



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO DE PUNO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLOGICA Y
METALURGIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA



MÉTODO EMPÍRICO Y ANALÍTICO EN EL DISEÑO DE
SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL CHACAHUARO – MATUCANA
Km. 80+140 al Km. 80+500

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. VÍCTOR RAÚL CHOQUECOTA SERRANO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO GEOLOGO

PUNO – PERÚ

2020



DEDICATORIA

A Dios todo poderoso, por Haberme guiado hasta este punto y haberme dado la vida y salud para lograr mis objetivos.

A mis padres que me ha sabido llevar por buen camino, gracias por sus consejos, comprensión, tolerancia paciencia, cariño amor y sobre todo por brindarme su apoyo incondicional y estar presente cuando más los he necesitado.

A mi esposa Doris, y a mis hijos quienes son motivos de inspiración, a los quiero mucho, gracias por brindarme su apoyo en todo momento, ustedes para mi han sido pilar fundamental en el logro de esta meta.



AGRADECIMIENTOS

Expreso mi profundo agradecimiento a la Universidad Nacional del Altiplano-Puno por haberme formado un profesional.

Mi profunda gratitud y reconocimiento a todos los catedráticos de la Escuela profesional de Ingeniería Geológica.

Un infinito agradecimiento a mis padres quienes hicieron posible con sus esfuerzos y su abnegada perseverancia en el logro de mis objetivos.

De igual modo un infinito agradecimiento a mi esposa Doris, a mis hijos por su comprensión y sus consejos que hicieron posible mis deseos de un profesional.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE ANEXOS	
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	
RESUMEN	14
ABSTRACT	15

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA	16
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	16
1.2.1. PREGUNTA GENERAL	16
1.2.2. Preguntas específicas.....	16
1.3 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS	17
1.3.1 Hipótesis general.....	17
1.3.2 Hipótesis específicas	17
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	17
1.4.1 Objetivo General.....	17
1.4.2 Objetivos específicos.....	17
1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	18

CAPÍTULO II REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	19
2.2 BASES TEORICAS.....	21
2.2.1. Caracterización geomecánica.	21
2.2.2 Índice de calidad de roca (<i>RQD</i>).....	22
2.2.2.1 Para testigos de perforación diamantina.....	22



2.2.2.2 Para el mapeo por línea de detalle.....	23
2.2.3 Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso.....	24
2.2.3.1 Rock Mass Rating (RMR)	25
2.2.3.2 Índice (Q).....	27
2.2.3.3. Índice de resistencia geológica (GSI).....	33
2.2.4.1 Parámetros de resistencia del macizo rocoso.....	37
2.2.4.2. Deformación en macizos rocosos (Em).....	37
2.2.5. Ensayos de laboratorio	39
2.2.5.1 Ensayo de Carga Puntual.....	40
2.2.5.2 Ensayo de resistencia compresión simple.	42
2.2.6 SOSTENIMIENTO POR MÉTODOS EMPÍRICOS	43
2.2.6.1. Sostenimiento según el RMR	43
2.2.6.2 Sostenimiento según Índice Q	45
2.2.7. Estado de Tensión en el Macizo Rcoso.....	47
2.2.8 Macizos rocosos y su comportamiento frente al esfuerzo.....	58
2.3. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CUÑAS	61
2.3.1. Familias de discontinuidades.....	62
2.3.2. Estructura geológica.....	62
2.3.3. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad	63
2.4. DEFINICIONES CONCEPTUALES	64
2.4.1. Macizo rocoso.....	64
2.4.2. Matriz rocosa	65
2.4.3. Discontinuidad.....	65
2.4.4. Orientación	65
2.4.5. Espaciado.....	65
2.4.6. Persistencia	65
2.4.7. Rugosidad	66
2.4.8. Apertura.....	66
2.5.9. Relleno.....	66
2.4.10. Aguas subterráneas.....	66
2.4.11. Meteorización	66
2.4.12. Alteración	66
2.4.13. Factor de seguridad	67
2.4.14. Pernos de anclaje.....	67



