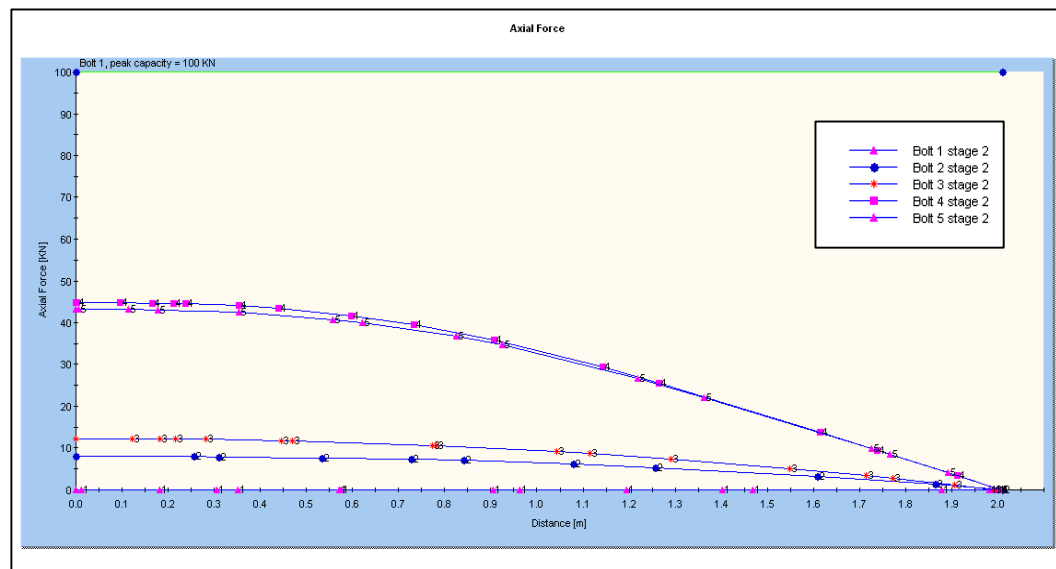


Figura 40. Resultados de cargas axiales de los pernos de anclaje en roca tipo III.

En la figura 37 y 39, se muestran los contornos de factor de seguridad para el caso sin sostenimiento y con sostenimiento respectivamente. Se observa que en algunas

zonas puntuales los factores de seguridad resultan menores a la unidad, indicando que se ha superado la resistencia de la roca, estos resultados son usuales debido a la relajación de tensiones que ocurre durante la excavación del túnel. El sostenimiento con shotcrete permite mejorar significativamente los factores de seguridad, de forma que el área con factor de seguridad inferior de la unidad es menor. Los pernos de anclaje no introducen mayores mejoras a los factores de seguridad, en parte debido a que no desarrollan gran parte de su capacidad. En la figura 40 se representa la carga axial en los pernos, se observa que estas se encuentran muy por debajo de la carga pico.

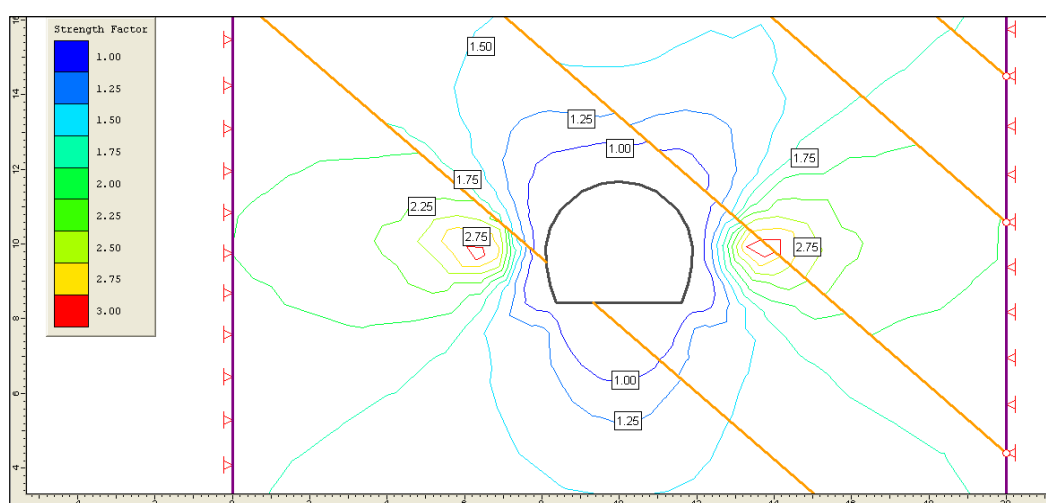


Figura 41. Resultados de contornos del factor de seguridad para roca tipo IV, sin sostenimiento.

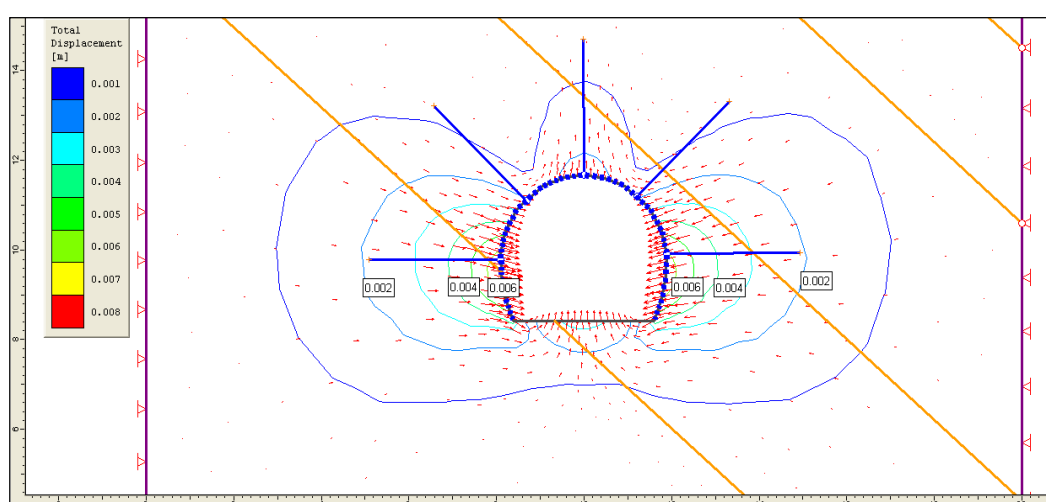


Figura 42. Resultados de contornos de desplazamientos totales para roca tipo IV, con sostenimiento recomendado de pernos de 3 m., shotcrete de 0.15 m y cimbras W6x20.

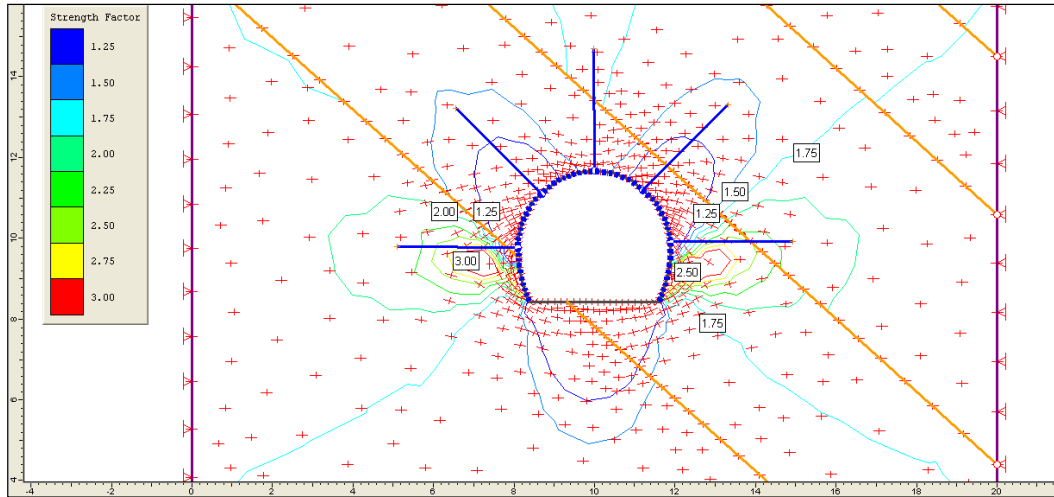


Figura 43. Resultados del factor de seguridad para roca tipo IV, con sostenimiento recomendado de pernos de 3 m., shotcrete de 0.15 m y cimbras W6x20.

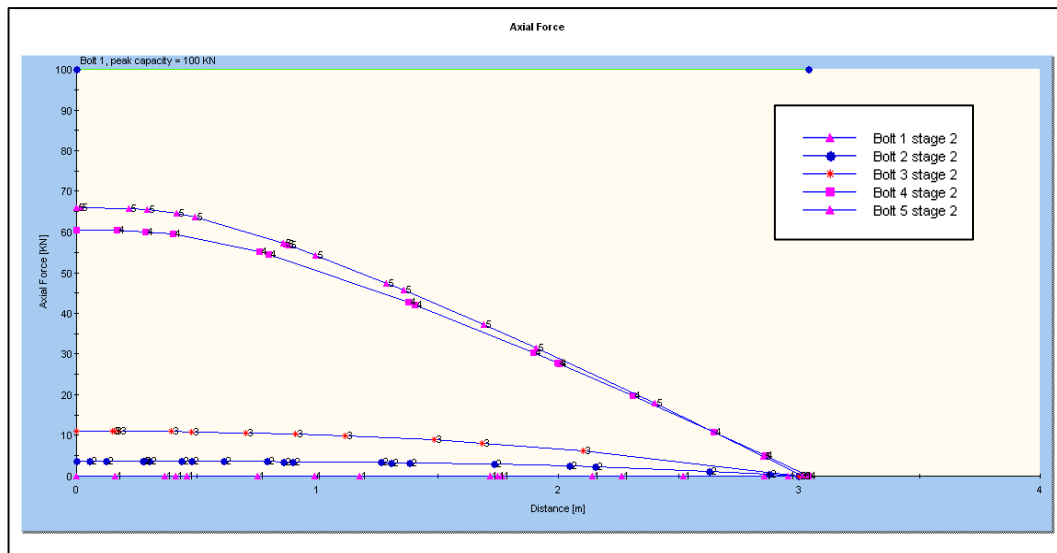


Figura 44. Resultados de cargas axiales de los pernos de anclaje en tipo de roca IV.

En la figura 41, se muestra los contornos de factor de seguridad sin sostenimiento. Se observa que, en algunas zonas puntuales los factores de seguridad resultan menores a la unidad (bóveda y hastiales del túnel), indicando que se ha superado la resistencia de la roca; estos resultados son usuales debido a la relajación de tensiones que ocurre durante la excavación del túnel. Como en el caso de la sección en roca tipo III, el sostenimiento con shotcrete y cimbra permite mejorar significativamente los factores de seguridad, como se observa al comparar las figuras 41 y 43. Los pernos de anclaje parecen no introducir mayores mejoras a los factores de seguridad, como consecuencia de la poca deformación de la roca; Sin

embargo son fundamentales para el sostenimiento de fallas en cuñas, no incluidas en estos análisis. En la figura 44 se representa la carga axial en los pernos, se observa que estas se encuentran muy por debajo de la carga pico. Los pernos colocados en los hastiales son los que más aportan resistencia.

Los resultados del sostenimiento por métodos numéricos de elementos finitos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 55

Resultados de diseño de sostenimiento por métodos numéricos

Características		Diseño roca tipo III	Diseño roca tipo IV
Pernos	Longitud (m)	2	3
	Espaciamiento (m)	2 (sistemático)	2 (sistemático)
Shotcrete	Espesor (cm)	10	15
Cimbras	Espaciamiento (m)	-	1.5

CONCLUSIONES

- El túnel de desvío del proyecto regulación Río Pumamayo está conformado litológicamente por limolitas y limolitas areniscosas de la formación Ambo. La caracterización estructural de todo el trayecto del túnel son de 3 familias principales de discontinuidades y una familia de la estratificación. Para las clasificaciones geomecánicas se consideraron las características geomecánicas del macizo rocoso, las cuales son la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, RQD , espaciado, la continuidad, la apertura, el relleno, la rugosidad, la meteorización, la condición de aguas en las discontinuidades, orientación de la principal familia de discontinuidades, número de familias de discontinuidades, SRF , entre otros. Se determinaron las características geomecánicas del túnel de desvío, determinando la calidad de macizo rocoso según la clasificación RMR , donde se obtuvo una calidad de macizo rocoso de regular a mala (III a IV), según el GSI un macizo rocoso de regular a mala y según el índice Q de mala a muy mala calidad. Se utilizó el criterio de resistencia de Hoek – Brown para determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso.
- Según el diseño de sostenimiento por el método empírico de la clasificación RMR se obtuvo que la zona más crítica es el macizo de tipo IV con un diseño de pernos de espaciamiento de 1.00 m. y longitud de 7.19 m, lo cual es irreal y no lógico debido a que la longitud no puede ser mayor al ancho del túnel debido a temas operacionales, y cimbras ligeras espaciadas a 1.5 m.; en tanto para el macizo de tipo III con un diseño de pernos de espaciamiento de 1.5 m y longitud de 3.9 m.
- Según el diseño de sostenimiento por el método empírico del sistema Q que se obtuvo con formulaciones matemáticas en macizo de tipo IV y III respectivamente de 2.5 m de longitud de pernos. El diseño del sostenimiento que se obtuvo con ábacos y sugerencias en macizo rocoso tipo IV es de longitud de pernos de 2.2 m tanto para techo y hastiales, espaciamiento de 1.55 m para techo y 1.75 m para hastiales y shotcrete de 6 a 9 cm en techo y hastiales de 5 a 6 cm; y el diseño del sostenimiento

que se obtuvo con ábacos y sugerencias en macizo rocoso tipo III es de longitud de pernos de 2.2 m tanto para techo y hastiales, espaciamiento de 1.75 m para techo y 2.0 m para hastiales y shotcrete de 6 a 9 cm solamente en el techo.

- Según el diseño de sostenimiento por métodos numéricos continuos de elementos finitos se obtuvo para roca tipo IV de pernos de 3 m de longitud y 2 m de espaciamiento con shotcrete de 15 cm y cimbras de espaciamiento de 1.5 m; mientras que para roca tipo III de pernos de 2 m de longitud y 2 m de espaciamiento con shotcrete de 10 cm.
- Al realizar el análisis de comparación de ambos diseños de sostenimiento del presente estudio estas varían en longitud de pernos en 73%, del espaciamiento en techo en 77% y espaciamiento en hastiales en un orden del 88%, lo cuál indica que el diseño empírico con el sistema gráfico Q se aproxima más al diseño del método numérico.
- Los resultados de diseño de sostenimiento por métodos empíricos en general hoy en día se vienen aproximándose más a los resultados de diseños por métodos numéricos continuos debido principalmente a que los empíricos vienen actualizando sus ábacos y proponiendo formulaciones basadas en resultados de diseño sostenimiento prácticos de tuneles y también de resultados de diseños con métodos numéricos. Es así que en el sistema de diseño de sostenimiento con el sistema RMR no se podía determinar para anchos de túneles menores de 10 m, pero en la actualidad si se puede determinar. También cabe indicar que en el sistema Q en la actualidad hay diseños de sostenimiento diferentes tanto para techo y hastiales de una excavación como sucede en la realidad.

RECOMENDACIONES

- Al realizar la caracterización geomecánica del macizo rocoso es recomendable realizarlo al menos con dos clasificaciones, a manera de comparación para contrastar y validar los resultados de ambas clasificaciones.
- En caso se decida utilizar el sistema de clasificación RMR_{89} para caracterizar y determinar la calidad del macizo rocoso, se sugiere utilizar los ábacos originales para valorar correctamente las tres primeras variables (Resistencia a la compresión Uniaxial, RQD y Espaciamiento de discontinuidades).
- Al realizar el diseño de sostenimiento de túneles civiles o mineros es recomendable realizar al menos con dos métodos de diseño, a manera de comparación. En el que los métodos numéricos no deben sustituir, sino complementar al resto de técnicas de diseño de sostenimiento.
- Para próximos estudios de diseño de sostenimiento se recomienda usar otros métodos de diseños numéricos como los discontinuos de elementos discretos (DEM), ya que el auge de estos en la actualidad se ha incrementado.
- Resulta indispensable la calibración del modelo numérico mediante análisis retrospectivos y el uso de datos de monitoreo geomecánico; en general, el modelo debe ser contrastado y representar lo observado en el campo. La calibración del modelo y la actualización de las propiedades en los modelos se debe realizar periódicamente, ya que de esto depende la representatividad del modelo y la validación de las estimaciones realizadas.

BIBLIOGRAFÍA

- Abad, A., & Huisa, F. (2011). *Procedimientos de excavación y sostenimiento de túneles proyecto derivación Huascacocha – Rimac*. Universidad Ricardo Palma - Perú.
- Aceros Arequipa. (2015). *Barra Helicoidal para fortificacion de Rocas*. Retrieved from <http://www.acerosarequipa.com/fileadmin/templates/AcerosCorporacion/docs/HOJA-TECNICA-BAHE.pdf>
- Alber, M. (1993). Classifying TBM contacts. *Tunnels & Tunnelling Int. Dec*, 41–43.
- Alonso, R. (2019). Martillo de geólogo. Retrieved from <https://www.eltribuno.com/salta/nota/2018-6-11-0-0-0-el-martillo-geologico-y-su-historia>
- Amadei, B., & Stephansson, O. (1997). *Rock Stress and Its Measurement*. London: Chapman & Hall.
- Arauzo, L. (2010). *Aberturas máximas permisibles en el laboreo subterráneo del stock Contonga - Minera Huallanca*. Tesis de Postgrado - Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Perú.
- Barton, N. (1982). *Modelling rock joint behaviour from in situ block tests: Implications for nuclear waste repository design*. USA.
- Barton, N. (2002). New applications of Q and the Q-parameters in engineering geology and rock mechanics. *Fjellsprenningsteknikk/Bermekanikk/Geoteknikk*, 40.1-40, 15.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanism Felsmechanik*, 10, 1–54.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*. <https://doi.org/10.1007/BF01261801>
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics Felsmechanik Mécanique Des Roches*, 6, 189–236. <https://doi.org/10.1007/BF01239496>
- Barton, N., Løset, F., Lien, R., & Lunde, J. (1980). Application of the Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground

- installations. *International Conference on Sub-Surface Space, Rock Store, Stockholm, 2*, 553–561.
- Beauchamp, L. (2006). Ground support manual. *Mines and Aggregates Safety and Health Association, North Bay, Ontario, Canadá.*
- Besteiro, L. (2015). *Estudio del fenómeno de plastificación en los túneles de O Cañizo - L.A.V. Madrid - Galicia.* Tesis de Postgrado - Universidad de Oviedo, España.
- Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering Classification of Jointed Rock Masses. *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers, 15*, 355–344.
- Bieniawski, Z. T. (1978). Determining rock mass deformability: experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 15*, 237–247.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications.* New York: John Wiley & Sons.
- Bieniawski, Z. T. (2011). Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección. *Geocontrol, 35*. Retrieved from http://www.geocontrol.es/publicaciones/EB-189_adif_errores_en_la_aplicacion_bieniawski.pdf
- Bieniawski, Z. T., Aguado, D., Celada, B., & Rodriguez, A. (2011). Forecasting tunnelling behavior. *Tunnels & Tunnelling International, v. August*, 39–42.
- Broch, E., & Franklin, J. A. (1972). The Point-Load Strength Test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 9*, 669–697.
- Brown, E. T. (1987). *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics.* (E. T. Brown, Ed.). London: HarperCollins Publishers Ltd.
- Brown, E. T. (Ed). (1981). *Rock characterization, testing & monitoring : ISRM suggested methods.* Oxford; New York: Pergamon Press.
- Burgos Cedeño, S. L. (2015). *Desarrollo de Herramienta de Diseño para la Estabilidad de Excavaciones con entrada de personal.* Tesis de Posgrado - Universidad de Chile, Chile. Retrieved from <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/134934>
- Bustamante, A. (2008). *Geomecánica aplicada en la prevención de pérdidas por caída de rocas mina Huanzala - Cia Minera Santa Luisa S.A.* Tesis de Posgrado - Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Calderón, C. D. (2013). *Análisis, diseño y control geotécnico de la excavación del túnel y pozo vertical de la Descarga de Fondo del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón.* Instituto Tecnológico de Costa Rica.

- Castresana, L. (2016). *Análisis comparativo de metodología de sostenimiento de túneles*. Tesis de Postgrado - Universidad de Oviedo, España.
- Castro, A. J., Monsalve, J. E., & Bustamante, O. (2007). Análisis de Excavaciones en la mina Subterránea El Toro por medio de Elementos Finitos. *Boletín de Ciencias de La Tierra - Medellín - Colombia*, 21.
- Celada, B., Fernández, M., Rodríguez, A., & Tardáguila, I. (2011). Definición preliminar de las secciones tipo de sostenimiento en los túneles proyectados por métodos convencionales.
- Celada, B., Tardáguila, I., Varona, P., & Bieniawski, Z. T. (2014). Innovating Tunnel Design by an Improved Experience-based RMR System. *World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a Better Life*, 3, 1–9.
- Córdova, D. (2008). *Geomecánica en el minado subterráneo caso mina Condestable*. Tesis de Postgrado - Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Deere, D. U. (1963). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Felsmechanik Und Ingenieurgeologie I*, 16–22.
- Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., & Cording, E. J. (1967). Design of surface and near surface constructions in rock. *Failure and Breakage of Rock*, 237–302. <https://doi.org/10.1177/0896920512450815>
- Douglas, K. J. (2002). The shear strength of rock masses. *School of Civil and Environmental Engineering, Engineering Department*.
- EcuRed. (2019). Cinta métrica. Retrieved from https://www.ecured.cu/Cinta_métrica
- Garrido, M. (2003). *Evaluación del coeficiente de seguridad del sostenimiento de galerías y túneles en función de su rigidez y distancia al frente en diferentes macizos rocosos*. Tesis de Doctorado - Universidad Politécnica de Madrid, España.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: PRENTICE HALL.
- Grimstad, E. (2007). The Norwegian method of tunnelling – a challenge for support design. *XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Grimstad, E., & Barton, N. (1993). Updating the Q-System for NMT. *Proc. Int. Symp. on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes. Oslo: Norwegian Concrete Assn*, 44–66.
- Grimstad, E., Kankes, K., Bhasin, R., Magnussen, R. W., & Kaynia, A. (2002). Rock Mass Q used in designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and Energy

- Absorption. *4 Th Int. Symp. on Sprayed Concrete, Davos, Switzerland.*, 18.
- Hergenrether Pérez, D. P. (2017). *Consideraciones geomecánicas en el diseño de secciones tipo para un túnel minero*. Tesis de Posgrado - Universidad de Oviedo, España.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2), 4–16.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock* (Institutio). London: McGRAW-HILL.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In: R. Hammah, W. Bawden, J. Curran & M. Telesnicki (Eds.). *Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium (NARMS-TAC)*, University of Toronto Press, Toronto, 267–273.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.
<https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1997). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. (Balkema, Ed.). Rotterdam. Holanda.
- INGEMMET. (1996). *Boletín N° 79, Serie “A” de la Carta Geológica Nacional, cuadrángulo de Macusani*.
- Ingmecafenix. (2019). Que es un flexómetro y para que sirve? Retrieved from <https://www.ingmecafenix.com/?s=flexometro>
- ISRM. (1981). *Rock characterization, testing and monitoring*. (E. T. Brown, Ed.), Pergamon Press. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90524-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90524-6)
- Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, 283–353.
- Kirsch, G. (1898). *Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre*. *Zeitschrift Des Vereins Deutscher Ingenieure*, 29, 797 - 807.
- Lorig, L. J. (2009). Aplicación de Modelos Numéricos Continuos y Discontinuos al Análisis de Excavaciones Subterráneas en Macizos Rocosos. *Jornada Técnica de Cálculo de Túneles*. Madrid: Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR).
- Lowson, A. R., & Bieniawski, Z. T. (2013). Critical assessment of RMR-based tunnel design practices: A practical engineer’s approach. *Rapid Excavation & Tunneling Conference*.
- MacLaughlin, L., Pakalnis, R., & Brady, T. (2005). A distinct element parametric study

- of failure modes around an underground opening in rock masses of varying quality. *Proceedings of the 40th US Symposium on Rock Mechanics, American Rock Mechanics Association, Minneapolis, 10.*
- Miller, R. P. (1966). *Engineering classification and index properties for intact rock*. Ph. D. thesis. Universidad de Illinois. EE.UU.
- Mohammadi, M., & Hossaini, M. F. (2017). Modification of rock mass rating system: Interbedding of strong and weak rock layers. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 1, 6.*
- Pakalnis, R. (2008). Methodology towards ground support. *Strategic versus Tactical Approaches in Mining. Quebec.*
- Pakalnis, R. (2015). Empirical design methods in practice. *Underground Design Methods - Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia, 1, 37–56.* Retrieved from https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1511_0.3_Pakalnis/%0A%0A
- Palmström, A. (1982). The volumetric joint count – A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. *IV Congress International Association of Engineering Geology, New Delhi, 2, 221–228.*
- Palmström, A. (2001). *In-Situ Characterization of Rocks*. (V. M. Sharma & K. R. Saxena, Eds.), A. A. BALKEMA. Tokio.
- Palmström, A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnelling and Underground Space Technology, 20, 362–377.*
- Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Pantaleón, H., & Carbajal, C. (2017). *Evaluación geomecánica para el dimensionamiento, secuencia de minado y relleno de tajeros de una mina subterránea*. Tesis - Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.
- Perez, Y., Nápoles, N., & Gonzáles, L. (2017). Diseño de túneles hidráulicos en zonas sísmicas. *Ciencias En Su PC, 1, 42–55.*
- Prasetyo, S. H., Gutierrez, M., & Barton, N. (2017). Nonlinear shear behavior of rock joints using a linearized implementation of the Barton–Bandis model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.01.006>
- Priest, S., & Hudson, J. (1976). Discontinuity spacings in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 13(5), 135–148.*

- Quispe Matos, K. A. (2018). *Evaluación geomecánica para la elección del tipo de sostenimiento en el túnel Yauricocha del NV. 720*, Sociedad Minera Corona S.A. Universidad Continental - Huancayo - Perú.
- Quispe, Y. (2012). *Comportamiento de roca blanda en un túnel de exploración diseñado con el sistema Q*. Tesis de Postgrado - Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Ramírez, P., & Monge, A. (2008). *Mecánica de Rocas : Fundamentos de la Ingeniería de Taludes*.
- Read, J., & Stacey, P. (2009). *Guidelines Open Pit Slope Design* (1ra ed.). Australia: CSIRO Publishing.
- Rocscience Inc. (2003). *Unwedge Version 3.0 - Underground Wedge Stability Analysis*. Toronto, Ontario, Canada.
- Rocscience Inc. (2004). *RocSupport Version 3.0 - Support Estimation Using Ground Reaction Curves*. Toronto, Ontario, Canada.
- Rocscience Inc. (2005). *RocData Version 4.0 - Rock, Soil and Discontinuity Strength Analysis*. Toronto, Ontario, Canada.
- Rocscience Inc. (2011). *Phase2 Version 8.0 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes*. Toronto, Ontario, Canada.
- Rocscience Inc. (2012). *Dips Version 6.0 - Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data*. Toronto, Ontario, Canada.
- Romana, M. (2001). Recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles. *Revista de Obras Públicas*, 10.
- Romana, M., & Seron, J. (2012). Formatos normalizados para la toma de datos en campo a usar en las clasificaciones geomecánicas.
- Serafim, J. L., & Pereira, J. P. (1983). Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski. *Proc. Int. Symp on Engineering Geology and Underground Construction, Lisboa, Portugal, I(II)*, 33–44.
- Sheorey, P. (1994). A theory for In Situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31(1), 23–34.
- Sirovision™. (2013). User Manual, CAE Mining.
- Suarez-Burgoa, L. O. (2016). Análisis de Estabilidad de Taludes, con aplicaciones en MATLAB, 167.
- Terzaghi, K., & Richart, F. E. (1952). Stresses in Rock about Cavities. *Géotechnique*, 3(2), 57–90.

- Thompson, A. G., Villaescusa, E., & Windsor, C. R. (2012). Ground support terminology and classification: An update. *Geotech Geol Eng.* <https://doi.org/10.1007/s10706-012-9495-4>
- Ubaldo, R. (2016). *Selección del tipo de revestimiento en túneles carreteros*. Tesis de Postgrado - Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Ucar, R. (2004). *Manual de anclajes en ingeniería civil*. Madrid: Graficas Arias Montano S.A.
- Ulusay, R. (2015). The Present and Future of Rock Testing: Highlighting the ISRM Suggested Methods. In *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. https://doi.org/10.1007/978-3-319-07713-0_1
- Unal, E. (1983). *Design Guidelines and Roof Control Standards for Coal Mine Roofs*. Ph.D. thesis, Pennsylvania State University, University Park.
- US Army Corps of Engineers. (2001). *Geotechnical Investigations*. Washington: USACE Publications.
- Villaescusa, E. (1994). *Geotechnical Design for Sublevel Open Stopping*. CRC Press.
- Villaescusa, E., & Brown, E. T. (1992). Maximum Likelihood Estimation of Joint Size from Trace Length Measurements. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 25, 67–87.
- Wikipedia. (2018). Esclerómetro. Retrieved from https://es.wikipedia.org/wiki/Brújula_Brunton
- Wikipedia. (2019). Brújula geológica. Retrieved from https://es.wikipedia.org/wiki/Brújula_Brunton
- Yazdani Bejarbaneh, B., Jahed Armaghani, D., & Mohd Amin, M. F. (2015). Strength characterisation of shale using Mohr-Coulomb and Hoek-Brown criteria. *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2014.12.029>
- Zhao, L., Zuo, S., Li, L., Lin, Y., & Zhang, Y. (2016). System reliability analysis of plane slide rock slope using Barton-Bandis failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.06.003>



ANEXOS

Anexo 1. Sistema *Q* de Barton (2007)

Valores *RQD* y discontinuidades volumétricas.