2.4.15. Diseño de sostenimiento.....	67
--------------------------------------	----

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 GENERALIDADES.....	68
3.1.1 Ubicación y Accesibilidad.....	68
3.1.2. Aspectos Climáticos.....	68
3.2. METODOLOGÍA.....	68
3.3 TIPO DE INVESTIGACION.....	69
3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	69
3.4.1. Recopilación y Revisión de Información Bibliográfica.	69
3.4.2. Mapeo geomecánico de labores subterráneas.....	70
3.4.3. Caracterización geomecánica.	70
3.4.3.1. Índice de designación de la calidad de la roca (RQD).	70
3.4.3.2 Clasificación geotécnica del macizo rocoso.	70
3.4.3.3 Criterio de resistencia generalizado de Hoek – Brown.....	71
3.4.3.4 Valoración de la roca intacta.....	71
3.4.4. Método empírico.....	72
3.4.4.1. Sostenimiento según el RMR.....	73
3.4.4.2. Sostenimiento según Índice Q.....	73
3.4.5. Método analítico.	74
3.4.5.1. Método de las curvas convergencia-confinamiento.....	74
3.4.5.2. Determinación de curva de Confinamiento (curva de sostenimiento).....	74
3.5. MATERIALES.....	75

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO.....	76
4.1.1 Geología Regional.....	76
4.1.3 Geomorfología Local.....	81
4.1.4 Geología estructural local.....	82
4.2.1 Levantamiento Topográfico.....	83



4.2.2 Secciones de Análisis por Progresivas	85
4.2.3 Diseño Geométrico	86
4.2.3.1 Diseño en Planta	86
4.2.3.2 Diseño en Perfil	87
4.3. CARACTERIZACION GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO	87
4.4 DISEÑO DE SOSTENIMIENTO	91
4.4.1 DISEÑO DE SOSTENIMIENTO POR MÉTODOS EMPÍRICOS	91
4.4.1.1. Sostenimiento según Bieniawski	91
4.4.1.2. Sostenimiento según Barton	93
4.4.2. Diseño de sostenimiento.....	96
4.4.3 DISEÑO DE SOSTENIMIENTO POR MÉTODO ANALÍTICO	98
4.4.3.1 Determinación del espesor de plastificación	98
4.4.3.2 Sostenimiento con el (Software RocSupport).....	100
V. CONCLUSIONES	102
VI. RECOMENDACIONES	104
VII. REFERENCIAS	105
ANEXOS.....	109

ÁREA: Geotécnica

TEMA: Sostenimiento de Túnel

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 17 de enero de 2020



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Condición de roca intacta a la de un macizo rocoso muy fracturado. E. Hoek & E. T. Brown (1997).	22
Figura 2. Ejemplo de RQD para diferentes densidades de fracturamiento a lo largo de un sondeo (Palmström 2001).	23
Figura 3. Correlación entre el RQD y el Espaciado (Bieniawski 1989)	24
Figura 4. Evaluar el índice de resistencia geológica (GSI) de macizos fracturados (Marinos & Hoek, 2000).	33
Figura 5. Configuración de carga y requerimientos en la forma de los testigos.....	41
Figura 6. Modos típicos de falla para muestras válidas e inválidas	41
Figura 7. Compresión simple o uniaxial.....	42
Figura 8. Estimación de auto-soporte en excavación sin soporte. (Bieniawski, 1973)...	44
Figura 9. Estimación de soporte según el índice Q (Bartón, 2000)	47
Figura 10. Variación de la relación de esfuerzo horizontal medio al esfuerzo vertical con la profundidad bajo la superficie. (E. Hoek & E. T. Brown 1997).	48
Figura 11. Vaciado de esfuerzos verticales contra la profundidad bajo la superficie. (E. Hoek & E. T. Brown 1997).	49
Figura 12. Sección longitudinal del avance de una excavación subterránea.	51
Figura 13. Representación de las distintas curvas en un gráfico P_i vs U_i	52
Figura 14. Distintas opciones a la hora de elegir el sostenimiento.	53
Figura 15. Curvas características (González de Vallejo 2004).....	56
Figura 16. Carga T que soporta el revestimiento	57
Figura 17. Rigidez del revestimiento	58
Figura 18. Actuación conjunta de distintos tipos de sostenimiento	58
Figura 19. Representación del criterio de rotura en términos bidimensionales. Modificada de según (Melentijevic, 2005).	59
Figura 20. Diferentes estados de tensiones aplicados a probetas de laboratorio	59
Figura 21. Curvas esfuerzo – deformación de una roca frágil y otra dúctil.	60
Figura 22. Modelos de comportamiento tensión-deformación.	61
Figura 23. Características de falla para macizos rocosos de diferente calidad y comportamiento. Note que las escalas de esfuerzos son diferentes. Modificada de (Hoek, 1997).	61