1	Descripción del índice de calidad de roca		Valor <i>RQD</i>
A	Muy mala	> 27 juntas por m ³	0 - 25
B	Mala	20 – 27 juntas por m ³	25 - 50
C	Regular	13 – 19 juntas por m ³	50 - 75
D	Buena	8 – 12 juntas por m ³	75 - 90
E	Muy buena	0 – 7 juntas por m ³	90 - 100

Notas:

- i. Si el *RQD* es 10 (incluido 0), se asume un valor nominal de 10 puntos.
- ii. Intervalos de *RQD* de 5, es decir, 100, 95, 90, etc., son lo suficientemente exactos.
- iii. El *RQD* puede ser estimado mediante el número de juntas por metro (*Jv*): $RQD = 110 - 2.5(Jv)$

2	Índice de familia de discontinuidades	Valor <i>Jn</i>
A	Masivo, sin o con pocas juntas	0.5 – 1.0
B	Una familia de juntas	2
C	Una familia de juntas + una familia aleatoria	3
D	Dos familias de juntas	4
E	Dos familias de juntas + una familia aleatoria	6
F	Tres familias de juntas	9
G	Tres familias de juntas + una familia aleatoria	12
H	Cuatro o más familias de juntas, familia aleatoria, roca muy fracturada, etc.	15
J	Roca triturada terrosa.	20

Notas:

- i. Para intersecciones de túneles, emplear 3**Jn*.
- ii. Para portales, emplear 2**Jn*.

3	Índice de rugosidad de discontinuidades	Valor <i>Jr</i>
-	<i>Contacto entre paredes de roca, y</i>	
-	<i>Contacto entre paredes de roca ante un desplazamiento cortante de 10 cm.</i>	
A	Juntas discontinuas	4
B	Onduladas rugosas o irregulares	3
C	Onduladas lisas	2
D	Onduladas pulidas	1.5
E	Planares rugosas o irregulares	1.5
F	Planares lisas	1

G Planares pulidas 0.5

Notas:

i. La descripción se refiere a características de escala pequeña e intermedia, en ese orden.

- *Sin contacto de paredes de roca ante un desplazamiento cortante.*

H Zona con minerales arcillosos con espesor suficiente para prevenir/impedir el contacto de paredes de roca. 1

Notas:

ii. Añadir una unidad (1) al valor de J_r si el espaciamiento promedio de la familia principal de discontinuidad es mayor a 3 m (dependiendo del tamaño de la abertura subterránea).

iii. $J_r = 0.5$ puede ser utilizado para discontinuidades planares pulidas con lineaciones, siempre que las lineaciones estén orientadas en la dirección de deslizamiento estimada (dirección de mínima resistencia).

4	Factor de reducción de agua en las discontinuidades	Valor J_w
A	Excavaciones secas o flujo menor (húmedo o algún goteo).	1
B	Flujo medio, lavado ocasional del relleno de las discontinuidades (muchos goteos/”lluvia”).	0.66
C	Flujo a chorros o alta presión en roca competente con discontinuidades sin relleno.	0.5
D	Gran flujo o alta presión, lavado considerable del relleno de las discontinuidades.	0.33
E	Flujos o presión de agua excepcionalmente altos decreciendo en el tiempo. Ocasiona el lavado del material y quizá derrumbe.	0.2 – 0.1
F	Flujos o presión de agua excepcionalmente alta y continua sin disminución apreciable. Ocasiona el lavado del material y quizá derrumbe.	0.1 – 0.05

Notas:

i. Los factores C al F son estimaciones aproximadas. Incrementar el valor de J_w si la roca es drenada o se realiza la inyección de cemento.

ii. Los problemas especiales causados por la formación de hielo no son considerados.

5	Índice de alteración de discontinuidades	\varnothing_r (Grados aprox.)	Valor J_a
<i>i. Contacto entre paredes de roca (sin rellenos de mineral, solo revestimientos).</i>			
A	Relleno fuertemente soldado, duro, inablandable, impermeable, por ejemplo cuarzo o epidota.	-	0.75
B	Paredes de discontinuidades inalteradas, solo superficies manchadas.	25° - 35°	1

C	Paredes de discontinuidades ligeramente alteradas; Recubrimiento de minerales no ablandables; partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25° - 30°	2
D	Recubrimientos de minerales de arcilla suaves o de baja fricción, por ejemplo caolinita o mica. También clorita, taco, yeso, grafito, etc. Y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	20° - 25°	3
E	Recubrimientos de arcillas de dos familias de juntas + una familia aleatoria	8° - 16°	4
<i>ii. Contacto entre paredes de roca ante un corte de 10 cm (rellenos delgados de mineral).</i>			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25° - 30°	4
G	Rellenos de minerales arcillosos fuertemente sobreconsolidados, inablandables (continuos pero con espesores < 5 mm).	16° - 24°	6
H	Rellenos de minerales arcillosos blandos con sobreconsolidación media o baja (continuos pero con espesores < 5 mm).	12° - 16°	8
J	Rellenos de arcilla expansiva, por ejemplo montmorillonita (continuos pero con espesores < 5 mm). El valor de <i>Ja</i> depende del porcentaje del tamaño de partículas de arcilla expansiva.	6° - 12°	8 - 12
<i>iii. Contacto entre paredes de roca ante un desplazamiento cortante (rellenos gruesos de mineral).</i>			
K	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada.	16° - 24°	6
L	Zonas o bandas de arcilla, roca desintegrada o triturada. Sobreconcolidación media o baja o rellenos blandos.	12° - 16°	8
M	Zonas o bandas de arcilla, roca desintegrada o triturada. Arcilla expansiva. El valor de <i>Ja</i> depende del porcentaje del tamaño de partículas de arcilla expansiva.	6° - 12°	8 - 12
N	Zonas o bandas continuas y gruesas de arcilla fuertemente sobreconsolidadas.	12° - 16°	10

O	Zonas o bandas continuas y gruesas de arcilla con sobreconsolidación mediana a baja.	12° - 16°	13
P	Zonas o bandas continuas y gruesas con arcilla expansiva con sobreconsolidación mediana a baja. El valor de Ja depende del porcentaje del tamaño de partículas de arcilla expansiva.	6° - 12°	13 - 20

6	Factor de reducción de esfuerzos	Valor SRF
---	----------------------------------	--------------

i.	Zonas de debilidad que intersectan la excavación, que puede causar el relajamiento o desprendimiento del macizo rocoso.	
A	Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad dentro de un tramo corto que contiene arcilla o roca circundante químicamente desintegrada, muy relajada/suelta (a cualquier profundidad), o tramos largos dentro de roca incompetente o débil (a cualquier profundidad). Para condiciones plásticas, ver ítems del 6L al 6M.	10
B	Múltiples zonas de corte/cizalla dentro de un tramo corto de roca competente libre de arcilla con roca circundante relajada/suelta (a cualquier profundidad).	7.5
C	Zonas de debilidad aisladas con o sin arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad ≤ 50 m).	5
D	Discontinuidades relajadas o sueltas, abiertas, fuertemente fisuradas o “cubos de azúcar”, etc. (A cualquier profundidad).	5
E	Zonas de debilidad aisladas con o sin arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad > 50 m).	2.5

Notas:

i.	Reducir estos valores de SRF en un 25 – 50% si las zonas de debilidad solo influyen, pero no intersectan la excavación subterránea.			
ii.	Roca masiva principalmente competente, problemas de esfuerzos	σ_c / σ_1	σ_θ / σ_c	Valor SRF
F	Esfuerzos bajos, cercano a superficie, discontinuidades abiertas.	> 200	< 0.01	2.5
G	Esfuerzos medios, condición de esfuerzo favorable.	200 - 10	0.01 – 0.3	1
	Esfuerzos altos, estructura muy compacta. Usualmente favorable para la estabilidad.			0.5 – 2
H	También puede ser desfavorable para la estabilidad, dependiendo de la orientación de	10 - 5	0.3 – 0.4	2 – 5*

los esfuerzos en comparación con los planos de juntas/debilidad*.

Desprendimiento y/o ensanche moderado de la

J	sección de una labor después de > 1 hora en roca masiva.	5 - 3	0.5 – 0.65	5 - 50
K	Ensanche de la sección de una labor o estallido de roca después de unos pocos minutos en roca masiva.	3 - 2	0.65 - 1	50 - 200
L	Intenso estallido de roca y deformación dinámica inmediata en roca masiva.	< 2	> 1	200 - 400

Notas:

- ii. Para un campo de esfuerzos fuertemente anisotrópico (si es medido): cuando $5 < \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c a $0.75 \sigma_c$; cuando $\sigma_1/\sigma_3 \geq 10$, reducir σ_c a $0.5 \sigma_c$. Donde σ_c es la resistencia a la compresión sin confinar, σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principal mayor y menor respectivamente, y σ_θ es el esfuerzo tangencial máximo (estimada de la teoría de la elasticidad).
- iii. Cuando la profundidad de la corona/techo debajo de superficie es menor que el ancho de la excavación; se sugiere incrementar el valor de *SRF* de 2.5 a 5 para tales casos (ver ítem 6F).

iii.	<i>Roca plástica: Deformación plástica en roca no competente bajo la influencia de altas presiones</i>	σ_θ / σ_c	Valor <i>SRF</i>
M	Presión leve de roca plástica	1 - 5	5 - 10
N	Presión intensa de roca plástica	> 5	10 - 20

Notas:

- iv. Las determinaciones de las condiciones de roca plástica deben ser realizadas de acuerdo con la literatura pertinente (Por ejemplo: Singh et al., 1992; Bhasin y Grimstad, 1996).

iv.	<i>Roca expansiva: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua</i>	Valor <i>SRF</i>
O	Presión leve de roca expansiva	5 - 10
P	Presión intensa de roca expansiva	10 - 15

Anexo 2. Resultados de ensayos de propiedades físicas

	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS LABORATORIO DE GEOTECNIA & MECÁNICA DE ROCAS	
--	------------------------------------	---	--

ENSAYO PROPIEDADES FÍSICAS DE MUESTRAS DE ROCA

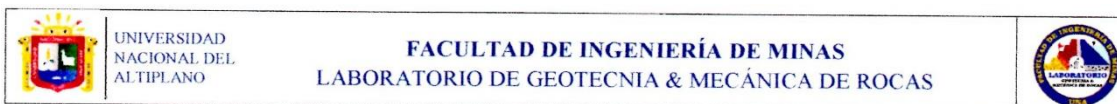
INFORME No : 026-2019-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
 REFERENCIA : ISRM
 FECHA DE EMISIÓN: 07 DE MAYO DEL 2019
 SOLICITADO POR : JORGE EDGARDO CHAVEZ RAMIREZ
 PROYECTO : ANÁLISIS GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL DE DESVÍO DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO PUMAMAYO-CARABAYA-PUNO-PERÚ.
 UBICACIÓN : CARABAYA-PUNO-PERÚ.
 MUESTRA : LIMOLITA.
 TÉCNICO : ING. Sc. OSC. AR CAHUANA CONDORI & ING. Sc. IVAN LAURA NINA.
 RESPONSABLE : M. Sc. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ

Los ensayos se realizaron según la norma ISRM, obteniéndose los siguientes resultados:

Tara	Peso húmedo	Peso seco	Peso seco + parafina	Peso parafina	Peso sumergido	Densidad parafina	Volumen parafina	Volumen muestra	Densidad seca	Porosidad aparente	Peso específico aparente
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g/cm ³)	(cm ³)	(cm ³)	(g/cm ³)	(%)	(KN/m ³)
T-02	118.39	115.22	121.58	6.36	64.35	0.88	7.23	50.00	2.30	1.59	22.60
T-03	122.21	118.97	129.24	10.27	65.52	0.88	11.67	52.05	2.29	1.69	22.41
T-09	97.64	95.09	101.69	6.60	52.70	0.88	7.50	41.49	2.29	1.06	22.47
T-28	95.47	93.16	104.74	11.58	50.88	0.88	13.16	40.70	2.29	0.94	22.44
T-35	128.74	124.28	124.28	0.00	66.84	0.88	0.00	57.44	2.16	2.56	21.22
Número de resultados									5	5	5
Valor máximo, MAX									2.30	2.56	22.60
Valor mínimo, MIN									2.16	0.94	21.22
Mediana, MED									2.29	1.59	22.44
Valor promedio, MEAN									2.27	1.57	22.23
Desviación estándar, SDEV									0.06	0.64	0.57
Coefficiente de variación, CV									-2.15	0.96	-2.15



M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutierrez
 JEFE DE LABORATORIO
 GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS



ENSAYO PROPIEDADES FÍSICAS DE MUESTRAS DE ROCA

INFORME No : 026-2019-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
 REFERENCIA : ISRM
 FECHA DE EMISIÓN: 07 DE MAYO DEL 2019
 SOLICITADO POR : JORGE EDGARDO CHAVEZ RAMIREZ
 PROYECTO : ANÁLISIS GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL DE DESVÍO DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO PUMAMAYO-CARABAYA-PUNO-PERÚ.
 UBICACIÓN : CARABAYA-PUNO-PERÚ.
 MUESTRA : ARENISC.A LIMOSA.
 TÉCNICO : ING. Sc. OSC.AR CAHUANA CONDORI & ING. Sc. IVAN LAURA NINA.
 RESPONSABLE : M.Sc. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ.

Los ensayos se realizaron según la norma ISRM, obteniéndose los siguientes resultados:

Tara	Peso húmedo (g)	Peso seco (g)	Peso seco + parafina (g)	Peso parafina (g)	Peso sumergido (g)	Densidad parafina (g/cm ³)	Volumen parafina (cm ³)	Volumen muestra (cm ³)	Densidad seca (g/cm ³)	Porosidad aparente (%)	Peso específico aparente (KN/m ³)
T-26	255.27	250.67	266.63	15.96	147.15	0.88	18.14	101.34	2.47	4.66	24.25
T-30	322.60	317.12	335.44	18.32	187.61	0.88	20.82	127.01	2.50	6.96	24.48
T-13	343.76	335.12	358.81	23.69	195.45	0.88	26.92	136.44	2.46	11.79	24.09
T-12	177.34	172.05	186.21	14.16	98.12	0.88	16.09	72.00	2.39	3.81	23.43
T-06	223.47	217.48	231.36	13.88	124.25	0.88	15.77	91.34	2.38	5.47	23.35
Número de resultados									5	5	5
Valor máximo, MAX									2.50	11.79	24.48
Valor mínimo, MIN									2.38	3.81	23.35
Mediana, MED									2.46	5.47	24.09
Valor promedio, MEAN									2.44	6.54	23.92
Desviación estándar, SDEV									0.05	3.16	0.51
Coefficiente de variación, CV									-0.27	1.55	-0.27



M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutierrez
 JEFE DE LABORATORIO
 GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS

Anexo 3. Resultados de ensayos de carga puntual

	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS LABORATORIO DE GEOTECNIA & MECÁNICA DE ROCAS	
--	---	--

ENSAYO DE CARGA PUNTUAL EN MUESTRAS DE ROCA

INFORME No : 026-2019-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
 REFERENCIA : ASTM D 5731-00
 FECHA DE EMISIÓN: 07 DE MAYO DEL 2019
 SOLICITADO POR : JORGE EDGARDO CHAVEZ RAMIREZ
 PROYECTO : ANÁLISIS GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL DE DESVÍO DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO PUMAMAYO-CARABAYA-PUNO-PERÚ.
 UBICACIÓN : CARABAYA-PUNO-PERÚ.
 MUESTRA : LIMOLITA.
 TÉCNICO : ING. Sc. OSCAR CAHUANA CONDORI & ING. Sc. IVAN LAURA NINA.
 RESPONSABLE : M.Sc. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 5731-00, obteniéndose los siguientes resultados:

ID	W (mm)	D (mm)	De (mm)	Carga Aplicada (N)	Tipo de prueba	F	Is(50)	UCS (Mpa)	Tipo de Rotura	Observación	
PLT-01	30.30	62.40	2407.34	750.00	Axial	5.71683	1.78	42.75	matriz	válido	
PLT-02	31.70	62.40	2518.57	930.00	Axial	5.83422	2.15	51.70	matriz	válido	
PLT-03	27.20	62.40	2161.04	640.00	Axial	5.44581	1.61	38.71	matriz	válido	
PLT-04	29.80	62.40	2367.61	410.00	Axial	5.67418	0.98	23.58	factura/foliación	no válido	
Número de resultados							3	3			
Valor máximo, MAX							2.15	51.70			
Valor mínimo, MIN							1.61	38.71			
Mediana, MED							1.78	42.75			
Valor promedio, MEAN							1.85	44.39			
Desviación estándar, SDEV							0.28	6.65			
Coefficiente de variación, CV							1.04	1.04			

M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutierrez
 JEFE DE LABORATORIO
 GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS

	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS LABORATORIO DE GEOTECNIA & MECÁNICA DE ROCAS	
--	---	--

ENSAYO DE CARGA PUNTUAL EN MUESTRAS DE ROCA

INFORME No : 026-2019-LG&MR-FIM-UNA-PUNO.
 REFERENCIA : ASTM D 5731-00
 FECHA DE EMISIÓN: 07 DE MAYO DEL 2019
 SOLICITADO POR : JORGE EDGARDO CHAVEZ RAMIREZ
 PROYECTO : ANÁLISIS GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL DE DESVÍO DEL PROYECTO DE REGULACIÓN DEL RÍO PUMAMAYO-CARABAYA-PUNO-PERÚ.
 UBICACIÓN : CARABAYA-PUNO-PERÚ.
 MUESTRA : ARENISC.A LIMOSA.
 TÉCNICO : ING. Sc. OSCAR CAHUANA CONDORI & ING. Sc. IVAN LAURA NINA.
 RESPONSABLE : M.Sc.. ING. LUCIO QUEA GUTIERREZ

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 5731-00, obteniéndose los siguientes resultados:

ID	W (mm)	D (mm)	De (mm)	Carga Aplicada (N)	Tipo de prueba	F	Is(50)	UCS (Mpa)	Tipo de Rotura	Observación
PLT-01	29.00	62.10	2292.98	1040.00	Axial	5.59298	2.54	60.88	matriz	válido
PLT-02	31.40	62.10	2482.74	890.00	Axial	5.79672	2.08	49.87	matriz	válido
PLT-03	31.00	62.10	2451.11	1790.00	Axial	5.76338	4.21	101.01	matriz	válido
Número de resultados							3	3		
Valor máximo, MAX							4.21	101.01		
Valor mínimo, MIN							2.08	49.87		
Mediana, MED							2.54	60.88		
Valor promedio, MEAN							2.94	70.59		
Desviación estándar, SDEV							1.12	26.92		
Coefficiente de variación, CV							1.41	1.41		

M.Sc. Ing. Lucio Quea Gutierrez
JEFE DE LABORATORIO
GEOTECNIA Y MECÁNICA DE ROCAS

Anexo 4. Mapeos geomecánicos

N° ESTACION		ORIENTACION DEL TUNEL		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO	
EG - 3		AZIMUT (°)	BUZAMIENTO (%)	DESDE	HASTA	CLASIFICACION RMR DE BERNASWSKI (1989)	
		106	1 (-0.45°)	0+04.3	0+052	RANGO DE VALORES	
		TIPOS DE ROCAS				VALOR ESTIMADO	
A	%	B	%	C	%	R4	R2
Lim	100					2 - 4	Se prefiere UCS
		CARACTERISTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES				R3	R1
		FAMILIA 1		FAMILIA 2		1 - 2	5 - 25 (2) 1 - 5 (1)
		FAMILIA 3		FAMILIA 4		(7) X	25 - 50 (8)
		FAMILIA 4				(13) X	< 25 (3)
BUZ./DIR. BUZ		62/249	42/337	82/201		(2) X	0.06 - 0.2 (8)
ESPACIAMIENTO (cm)		23	28	36	30	59	54
ESPAC. PROMEDIO (cm)		29.25	53.75	26.75			
RQD % (PALMSTRÖM)		87					

TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE RELLENOS			
Lim	Limolita	Li	Limos	Arc	Arcilla
Arc	Arenisca	Ox	Oxido	Bx	Brecha

RMR		CLASE DE MACIZO ROCOSO	
100 - 81	II BUENA	80 - 61	III REGULAR
DESCRIPCION		VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =	
I. MUY BUENA		60 - 41	
		IV. MALA	
		V. MUY MALA	

RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DE LA EXCAVACION		RUMBO PARALELO AL EJE DE LA EXCAVACION	
Direccion con el buzamiento		Direccion contra el buzamiento	
Bz	Bz	Bz	Bz
45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°
Muy Favorable	Favorable	Desfavorable	Regular
0	-2	-10	-5

PARAMETROS		RANGO	
RQD %	87 %	RQD	87 %
2. NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES		3 Familias	
3. NÚMERO DE RUGOSIDAD		B = Ondulada ligeramente rugosa	
4. NÚMERO DE ALITERACION		D = Recub. de arcillas limosas o arenosas	
5. FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA		B = Flujo medio	
6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m	
Q = (RQD/It) x (Jw/It) x (Jw/SRF)		VALOR TOTAL Q =	
		1.28	

OBSERVACIONES:	
LIMOLITAS	

ESTEREO GRAMA	
---------------	--

VALORACIONES:	
ROCA	
MALA	
EXCEPCIONALMENTE MALA	

FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO RMR, Q y GSI - TÚNEL DE DESVÍO PUMAMAYO

N° ESTACION	ORIENTACION DEL TUNEL		TRAMO		FREC. DISCON. DISC. / ml.
	AZIMUT (°)	BUZAMIENTO (%)	DESDE	HASTA	
EG - 4	108	1 (-0.45°)	0+052	0+065	
TIPOS DE ROCAS					
A	%	B	C	%	
Lim	50	Arc			
CARACTERISTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES					
		FAMILIA 1		FAMILIA 2	
		FAMILIA 3		FAMILIA 4	
BUZ./DIR. BUZ	43/264	41/337	78/198		
ESPACIAMIENTO (cm)	25 20 17 19 44 41 61 58 18 25 19 17				
ESPAC. PROMEDIO (cm)	20.25	51.00	19.75		
RQD % (PALMSTRÖM)	80				
VALORES					
VALORACION DEL MACIZO ROCOSO					
CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989)					
RANGO DE VALORES					
VALOR ESTIMADO					
PARAMETROS		R4	R5	R6	R3
1. RESIST. RQD (MPa)		4 - 10	4 - 10	> 10	1 - 2
2. INFACTA UCS (MPa)		100 - 250	100 - 250	> 250	25 - 50
3. RQD (%)		75 - 90	75 - 90	90 - 100	25 - 50
4. ESPACIAMIENTO (m)		0.6 - 2	0.6 - 2	> 2	0.06 - 0.2
5. PERSISTENCIA		1 - 3 m	1 - 3 m	< 1 m	> 20 m
6. CONDICION/APERTURA DE RUGOSIDAD		< 0.1 mm	< 0.1 mm	Cerrada	> 5 mm
7. RUGOSIDAD		Rugosa	Rugosa	Muy rugosa	Espejo de falla
8. RELLENO		Duro < 5mm	Duro < 5mm	Limpia	Swave > 5 mm
9. METEORIZACION		Lig. Meteor.	Lig. Meteor.	Sana	Descompuesta
10. AGUA SUBTERRANEA		Humedo	Humedo	Seco	Flujo
11. AJUSTE POR ORIENTACION		Favorable	Favorable	Muy Favorable	Muy Desfav.
VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) = 53					
CLASE DE MACIZO ROCOSO					
RMR					
DESCRIPCION					
III REGULAR					
CLASE III					
RMR ₉₀ (En condiciones secas) = 66					
GSI = RMR ₉₀ - 5 = 61					
RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DE LA EXCAVACION					
Direccion con el buzamiento					
Direccion contra el buzamiento					
RUMBO PARALELO AL EJE DE LA EXCAVACION					
Buzamiento 0°-20° Independiente del Rumbo					
CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)					
PARAMETROS					
1. RQD %		RQD		RANGO	
80		80 %		80 %	
2. NUMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES		Jn		3 Familias	
3. NUMERO DE RUGOSIDAD		Jr		B = Ondulada ligeramente rugosa	
4. NUMERO DE ALTERACION		Jw		D = Recub. de arcillas limpas o arenosas	
5. FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA		SRF		B = Flujo medio	
6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS		SRF		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m	
Q = (RQD/Jn) x (Jr/Jw) x (Jw/SRF)					
VALOR TOTAL Q = 1.17					
CLASE DE MACIZO ROCOSO					
Q					
DESCRIPCION					
EXTREMADAMENTE BUENA					
BUENA					
REGULAR					
MUY MALA					
EXTREMADAMENTE MALA					
MALA					
ROCA					
EXTREMADAMENTE BUENA					
BUENA					
REGULAR					
MUY MALA					
EXTREMADAMENTE MALA					
MALA					
OBSERVACIONES:					
ARENISCA LIMOSA					

TIPOS DE ROCAS

Lim	Li	Limos	Arc	Arcilla
Arc	Arenisca	Oxido	Bx	Brecha

ESTEREOGRAMA

FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO RMR, Q y GSI - TÚNEL DE DESVÍO PUMAMAYO

N° ESTACION		ORIENTACION DEL TUNEL		TRAMO		HASTA	
EG - 5		AZIMUT (°) 132		DESDE 0+065		0+072	
TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE ROCAS	
A		B		C		%	
Lim		Arc		50		%	
CARACTERÍSTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES							
FAMILIA 1		FAMILIA 2		FAMILIA 3		FAMILIA 4	
BUZ./DIR. BUZ		41/336		73/222			
ESPACIAMIENTO (cm)		12 13 11 10 16 13 12 14 10 12 11 14		11.75			
ESPAC. PROMEDIO (cm)		11.50		13.75			
RQD % (PALMSTRÖM)		49					
VALORES							
PARAMETROS							
PICO TA		R4		R3		R1	
1. RESIST. RQD (MPa)		4 - 10		1 - 2		Se prefiere UCS	
INFACTA UCS (MPa)		100 - 250 (12)		50 - 100 (7)		5 - 25 (2) 1 - 5 (1)	
2. RQD (%)		75 - 90 (17)		50 - 75 (13)		25 - 50 (8)	
3. ESPACIAMIENTO (m)		0.6 - 2 (15)		0.2 - 0.6 (10)		0.06 - 0.2 (8)	
PERSISTENCIA		1 - 3 m (4)		3 - 10 m (2)		10 - 20 m (1)	
4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS		Cerrada (6)		0.1 - 1.0 mm (4)		1 - 5 mm (1)	
RUGOSIDAD		Muy rugosa (6)		Lig. rugosa (5)		Lisa (3)	
RELLENO		Limpia (6)		Duro < 5mm (4)		Suave < 5 mm (2)	
METEORIZACION		Sana (6)		Lig. Meteor. (5)		Mod. Meteor. (3)	
5. AGUA SUBTERRANEA		Seco (15)		Humedo (10)		Mojado (7)	
6. AJUSTE POR ORIENTACION		Muy Favorab. (0)		Favorable (-2)		Regular (-5)	
VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =		28		CLASE DE MACIZO ROCOSO		CLASE IV	
RMR		100 - 81		80 - 61		60 - 41	
DESCRIPCION		I. MUY BUENA		II. BUENA		III. REGULAR	
RMR ₉₀ (En condiciones secas)		31		GSI		26	
RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DE LA EXCAVACION							
Buz		Bz		Bz		Bz	
4.5°-90°		20°-45°		45°-90°		20°-45°	
Muy Favorable		Favorable		Regular		Muy Desfavorable	
0		-2		-10		-12	
RUMBO PARALELO AL EJE DE LA EXCAVACION							
Buzamiento 0°-20°		Independiente del Rumbo		Regular		Destorable	
0		-5		-10		-10	
CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)							
PARAMETROS							
1. RQD %		RQD		RANGO		VALOR	
49		49 %		49 %		49	
2. NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES		Jn		3 Familias		9	
3. NÚMERO DE RUGOSIDAD		Jr		D = Ondulada pulida		1.5	
4. NÚMERO DE ALTERACION		Jw		D = Recub. de arcillas limosas o arenosas		3	
5. FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA		Jw		A = Flujo menor		1.00	
6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS		SRF		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m		5	
Q = (RQD/Jn) x (Jr/Jw) x (Jw/SRF)		VALOR TOTAL Q =		0.54		ROCA	
Q		1000 - 400		400 - 100		100 - 40	
EXCEPCIONALMENTE BUENA		EXTREMADAMENTE BUENA		BUENA		REGULAR	
1 - 0.1		0.1 - 0.01		0.01 - 0.001		EXCEPCIONALMENTE MALA	
MUY BUENA		MUY MALA		EXTREMADAMENTE MALA		MUY MALA	

TIPOS DE RELLENOS

Lim	Limos	Arc	Arcilla
Arc	Oxido	Bx	Brecha

ESTEREO GRAMA

OBSERVACIONES:

ARENISCA LIMOSA



FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO RMR, Q y GSI - TUNEL DE DESVIÓ PUMAMAYO