Figura 24. Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel. (Gonzales de Vallejo, 2002).....	63
Figura 25. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de un túnel. (Gonzales de Vallejo, 2002).....	64
Figura 26. Localización del túnel Chacahuaro. (Google Earth)	82
Figura 27. Sección Típica de Servicio para el túnel diseñado.	83
Figura 28. Vista del inicio de la variante Chacahuaro. Progresiva 80+140.	85
Figura 29. Vista de la salida de la parte final de la variante donde estará proyectada la salida del túnel. Progresiva 80+500.	85
Figura 30. Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo IV.	89
Figura 31. Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo III.	90
Figura 32. Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo II.	90
Figura 33. Sección Típica de Servicio para el túnel.....	94
Figura 34. Cálculo de soporte índice Q (2.5).....	95
Figura 35. Cálculo de soporte índice Q (3.13).....	95
Figura 36. Cálculo de soporte índice Q (7.5).....	96
Figura 37. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo IV,.....	98
Figura 38. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo III,.....	99
Figura 39. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo II,.....	99
Figura 40. Sostenimiento para el tipo de roca clase IV.....	100
Figura 41. Sostenimiento para el tipo de roca clase III.....	101
Figura 42. Sostenimiento para el tipo de roca clase II.....	101



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Calidad de la roca según el RQD (Deere, 1963)	23
Tabla 2. Parámetros que considera la clasificación RMR	26
Tabla 3. Clasificación de RMR (Bieniawski, 1976)	27
Tabla 4. Clasificación del macizo rocoso según (Barton et al., 1974).	28
Tabla 5. Parámetro, Índice de diaclasado J_n	28
Tabla 6. Parámetro, Índice de rugosidad J_r	29
Tabla 7. Parámetro, coeficiente reductor por la presencia de alteración J_a	29
Tabla 8. Parámetro, coeficiente reductor por la presencia de agua J_w	31
Tabla 9. Parámetro, condiciones tensionales S.R.F	32
Tabla 10. Se muestran los valores del factor de alteración D, para las distintas situaciones del macizo. (Hoek y Brown, 1980).....	36
Tabla 11. Se muestran las fórmulas para determinar la deformación de un macizo rocoso.	39
Tabla 12. Recomendaciones para el sostenimiento de túneles. (Bieniawski, 1973).....	45
Tabla 13. Valores de índice ESR de la clasificación Q.....	46
Tabla 14. Geología Local	78
Tabla 15. Emplazamiento del túnel.....	82
Tabla 16. Los puntos de georreferenciación poligonal	84
Tabla 17. Parámetro de diseño.....	86
Tabla 18. Evaluación de Calidad del Macizo Rcoso del túnel Chacahuaro – Matucana.	88
Tabla 19. Parámetro de sostenimiento de túnel Chacahuaro - Matucana.....	92
Tabla 20. sostenimiento del Túnel según RMR.....	92
Tabla 21. Diseño empírico del sostenimiento de Q Bartón (2.55).....	97
Tabla 22. Diseño empírico del sostenimiento de Q Bartón (3.13).....	97
Tabla 23. Diseño empírico del sostenimiento de Q de Bartón (7.5).....	97



ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Planos

- Plano de ubicación
- Plano Geológico secciones de planta y perfil
- Plano Geológico
- Plano Geomorfología
- Diseño Geométrico de planta y perfil