EG - 6			
N° ESTACION	ORIENTACION DEL TUNEL	TRAMO	HASTA
	AZIMUT (°)	DESDE	0+090
	173	0+072	0-090
TIPOS DE ROCAS			
A	B	C	%
Lim	Arc	50	50
CARACTERISTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES			
FAMILIA 1			
BUZ./ DIR. BUZ	51/280	78/043	71/181
ESPACIAMIENTO (cm)	20	18	16
ESPAC. PROMEDIO (cm)	19,00		20,50
RQD % (PALMSTRÖM)			
71			
TIPOS DE RELLENOS			
Lim	Li	Limos	Arc
Arc	Ox	Oxido	Bx
	Brecha	Brecha	Brecha

ESTEREO GRAMA

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> VALORACION DEL MACIZO ROCOSO </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989) </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> RANGO DE VALORES </td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;"> PARAMETROS </td> <td style="width: 50%;"> VALOR ESTIMADO </td> </tr> <tr> <td> 1. RESIST. ROKO (MPa) </td> <td style="text-align: center;"> R4 </td> </tr> <tr> <td> 2. RQD (%) </td> <td style="text-align: center;"> R5 </td> </tr> <tr> <td> 3. ESPACIAMIENTO (m) </td> <td style="text-align: center;"> R6 </td> </tr> <tr> <td> 4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS </td> <td style="text-align: center;"> R7 </td> </tr> <tr> <td> 5. AGUA SUBTERRANEA </td> <td style="text-align: center;"> R8 </td> </tr> <tr> <td> 6. AJUSTE POR ORIENTACION </td> <td style="text-align: center;"> R9 </td> </tr> <tr> <td> VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) = </td> <td style="text-align: center;"> 41 </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> CLASE DE MACIZO ROCOSO </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> RMR </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> DESCRIPCION </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> III REGULAR </td> </tr> </table>	VALORACION DEL MACIZO ROCOSO		CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989)		RANGO DE VALORES		PARAMETROS	VALOR ESTIMADO	1. RESIST. ROKO (MPa)	R4	2. RQD (%)	R5	3. ESPACIAMIENTO (m)	R6	4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS	R7	5. AGUA SUBTERRANEA	R8	6. AJUSTE POR ORIENTACION	R9	VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =	41	CLASE DE MACIZO ROCOSO		RMR		DESCRIPCION		III REGULAR		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> VALORACION DEL MACIZO ROCOSO </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989) </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> RANGO DE VALORES </td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;"> PARAMETROS </td> <td style="width: 50%;"> VALOR ESTIMADO </td> </tr> <tr> <td> 1. RESIST. ROKO (MPa) </td> <td style="text-align: center;"> R4 </td> </tr> <tr> <td> 2. RQD (%) </td> <td style="text-align: center;"> R5 </td> </tr> <tr> <td> 3. ESPACIAMIENTO (m) </td> <td style="text-align: center;"> R6 </td> </tr> <tr> <td> 4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS </td> <td style="text-align: center;"> R7 </td> </tr> <tr> <td> 5. AGUA SUBTERRANEA </td> <td style="text-align: center;"> R8 </td> </tr> <tr> <td> 6. AJUSTE POR ORIENTACION </td> <td style="text-align: center;"> R9 </td> </tr> <tr> <td> VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) = </td> <td style="text-align: center;"> 41 </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> CLASE DE MACIZO ROCOSO </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> RMR </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> DESCRIPCION </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> III REGULAR </td> </tr> </table>	VALORACION DEL MACIZO ROCOSO		CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989)		RANGO DE VALORES		PARAMETROS	VALOR ESTIMADO	1. RESIST. ROKO (MPa)	R4	2. RQD (%)	R5	3. ESPACIAMIENTO (m)	R6	4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS	R7	5. AGUA SUBTERRANEA	R8	6. AJUSTE POR ORIENTACION	R9	VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =	41	CLASE DE MACIZO ROCOSO		RMR		DESCRIPCION		III REGULAR	
VALORACION DEL MACIZO ROCOSO																																																													
CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989)																																																													
RANGO DE VALORES																																																													
PARAMETROS	VALOR ESTIMADO																																																												
1. RESIST. ROKO (MPa)	R4																																																												
2. RQD (%)	R5																																																												
3. ESPACIAMIENTO (m)	R6																																																												
4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS	R7																																																												
5. AGUA SUBTERRANEA	R8																																																												
6. AJUSTE POR ORIENTACION	R9																																																												
VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =	41																																																												
CLASE DE MACIZO ROCOSO																																																													
RMR																																																													
DESCRIPCION																																																													
III REGULAR																																																													
VALORACION DEL MACIZO ROCOSO																																																													
CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989)																																																													
RANGO DE VALORES																																																													
PARAMETROS	VALOR ESTIMADO																																																												
1. RESIST. ROKO (MPa)	R4																																																												
2. RQD (%)	R5																																																												
3. ESPACIAMIENTO (m)	R6																																																												
4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS	R7																																																												
5. AGUA SUBTERRANEA	R8																																																												
6. AJUSTE POR ORIENTACION	R9																																																												
VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =	41																																																												
CLASE DE MACIZO ROCOSO																																																													
RMR																																																													
DESCRIPCION																																																													
III REGULAR																																																													
RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DE LA EXCAVACION																																																													
0	-5	-10	-12																																																										
CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)																																																													
PARAMETROS																																																													
1. RQD %	RQD	RANGO																																																											
71	71	71 %																																																											
PARAMETROS																																																													
2. NUMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	Jn	3 Familias																																																											
PARAMETROS																																																													
3. NUMERO DE RUGOSIDAD	Jr	C = Ondulada ligeramente rugosa																																																											
PARAMETROS																																																													
4. NUMERO DE ALITERACION	Jw	D = Recub. de arcillas limosas o arenosas																																																											
PARAMETROS																																																													
5. FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA	SRF	A = Flujos menor																																																											
PARAMETROS																																																													
6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS	SRF	C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m																																																											
PARAMETROS																																																													
VALOR TOTAL Q =																																																													
1,05																																																													
ROCA																																																													

OBSERVACIONES:
ARENISCA LIMOSA

FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO RMR, Q y GSI - TÚNEL DE DESVÍO PUMAMAYO

<p>Nº ESTACION</p> <p style="font-size: 24px; font-weight: bold; color: blue;">EG - 7</p>		<p>ORIENTACION DEL TUNEL</p> <p>AZIMUT (°) 180</p> <p>BUZAMIENTO (°) 1 (-0.45°)</p>		<p>TRAMO</p> <p>DESDE 0+090</p> <p>HASTA 0+100</p>		<p>FREC. DISCON.</p> <p>DISC. / ml.</p>																																																							
<p>TIPOS DE ROCAS</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 5%;">A</td> <td style="width: 5%;">%</td> <td style="width: 5%;">B</td> <td style="width: 5%;">%</td> <td style="width: 5%;">C</td> <td style="width: 5%;">%</td> </tr> <tr> <td>Lim</td> <td>50</td> <td>Arc</td> <td>50</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		A	%	B	%	C	%	Lim	50	Arc	50			<p>FAMILIA 1</p> <p>49/267</p>		<p>FAMILIA 2</p> <p>83/060</p>		<p>FAMILIA 3</p> <p>68/175</p>		<p>FAMILIA 4</p>																																									
A	%	B	%	C	%																																																								
Lim	50	Arc	50																																																										
<p>CARACTERISTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;">BUZ./DIR. BUZ.</td> <td style="width: 10%;">17</td> <td style="width: 10%;">18</td> <td style="width: 10%;">22</td> <td style="width: 10%;">15</td> <td style="width: 10%;">19</td> <td style="width: 10%;">20</td> <td style="width: 10%;">23</td> <td style="width: 10%;">18</td> <td style="width: 10%;">16</td> <td style="width: 10%;">17</td> <td style="width: 10%;">19</td> </tr> <tr> <td>ESPACIAMIENTO (cm)</td> <td colspan="11">20.00</td> </tr> <tr> <td>ESPAC. PROMEDIO (cm)</td> <td colspan="11">19.25</td> </tr> <tr> <td>RQD % (PALMSTRÖM)</td> <td colspan="11" style="text-align: center;">70</td> </tr> </table>		BUZ./DIR. BUZ.	17	18	22	15	19	20	23	18	16	17	19	ESPACIAMIENTO (cm)	20.00											ESPAC. PROMEDIO (cm)	19.25											RQD % (PALMSTRÖM)	70											<p>TIPOS DE RELLENOS</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 5%;">Lim</td> <td style="width: 5%;">Limos</td> <td style="width: 5%;">Arc</td> <td style="width: 5%;">Arcilla</td> </tr> <tr> <td>Arc</td> <td></td> <td>Oxido</td> <td>Brecha</td> </tr> </table>		Lim	Limos	Arc	Arcilla	Arc		Oxido	Brecha	<p>ESTEREOGRAMA</p>	
BUZ./DIR. BUZ.	17	18	22	15	19	20	23	18	16	17	19																																																		
ESPACIAMIENTO (cm)	20.00																																																												
ESPAC. PROMEDIO (cm)	19.25																																																												
RQD % (PALMSTRÖM)	70																																																												
Lim	Limos	Arc	Arcilla																																																										
Arc		Oxido	Brecha																																																										
<p>TIPOS DE ROCAS</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 5%;">Lim</td> <td style="width: 5%;">Limonita</td> <td style="width: 5%;">Ox</td> <td style="width: 5%;">Arenisca</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		Lim	Limonita	Ox	Arenisca					<p>TIPOS DE RELLENOS</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 5%;">Lim</td> <td style="width: 5%;">Limos</td> <td style="width: 5%;">Arc</td> <td style="width: 5%;">Arcilla</td> </tr> <tr> <td>Arc</td> <td></td> <td>Oxido</td> <td>Brecha</td> </tr> </table>		Lim	Limos	Arc	Arcilla	Arc		Oxido	Brecha	<p>ESTEREOGRAMA</p>																																									
Lim	Limonita	Ox	Arenisca																																																										
Lim	Limos	Arc	Arcilla																																																										
Arc		Oxido	Brecha																																																										
<p>OBSERVACIONES:</p> <p>ARENISCA LIMOSA</p>		<p>VALORACION:</p> <p>ROCA</p>		<p>VALORACION:</p> <p>ROCA</p>		<p>VALORACION:</p> <p>ROCA</p>		<p>VALORACION:</p> <p>ROCA</p>																																																					



FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO RMR, Q y GSI - TÚNEL DE DESVÍO PUMAMAYO

Nº ESTACION	ORIENTACION DEL TUNEL		TRAMO		HASTA	FREC. DISCON.																				
	AZIMUT (°)	BUZAMIENTO (%)	DESDE	HASTA																						
EG - 8	180	1 (-0.45°)	0+100	0+140																						
A	TIPOS DE ROCAS																									
	%	B	C	%																						
Lim	100																									
CARACTERÍSTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES																										
		FAMILIA 1		FAMILIA 2		FAMILIA 3																				
BUZ./DIR. BUZ	48/291	80/192		67/057																						
ESPACIAMIENTO (cm)	11 9.5 13 12 16 13 9 11 12 14 16 11																									
ESPAC. PROMEDIO (cm)	11.38	12.25		13.25																						
ROD % (PALMS TRÖM)	49																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="4">TIPOS DE RELLENOS</th> </tr> <tr> <th>Lim</th> <th>Li</th> <th>Limos</th> <th>Arc</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>Arcilla</td> </tr> <tr> <td>Arc</td> <td>Arenisca</td> <td>Oxido</td> <td>Bx</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>Brecha</td> </tr> </tbody> </table>							TIPOS DE RELLENOS				Lim	Li	Limos	Arc				Arcilla	Arc	Arenisca	Oxido	Bx				Brecha
TIPOS DE RELLENOS																										
Lim	Li	Limos	Arc																							
			Arcilla																							
Arc	Arenisca	Oxido	Bx																							
			Brecha																							
ESTEREO GRAMA																										
OBSERVACIONES: LIMOLITA																										

VALORACION DEL MACIZO ROCOSO									
CLASIFICACION RMR DE BENSINWSKI (1989)									
RANGO DE VALORES									
PARAMETROS					VALOR ESTIMADO				
PICOTA	R4	R3	R2	R1					
1. RESIST. ROCA (MPa)	4-10	1-2							
2. RESIST. UNIFACTA UCS (MPa)	100-250 (12)	25-50 (7)	5-25 (2)	1-5 (1)					
3. ESPACIAMIENTO (m)	0.6-2 (15)	0.2-0.6 (10)	0.06-0.2 (8)	<0.06 (5)					
4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS	<1 m (6)	1-3 m (4)	3-10 m (2)	>20 m (0)					
5. METEORIZACION	Cerrada (6)	<0.1 mm (5)	0.1-1.0 mm (4)	1-5 mm (1)					
6. AJUSTE POR ORIENTACION	Muy rugosa (6)	Rugosa (5)	Lig. rugosa (3)	Lisa (1)					
	Limpia (6)	Duro < 5mm (4)	Mod. Meteor. (2)	Suave > 5 mm (0)					
	Suma (6)	Lig. Meteor. (5)	Muy Meteor. (1)	Descompuesta (0)					
	Seco (15)	Humedo (10)	Mojado (7)	Gotando (4)					
	Muy Favorab. (0)	Favorable (-2)	Regular (-5)	Desfavorable (-10)					
VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =					26				
CLASE DE MACIZO ROCOSO									
RMR					60 - 41				
DESCRIPCION					III REGULAR				
					IV. MALA				
					V. MUY MALA				

PARAMETROS		RANGO		VALOR	
1. ROD %	49	ROD	49 %		49
2. NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	3	Jr	3 Familias		9
3. NÚMERO DE RUGOSIDAD	2.0	D	D = Ondulada ligeramente rugosa		2.0
4. NÚMERO DE ALITERACION	1.00	D	D = Recub. de arcillas limosas o arenosas		3
5. FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA	1.00	A	A = Filjo menor		1.00
6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS	5	C	C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m		5
Q = (ROD/Jr) x (D/A) x (Uw/SRF)				VALOR TOTAL Q = 0.72	
CLASE DE MACIZO ROCOSO					
Q	1000-400	400-100	100-40	40-10	10-4-0
DESCRIPCION	EXCEPCIONALMENTE BUENA	EXTREMADAMENTE BUENA	MUY BUENA	BUENA	REGULAR
					MALA
					EXCEPCIONALMENTE MALA
					MUY MALA
					EXTREMADAMENTE MALA
VALORACIONES					
ROCA					
MUY MALA					
MALA					
EXCEPCIONALMENTE MALA					
MUY MALA					
MALA					
EXCEPCIONALMENTE MALA					
MUY MALA					
MALA					

PARAMETROS		RANGO		VALOR	
1. ROD %	49	ROD	49 %		49
2. NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	3	Jr	3 Familias		9
3. NÚMERO DE RUGOSIDAD	2.0	D	D = Ondulada ligeramente rugosa		2.0
4. NÚMERO DE ALITERACION	1.00	D	D = Recub. de arcillas limosas o arenosas		3
5. FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA	1.00	A	A = Filjo menor		1.00
6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS	5	C	C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m		5
Q = (ROD/Jr) x (D/A) x (Uw/SRF)				VALOR TOTAL Q = 0.72	
CLASE DE MACIZO ROCOSO					
Q	1000-400	400-100	100-40	40-10	10-4-0
DESCRIPCION	EXCEPCIONALMENTE BUENA	EXTREMADAMENTE BUENA	MUY BUENA	BUENA	REGULAR
					MALA
					EXCEPCIONALMENTE MALA
					MUY MALA
					EXTREMADAMENTE MALA
VALORACIONES					
ROCA					
MUY MALA					
MALA					
EXCEPCIONALMENTE MALA					
MUY MALA					
MALA					
EXCEPCIONALMENTE MALA					
MUY MALA					
MALA					

N° ESTACION		ORIENTACION DEL TUNEL		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO																																									
EG - 9		AZIMUT (°)	BUZAMIENTO (%)	DESDE	HASTA	CLASIFICACION RMR DE BENSIAWSKI (1989)																																									
		180	1 (-0.45°)	0+140	0+168	RANGO DE VALORES																																									
		TIPOS DE ROCAS		FREC. DISCON.		VALOR ESTIMADO																																									
A	%	B	%	C	%	R4	R2																																								
Lim	50	Arc	50			1-2	R1																																								
		CARACTERISTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES		FAMILIA 4		R5	R3																																								
		FAMILIA 1		FAMILIA 2		Rango de valores																																									
		FAMILIA 3		FAMILIA 4																																											
		FAMILIA 4		FAMILIA 5																																											
		FAMILIA 5		FAMILIA 6																																											
		FAMILIA 6		FAMILIA 7																																											
		FAMILIA 7		FAMILIA 8																																											
		FAMILIA 8		FAMILIA 9																																											
		FAMILIA 9		FAMILIA 10																																											
		FAMILIA 10		FAMILIA 11																																											
		FAMILIA 11		FAMILIA 12																																											
		FAMILIA 12		FAMILIA 13																																											
		FAMILIA 13		FAMILIA 14																																											
		FAMILIA 14		FAMILIA 15																																											
		FAMILIA 15		FAMILIA 16																																											
		FAMILIA 16		FAMILIA 17																																											
		FAMILIA 17		FAMILIA 18																																											
		FAMILIA 18		FAMILIA 19																																											
		FAMILIA 19		FAMILIA 20																																											
		FAMILIA 20		FAMILIA 21																																											
		FAMILIA 21		FAMILIA 22																																											
		FAMILIA 22		FAMILIA 23																																											
		FAMILIA 23		FAMILIA 24																																											
		FAMILIA 24		FAMILIA 25																																											
		FAMILIA 25		FAMILIA 26																																											
		FAMILIA 26		FAMILIA 27																																											
		FAMILIA 27		FAMILIA 28																																											
		FAMILIA 28		FAMILIA 29																																											
		FAMILIA 29		FAMILIA 30																																											
		FAMILIA 30		FAMILIA 31																																											
		FAMILIA 31		FAMILIA 32																																											
		FAMILIA 32		FAMILIA 33																																											
		FAMILIA 33		FAMILIA 34																																											
		FAMILIA 34		FAMILIA 35																																											
		FAMILIA 35		FAMILIA 36																																											
		FAMILIA 36		FAMILIA 37																																											
		FAMILIA 37		FAMILIA 38																																											
		FAMILIA 38		FAMILIA 39																																											
		FAMILIA 39		FAMILIA 40																																											
		FAMILIA 40		FAMILIA 41																																											
		FAMILIA 41		FAMILIA 42																																											
		FAMILIA 42		FAMILIA 43																																											
		FAMILIA 43		FAMILIA 44																																											
		FAMILIA 44		FAMILIA 45																																											
		FAMILIA 45		FAMILIA 46																																											
		FAMILIA 46		FAMILIA 47																																											
		FAMILIA 47		FAMILIA 48																																											
		FAMILIA 48		FAMILIA 49																																											
		FAMILIA 49		FAMILIA 50																																											
BUZ./DIR. BUZ	53/297	78/202			67/045																																										
ESPACIAMIENTO (cm)	21	19	16	17	16	19	21																																								
ESPAC. PROMEDIO (cm)	18.25		19.00		18.25																																										
ROD % (PALMS/TRM)	69																																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">TIPOS DE RELLENOS</th> </tr> <tr> <th>Lim</th> <th>Limollia</th> <th>Li</th> <th>Limos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td>Arc</td> <td>Arc</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Oxido</td> <td>Bx</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Arc</td> <td>Brecha</td> </tr> </tbody> </table>								TIPOS DE RELLENOS				Lim	Limollia	Li	Limos			Arc	Arc			Oxido	Bx			Arc	Brecha																				
TIPOS DE RELLENOS																																															
Lim	Limollia	Li	Limos																																												
		Arc	Arc																																												
		Oxido	Bx																																												
		Arc	Brecha																																												
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div> <p>ESTEREO GRAMA</p> </div> <div> </div> </div>																																															
<p>OBSERVACIONES: ARENISCA LIMOSA</p>																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">VALORACIONES:</th> </tr> <tr> <th>DESCRIPCION</th> <th>EXCEPCIONALMENTE BUENA</th> <th>MUY BUENA</th> <th>BUENA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Q</td> <td>1000 - 400</td> <td>400 - 100</td> <td>100 - 40</td> </tr> <tr> <td>ROD %</td> <td>69</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES</td> <td>3 Familias</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>NÚMERO DE ALITERACION</td> <td>D = Ondulada ligeramente rugosa</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA</td> <td>D = Recub. de arcillas limosas o arenosas</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS</td> <td>A = Flujo menor</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Q = (ROD/In) x (W/Id) x (Uw/SRF)</td> <td>C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="4">VALOR TOTAL Q = 1.08</td> </tr> </tbody> </table>								VALORACIONES:				DESCRIPCION	EXCEPCIONALMENTE BUENA	MUY BUENA	BUENA	Q	1000 - 400	400 - 100	100 - 40	ROD %	69			NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	3 Familias			NÚMERO DE ALITERACION	D = Ondulada ligeramente rugosa			FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA	D = Recub. de arcillas limosas o arenosas			FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS	A = Flujo menor			Q = (ROD/In) x (W/Id) x (Uw/SRF)	C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m			VALOR TOTAL Q = 1.08			
VALORACIONES:																																															
DESCRIPCION	EXCEPCIONALMENTE BUENA	MUY BUENA	BUENA																																												
Q	1000 - 400	400 - 100	100 - 40																																												
ROD %	69																																														
NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	3 Familias																																														
NÚMERO DE ALITERACION	D = Ondulada ligeramente rugosa																																														
FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA	D = Recub. de arcillas limosas o arenosas																																														
FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS	A = Flujo menor																																														
Q = (ROD/In) x (W/Id) x (Uw/SRF)	C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m																																														
VALOR TOTAL Q = 1.08																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)</th> </tr> <tr> <th>RANGO</th> <th>VALOR</th> <th colspan="2">RANGO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>69 %</td> <td></td> <td>3 Familias</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2.0</td> <td></td> <td>D = Ondulada ligeramente rugosa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1.00</td> <td></td> <td>A = Flujo menor</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1.08</td> <td></td> <td>C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>								CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)				RANGO	VALOR	RANGO		69 %		3 Familias		2.0		D = Ondulada ligeramente rugosa		1.00		A = Flujo menor		1.08		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m																	
CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)																																															
RANGO	VALOR	RANGO																																													
69 %		3 Familias																																													
2.0		D = Ondulada ligeramente rugosa																																													
1.00		A = Flujo menor																																													
1.08		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m																																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">CLASIFICACION RMR DE BENSIAWSKI (1989)</th> </tr> <tr> <th>RANGO DE VALORES</th> <th>VALOR ESTIMADO</th> <th colspan="2">RANGO DE VALORES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>40</td> <td></td> <td>3 Familias</td> <td></td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td></td> <td>D = Ondulada ligeramente rugosa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>10</td> <td></td> <td>A = Flujo menor</td> <td></td> </tr> <tr> <td>12</td> <td></td> <td>C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>								CLASIFICACION RMR DE BENSIAWSKI (1989)				RANGO DE VALORES	VALOR ESTIMADO	RANGO DE VALORES		40		3 Familias		IV		D = Ondulada ligeramente rugosa		10		A = Flujo menor		12		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m																	
CLASIFICACION RMR DE BENSIAWSKI (1989)																																															
RANGO DE VALORES	VALOR ESTIMADO	RANGO DE VALORES																																													
40		3 Familias																																													
IV		D = Ondulada ligeramente rugosa																																													
10		A = Flujo menor																																													
12		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m																																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">CLASIFICACION RMR DE BENSIAWSKI (1989)</th> </tr> <tr> <th>RANGO DE VALORES</th> <th>VALOR ESTIMADO</th> <th colspan="2">RANGO DE VALORES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>40</td> <td></td> <td>3 Familias</td> <td></td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td></td> <td>D = Ondulada ligeramente rugosa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>10</td> <td></td> <td>A = Flujo menor</td> <td></td> </tr> <tr> <td>12</td> <td></td> <td>C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>								CLASIFICACION RMR DE BENSIAWSKI (1989)				RANGO DE VALORES	VALOR ESTIMADO	RANGO DE VALORES		40		3 Familias		IV		D = Ondulada ligeramente rugosa		10		A = Flujo menor		12		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m																	
CLASIFICACION RMR DE BENSIAWSKI (1989)																																															
RANGO DE VALORES	VALOR ESTIMADO	RANGO DE VALORES																																													
40		3 Familias																																													
IV		D = Ondulada ligeramente rugosa																																													
10		A = Flujo menor																																													
12		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m																																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =</th> </tr> <tr> <th>RMR</th> <th>DESCRIPCION</th> <th colspan="2">VALOR TOTAL RMR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>40</td> <td></td> <td>60 - 41</td> <td></td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td></td> <td>40 - 21</td> <td></td> </tr> <tr> <td>10</td> <td></td> <td>10 - 0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>12</td> <td></td> <td>V. MUY MALA</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>								VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =				RMR	DESCRIPCION	VALOR TOTAL RMR		40		60 - 41		IV		40 - 21		10		10 - 0		12		V. MUY MALA																	
VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =																																															
RMR	DESCRIPCION	VALOR TOTAL RMR																																													
40		60 - 41																																													
IV		40 - 21																																													
10		10 - 0																																													
12		V. MUY MALA																																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =</th> </tr> <tr> <th>RMR₉₀ (En condiciones secas)</th> <th>GSI</th> <th colspan="2">VALOR TOTAL RMR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>43</td> <td></td> <td>60 - 41</td> <td></td> </tr> <tr> <td>38</td> <td></td> <td>40 - 21</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>10 - 0</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>V. MUY MALA</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>								VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =				RMR ₉₀ (En condiciones secas)	GSI	VALOR TOTAL RMR		43		60 - 41		38		40 - 21				10 - 0				V. MUY MALA																	
VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =																																															
RMR ₉₀ (En condiciones secas)	GSI	VALOR TOTAL RMR																																													
43		60 - 41																																													
38		40 - 21																																													
		10 - 0																																													
		V. MUY MALA																																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =</th> </tr> <tr> <th>RMR₉₀ (En condiciones secas)</th> <th>GSI</th> <th colspan="2">VALOR TOTAL RMR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>43</td> <td></td> <td>60 - 41</td> <td></td> </tr> <tr> <td>38</td> <td></td> <td>40 - 21</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>10 - 0</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>V. MUY MALA</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>								VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =				RMR ₉₀ (En condiciones secas)	GSI	VALOR TOTAL RMR		43		60 - 41		38		40 - 21				10 - 0				V. MUY MALA																	
VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =																																															
RMR ₉₀ (En condiciones secas)	GSI	VALOR TOTAL RMR																																													
43		60 - 41																																													
38		40 - 21																																													
		10 - 0																																													
		V. MUY MALA																																													

FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO RMR, Q y GSI - TÚNEL DE DESVÍO PUMAMAYO

N° ESTACION		ORIENTACION DEL TUNEL		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO		
EG - 11		AZIMUT (°)		DESD E		CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989)		
		211		0+175		RANGO DE VALORES		
Lim		TIPOS DE ROCAS		VALOR ESTIMADO		VALORES		
		B Arc 50		FAMILIA 4		R2 R1		
BUZ./DIR. BUZ				63/180				
ESPACIAMIENTO (cm)				12 13 11 13 12 13 14 10 15 18 23 21				
ESPAC. PROMEDIO (cm)				12.25				
RQD % (PALMSTRÖM)				56				
TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE RELLENOS						
Lim	Limpia	Li	Limos	Arc	Arcilla			
Arc	Arenisca	Ox	Oxido	Bx	Brecha			

VALORES		VALORES	
RANGO DE VALORES		VALOR ESTIMADO	
1. RESIST. ROCK. UCS (MPa)	4 - 10	R4	R1
2. RQD (%)	100 - 250	2 - 4	Se prefere UCS
3. ESPACIAMIENTO (m)	75 - 90	50 - 100	5 - 25 (2) 1 - 5 (1)
4. CONDICION/APERTURA DE JUNTAS	0.6 - 2	50 - 75	25 - 50
5. RUGOSIDAD	1 - 3 m	0.2 - 0.6	0.06 - 0.2
6. RELENO	Cerrada	3 - 10 m	< 20 m
7. METEORIZACION	Muy rugosa	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm
8. AGUA SUBTERRANEA	Limpia	Duro < 5 mm	Espejo de falla
9. AJUSTE POR ORIENTACION	Seca	Mod. Meteor. (2)	Suave > 5 mm
10. Ajuste por orientación	Humedo	Mod. Meteor. (1)	Descompuesta (0)
11. Favorable	Favorable (-2)	Mojado	Flujo
12. Desfavorable (-10)	Desfavorable (-5)	Regular	Muy Desfav. (-12)
13. Desfavorable (-10)	Desfavorable (-5)	Regular	Muy Desfav. (-12)

CLASE DE MACIZO ROCOSO		VALOR TOTAL RMR (suma de valoración 1 a 6) =	
RMR	100 - 81	60 - 41	37
DESCRIPCION	I. MUY BUENA	III REGULAR	CLASE IV
			40 - 21
			IV. MALA
			V. MUY MALA

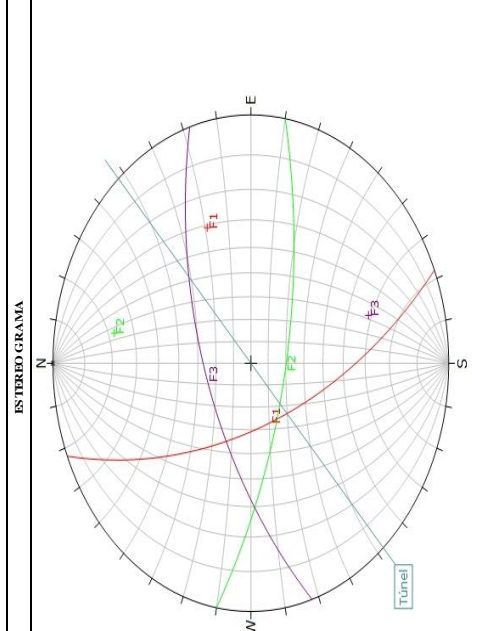
RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DE LA EXCAVACION		RUMBO PARALELO AL EJE DE LA EXCAVACION	
Dirección con el buzamiento		Buzamiento 0°-20° Independiente del Rumbo	
Bz	Bz	Bz	Bz
45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°
Muy Favorable	Favorable	Regular	Regular
0	-2	-10	-5

CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)		VALOR	
PARAMETROS		RANGO	
1. RQD %	RQD	56 %	56
2. NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	Fr	3 Familias	9
3. NÚMERO DE RUGOSIDAD	Jr	D = Ondulada pulida	1.5
4. NÚMERO DE ALTERACION	Jw	D = Recub. arcillas limosas o arenosas	3
5. FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA	SRF	B = Filjo medio	0.66
6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m	5
Q = (RQD/Dr) x (Fr/Jr) x (Jw/SRF)		VALOR TOTAL Q =	0.41

OBSERVACIONES:	
ARENISCA LIMOSA	

ESTEREO GRAMA

N° ESTACION		ORIENTACION DEL TUNEL		TRAMO		VALORACION DRE MACIZO ROCOSO	
EG - 12		AZIMUT (°)	BUZAMIENTO (%)	DESDE	HASTA	CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989)	
		228	1 (-0.45°)	0+185	0+195	RANGO DE VALORES	
		TIPOS DE ROCAS				VALOR ESTIMADO	
A	%	B	%	C	%	R4	R1
Lim	100					2 - 4	
		CARACTERISTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES				R5	
		FAMILIA 1		FAMILIA 2		FAMILIA 3	
		61/248		70/190		64/342	
		12 13 11 9 10 6 12 9 10 13 12		9,25		11,67	
		11,25		9,25		89	
		RQD % (PALMSTRÖM)					
		TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE RELENOS		VALOR TOTAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =	
Lim	Limolita	Li	Limos	Ac	Arcilla	29	
Ac	Arenisca	Ox	Oxido	Bx	Brecha		
		CLASE DE MACIZO ROCOSO		DESCRIPCION		CLASE	
		RMR		I MUY BUENA		IV MALA	
		80 - 61		II BUENA		V MUY MALA	
		100 - 81		III REGULAR			
		60 - 41		IV MALA			
		20 - 0		V MUY MALA			
		RMR ₉₀ (En condiciones secas)				32	
		GSI = RMR ₉₀ - 5				27	
		RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DE LA EXCAVACION		RUMBO PARALELO AL EJE DE LA EXCAVACION		Buzamiento	
		Direccion con el Buzamiento		Direccion contra el buzamiento		0°-20°	
		Bz		Bz		Independiente del Rumbo	
		20°-45°		20°-45°			
		45°-90°		45°-90°			
		Muy Favorable		Favorable			
		0		-2			
		-2		-10			
		-10		-12			
		-12		-5			
		CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)		RANGO		VALOR	
		PARAMETROS		RQD		89 %	
		1. RQD %		Jn		9	
		2. NUMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES		Jr		89	
		3. NUMERO DE RUGOSIDAD		Jw		3 Familias	
		4. NUMERO DE ALTERACION		SRF		1.5	
		5. FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA DE AGUA				3	
		6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS				0.66	
		Q = (RQD/Jn) x (Jr/Jw) x (Sw/SRF)				5	
		VALOR TOTAL Q =				0.65	
		CLASE DE MACIZO ROCOSO		DESCRIPCION		VALOR	
		1000 - 400		EXCEPCIONALMENTE BUENA		89	
		400 - 100		MUY BUENA		9	
		100 - 40		BUENA		89	
		40 - 10		REGULAR		1.5	
		10 - 4.0		MALA		3	
		4.0 - 1.0		EXTREMADAMENTE MALA		0.66	
		1.0 - 0.01		EXCEPCIONALMENTE MALA		5	
		0.01 - 0.001		MALA		0.65	
		RUMBO TOTAL Q =				ROCA	
		Q = (RQD/Jn) x (Jr/Jw) x (Sw/SRF)				MUY MALA	
		VALOR TOTAL Q =				MALA	



N° ESTACION		ORIENTACION DEL TUNEL		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO	
EG - 13		AZIMUT (°)	BUZAMIENTO (%)	DESDE	HASTA	CLASIFICACION RMR DE BIENIASWSKI (1989)	
		238	1 (-0.45°)	0+195	0+212	RANGO DE VALORES	
TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE RELENOS		VALOR ESTIMADO			
A	%	B	%	R6	R5	R4	R3
Lim	100			> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2
CARACTERISTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES		FAMILIA 1		FAMILIA 2		FAMILIA 3	
		FAMILIA 1		FAMILIA 2		FAMILIA 3	
BUZ./DIR. BUZ		59/336		49/265		68/030	
ESPACIAMIENTO (cm)		18 22 20 23 20 21 23 19 19 21 20 22					
ESPAC. PROMEDIO (cm)		20.75		20.75		20.50	
RQD % (PALMSTRÖM)		74					
TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE RELENOS		VALOR TO TAL RMR (Suma de valoración 1 a 6) =			
Lim	Limolita	Li	Limos	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21
Arc	Arenisca	Ox	Oxido	I. MUY BUENA	II. BUENA	III. REGULAR	IV. MALA
				CLASE DE MACIZO ROCOSO			
				RMR			
				DESCRIPCION			
				I. MUY BUENA			
				II. BUENA			
				III. REGULAR			
				IV. MALA			
				V. MUY MALA			
				RMR ₉₀ (En condiciones secas)			
				GSI = RMR ₉₀ - 5			
				GSI			
				RANGO			
				74 %			
				3 Familias			
				D = Ondulada pulida			
				D = Recub. arcillas limosas o arenosas			
				B = Flujo medio			
				C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m			
				VALOR TO TAL Q =			
				0.54			
				ROCA			
				MUY MALA			
				EXCEPCIONALMENTE MALA			

RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DE LA EXCAVACION		RUMBO PARALELO AL EJE DE LA EXCAVACION	
Direccion con el buzamiento		Direccion contra el buzamiento	
Bz	Bz	Bz	Bz
45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°
Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable
0	-2	-10	-5
CLASIFICACION Q DE BARTON (2007)			
PARAMETROS			
RANGO		RANGO	
74 %		74 %	
3 Familias		3 Familias	
D = Ondulada pulida		D = Ondulada pulida	
D = Recub. arcillas limosas o arenosas		D = Recub. arcillas limosas o arenosas	
B = Flujo medio		B = Flujo medio	
C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m		C = Zonas de debilidad con arcillas ≤ 50 m	
VALOR TO TAL Q =			
0.54			

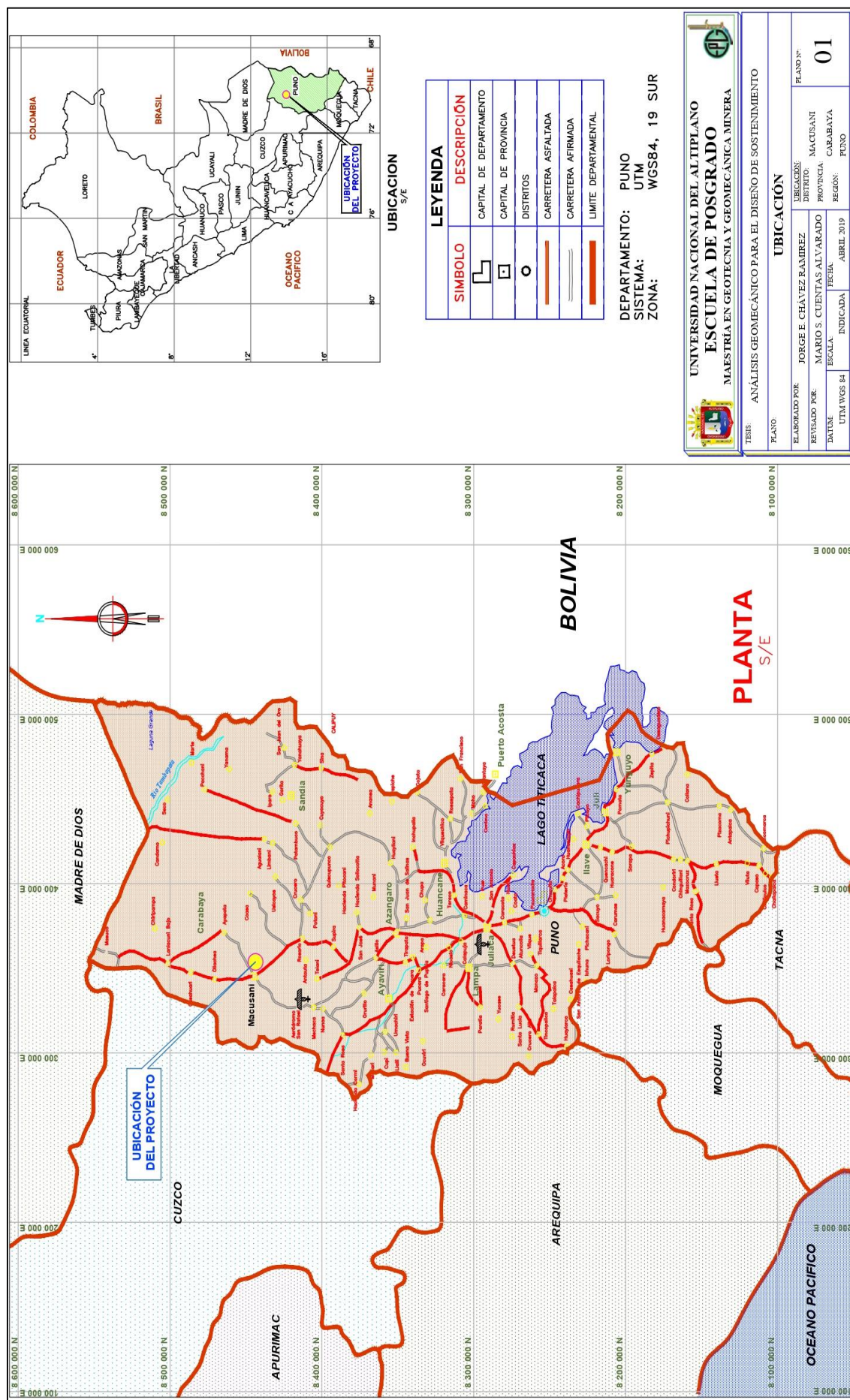
ESTEREO GRAMA	

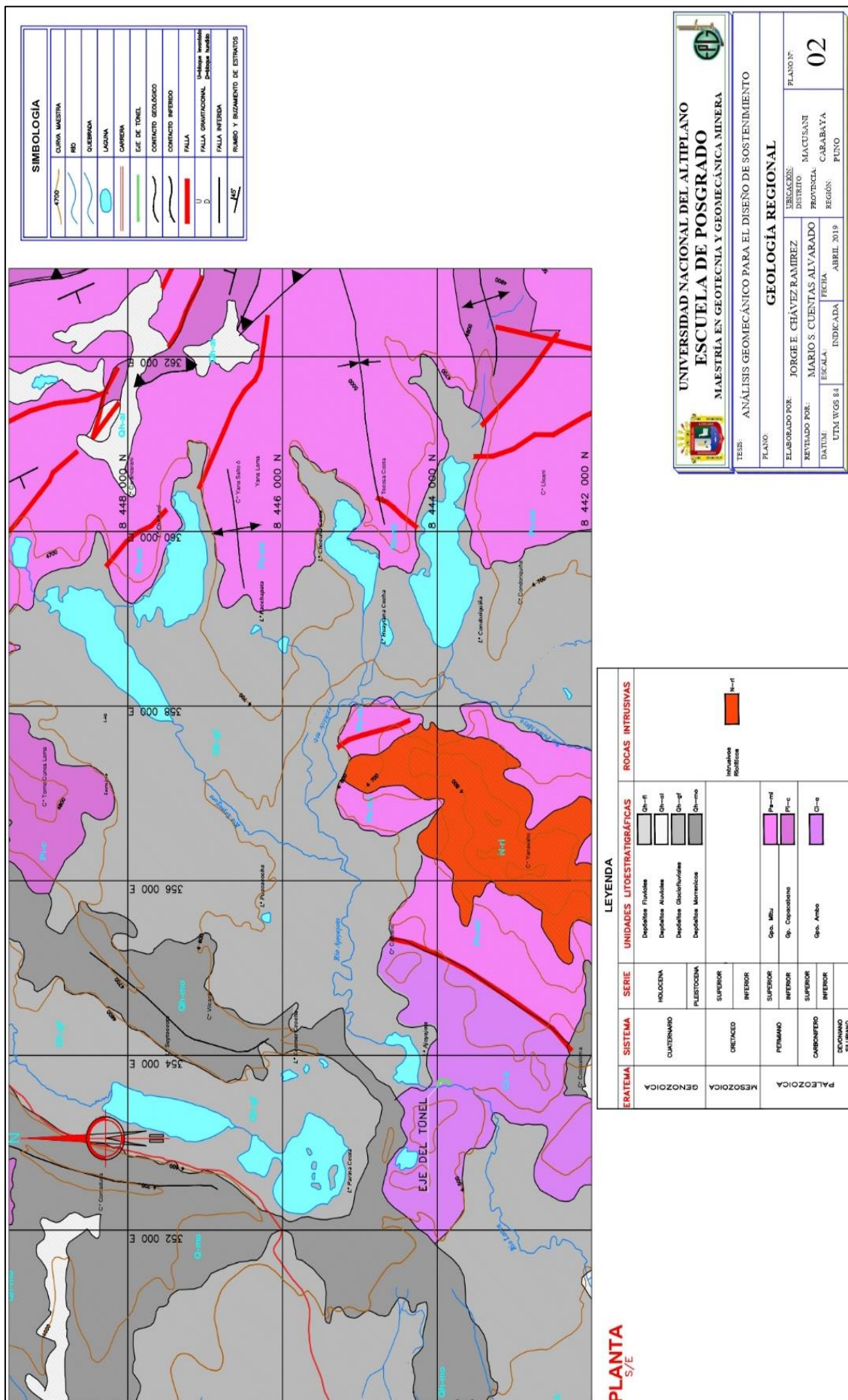
TIPOS DE ROCAS		TIPOS DE RELENOS	
Lim	Limolita	Li	Limos
Arc	Arenisca	Ox	Oxido
		Bx	Brecha
		Arc	Arcilla
		Bx	Brecha

OBSERVACIONES:	
LIMOLITAS	



Anexo 5. Planos





SIMBOLOGIA

	CURVA INVERSA
	RIO
	CUERPODA
	LAGUNA
	CERRADA
	EJE DE TUNEL
	CONTACTO GEOLOGICO
	CONTACTO INFERIOR
	FALLA
	FALLA INVERTIDA
	RUMBO Y ESDRIZAMIENTO DE ESTRATOS

LEYENDA

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOSTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS												
GENEOZICA	CUATERNARIO	HOLOCENO	<table border="1"> <tr><td></td><td>Qh-f1</td></tr> <tr><td></td><td>Qh-f2</td></tr> <tr><td></td><td>Qh-f3</td></tr> <tr><td></td><td>Qh-f4</td></tr> </table>		Qh-f1		Qh-f2		Qh-f3		Qh-f4	<table border="1"> <tr><td></td><td>Intrusivos</td></tr> <tr><td></td><td>Rofolitos</td></tr> </table>		Intrusivos		Rofolitos
			Qh-f1													
	Qh-f2															
	Qh-f3															
	Qh-f4															
	Intrusivos															
	Rofolitos															
MESOZOICA	CRETACEO	PLUÍSTOGENA SUPERIOR	<table border="1"> <tr><td></td><td>Depósitos Fluviales</td></tr> <tr><td></td><td>Depósitos Aluviales</td></tr> <tr><td></td><td>Depósitos Glacioluviales</td></tr> <tr><td></td><td>Depósitos Marinos</td></tr> </table>		Depósitos Fluviales		Depósitos Aluviales		Depósitos Glacioluviales		Depósitos Marinos					
			Depósitos Fluviales													
		Depósitos Aluviales														
		Depósitos Glacioluviales														
	Depósitos Marinos															
MESOZOICA INFERIOR	PERMIANO SUPERIOR	<table border="1"> <tr><td></td><td>Pm-f1</td></tr> </table>		Pm-f1												
		Pm-f1														
PERMIANO INFERIOR	<table border="1"> <tr><td></td><td>Pm-c</td></tr> </table>		Pm-c													
	Pm-c															
PALEOZOICA	CARBONIFERO	SUPERIOR	<table border="1"> <tr><td></td><td>Cn-c</td></tr> </table>		Cn-c											
			Cn-c													
INFERIOR	<table border="1"> <tr><td></td><td>Cn-e</td></tr> </table>		Cn-e													
	Cn-e															
PALEOZOICA	DEVONIANO SILURIANO	SUPERIOR	<table border="1"> <tr><td></td><td>Dn-f1</td></tr> </table>		Dn-f1											
			Dn-f1													
INFERIOR	<table border="1"> <tr><td></td><td>Dn-c</td></tr> </table>		Dn-c													
	Dn-c															

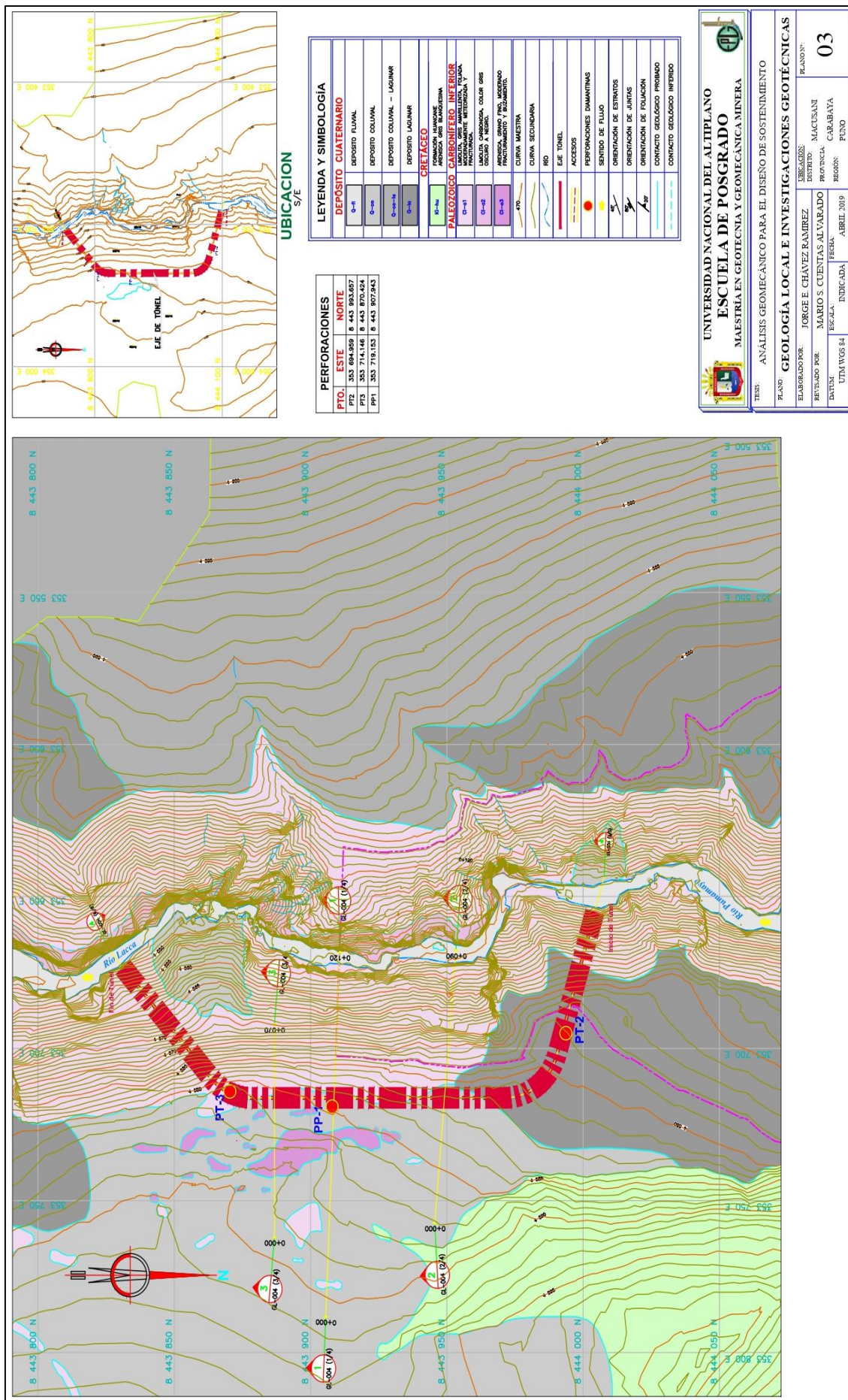
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA DE POSGRADO
 MAESTRIA EN GEOTECNIA Y GEOMECANICA MINERA

TESIS: ANÁLISIS GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO

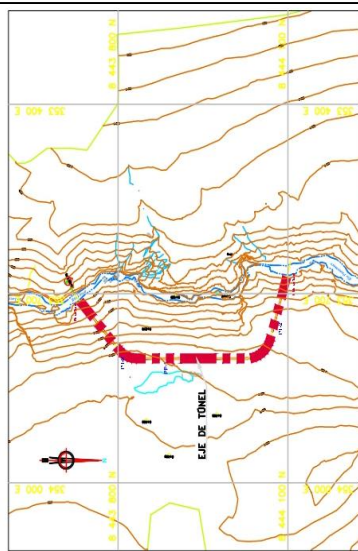
PLANO: **02**

ELABORADO POR: JORGE E. CHÁVEZ RAMÍREZ
 DISTRITO: MACUSANI
 REVISADO POR: MARIO S. CUENTAS ALVARADO
 PROVINCIA: CARABAYA
 DATUM: UTM VGS 84
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: ABRIL 2019
 REGION: PUNO

PLANTA S/E



UBICACION S/E



PERFORACIONES			
PTO.	ESTE	NORTE	
PT2	303 694.989	8 443 934.607	
PT3	303 714.146	8 443 807.424	
PP1	303 719.133	8 443 807.943	

LEYENDA Y SIMBOLOGIA	
DEPOSITO CUATERNARIO	
Q-1	DEPOSITO FLUVIAL
Q-2	DEPOSITO COLUVIAL
Q-3	DEPOSITO COLUVIAL - LAGUNAR
Q-4	DEPOSITO LAGUNAR
CRETACEO	
Cr-1a	FORMACION HAWANE
Cr-1b	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
PALEOZOICO CARBONIFERO INFERIOR	
Cr-2	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-3	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-4	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-5	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-6	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-7	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-8	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-9	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-10	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-11	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-12	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-13	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-14	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-15	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-16	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-17	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-18	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-19	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-20	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-21	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-22	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-23	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-24	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-25	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-26	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-27	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-28	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-29	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-30	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-31	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-32	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-33	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-34	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-35	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-36	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-37	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-38	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-39	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-40	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-41	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-42	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-43	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-44	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-45	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-46	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-47	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-48	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-49	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-50	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-51	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-52	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-53	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-54	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-55	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-56	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-57	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-58	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-59	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-60	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-61	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-62	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-63	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-64	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-65	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-66	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-67	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-68	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-69	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-70	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-71	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-72	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-73	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-74	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-75	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-76	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-77	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-78	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-79	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-80	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-81	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-82	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-83	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-84	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-85	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-86	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-87	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-88	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-89	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-90	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-91	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-92	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-93	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-94	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-95	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-96	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-97	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-98	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-99	MEMBRANA DE BUNDEBUNA
Cr-100	MEMBRANA DE BUNDEBUNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA DE POSGRADO
 MAESTRIA EN GEOTECNIA Y GEOMECANICA MINERA

TESIS: ANÁLISIS GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO

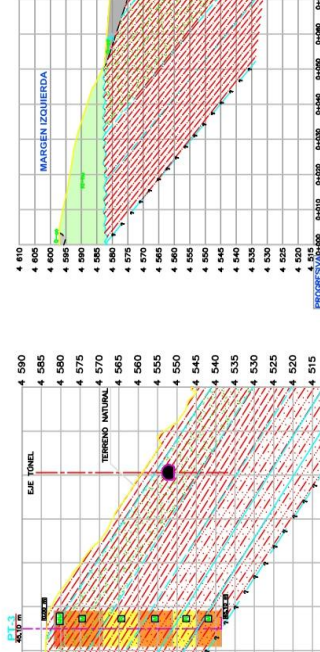
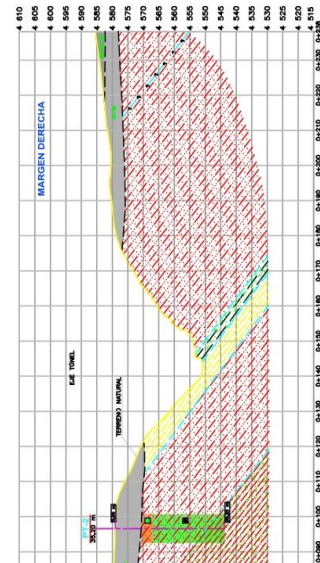
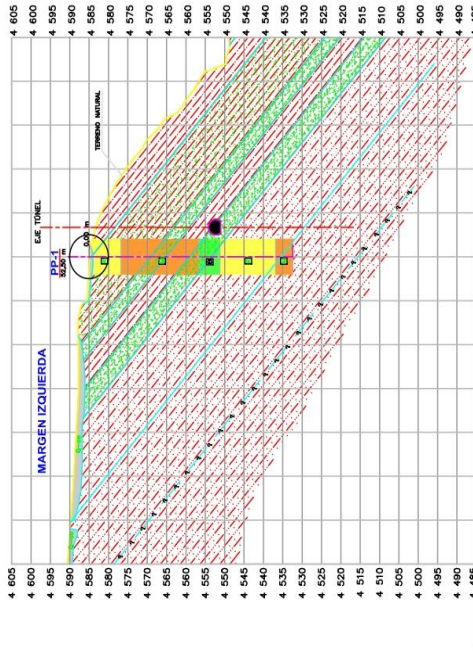
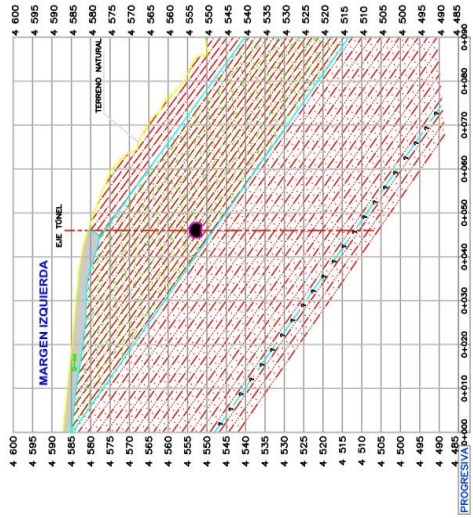
PLANO: **GEOLÓGICA LOCAL E INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS**

ELABORADO POR: JORGE E CHAVEZ RAMIREZ
 DISTRITO: MACUSANI
 REVISADO POR: MARIO S CUENTAS ALVARADO
 PROVINCIA: CARABAYA
 TÍTULO: UTM VES 34
 REG-AL: ABRIL 2019
 REGION: PUNO

BLANCO: **03**

LEYENDA Y SIMBOLOGIA

	DEPOSITO COLUVAL
	DEPOSITO COLUVAL LAGUNAR
	DEPOSITO COLUVAL LAGUNAR
	ARENISCA
	LIMOLITA LUTACEA
	LIMOLITA CARBONCEA
	LIMOLITA ARENISCOSA
	LIMOLITA
	CONTACTO DEFINIDO
	CONTACTO INFERIOR
	CONTACTO DESCONOCIDO
PP-1	PERFORACION DIAMANTINA EN PRESA
PT-1	PERFORACION DIAMANTINA EN TUNEL



NOTA :
1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-3.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRIA EN GEOTECNIA Y GEOMECANICA MINERA

TEMA: ANALISIS GEOMECANICO PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO

PLANO: PERFIL GEOLOGICO - GEOMECANICO

ELABORADO POR: JORGE CHAVEZ RAMIREZ

REVISADO POR: MARIO S. CUENTAS ALVARADO

FECHA: MAYO 2019

UBICACION: DISTRITO SACACANI

PROVINCIA: CARABAYA

REGION: PUNO

PLANO N°: 04

PERMEABILIDAD

PERFORACION	PEREOMINA
PP-1	10 ⁻¹ cm/seg
PT-2	10 ⁻⁴ cm/seg
PT-3	10 ⁻³ cm/seg

RELACION ENTRE CALIDAD DE ROCA Y ROD

ROD	CALIDAD DE ROCA
< 25%	MUY MALA (MM)
25% - 50%	MALA (M)
50% - 75%	REGULAR (R)
75% - 90%	BUENA (B)