Anexo 2 Ensayos de laboratorio

Anexo 3 Datos del mapeo Geomecánico

Anexo 4 Sostenimiento para el tipo macizo

Anexo 5 Panel fotográfico



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

A	: Constantes de material (criterio de Hoek – Brown).
ASTM	: American Section of International Association for Testing Materials.
Bz	: Buzamiento
E	: Este.
Ei	: Modulo de elasticidad o Young de la roca intacta.
Em	: Modulo de elasticidad o Young del macizo rocoso.
Fs.	: Factor de seguridad
g/cm ³	: Gramos sobre centímetro cubico.
GSI	: Geological Strength Index.
ISRM	: International Society for Rock Mechanics.
ITGME	: Instituto Tecnológico Geominero de España.
INGMMET	: Instituto geológico, minero y metalúrgico
JC	: Condición de las estructuras.
Jn	: Número de familias de juntas
Jr	: Indice de rugosidad de las juntas
Ja	: Indice de alteración de las juntas
Jw	: Factor de reducción por presencia de agua en las juntas
Jv	: Número de juntas
Km	: Kilometro.
KN/m ³	: Kilo Newton sobre Metro cubico.
m	: Metros
Mb	: Es un valor reducido de la constante de material mi.
Mi	: Constantes de material (criterio de Hoek – Brown).
Mm	: Milímetros
Mpa	: Mega Pascal.
N	: Norte.
Q	: Bartón
RMR	: Rock Mass Rating.
RQD	: Rock Quality Designation.
S	: Sur.
s	: Constante de material (criterio de Hoek – Brown).
SNMPE	: Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía.



SRF	: Stress Reduction factor (clasificación Q)
UCS	: Uniaxial Compressive Strength.
UTM	: Universal Transversal de Mercator
W	: Oeste.
WC	: Condición de aguas.
σ_c	: Resistencia a la compresión uniaxial.
σ_{ci}	: Resistencia a la compresión simple de roca intacta.
σ_{cm}	: Resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso.
σ_t	: Resistencia a la tracción de roca intacta.
σ'_1	: Esfuerzo efectivo principal mayor al momento de rotura
σ'_3	: Esfuerzo efectivo principal menor al momento de rotura
ϕ	: Ángulo de fricción.
%	: Porcentaje.
<	: Menor.
>	: Mayor.



RESUMEN

El trabajo de investigación denominado “Método Empírico Y Analítico en el Diseño de Sostenimiento del Túnel “Chacahuaro – Matucana Km. 80+140 al Km. 80+500” Se ubica en la parte central de la costa peruana, que se extiende hasta las márgenes occidentales andinas. Políticamente se ubica en la parte Nor-Este de la Provincia de Lima (Región de Lima), República del Perú. Zona de riesgo por inundación en épocas de avenida del río Rímac, principalmente en el sector de Chacahuaro; por esta razón se tuvo que construir un túnel, para evitar de poner en riesgo los materiales y vidas humanas, en este tramo de la carretera. El objetivo general Aplicar el método empírico y analítico en el diseño de sostenimiento del túnel, se tiene la necesidad de realizar los estudios geomecánicos para la determinación de las características del macizo rocoso, mediante el método empírico y analítico; para posteriormente establecer las características del comportamiento mecánico del macizo rocoso. Este consistió en lo siguiente; revisión, recopilación y elaboración de informes preliminares, caracterización geológica (identificación de la litología), caracterización estructural (mapeo subterráneo de estructuras expuestas, espaciamiento, continuidad o persistencia, apertura, rugosidad, relleno, meteorización, agua en las discontinuidades y ángulo de fricción básica), caracterización geotécnica (clasificación geotécnica del macizo rocoso, valoración geotécnica del macizo rocoso, valoración geotécnica de estructuras y valoración geomecánica técnica de la roca intacta) y finalmente la interacción por los siguientes métodos; empírico, analítico. Obteniéndose parámetros típicos para cada una de las familias de discontinuidades y zona de mapeo las cuales fueron presentadas en tablas de resumen. La valoración clasificación geomecánica por RQD, RMR, GSI indican que el macizo rocoso presente es de regular a buena calidad, también se determinaron el sostenimiento empírico como el autosostenimiento y el Q de Barton que indica de regular a mala calidad, sostenimiento analítico con este modelo matemático con el software RockSupport nos ayuda para seleccionar el soporte adecuado.

Palabras claves: Método empírico, Método analítico, Excavación, Sostenimiento, Túnel.



ABSTRACT

The research work called "Empirical and Analytical Method in the Sustaining Design of the Tunnel" Chacahuaro - Matucana Km. 80 + 140 to Km. 80 + 500 "It is located in the central part of the Peruvian coast, which extends to the margins western Andean. Politically it is located in the North-East part of the Province of Lima (Region of Lima), Republic of Peru. Flood risk area during times of the Rímac river avenue, mainly in the Chacahuaro sector; For this reason, a tunnel had to be built to avoid putting materials and human lives at risk on this section of the road. The general objective To apply the empirical and analytical method in the tunnel support design, there is a need to carry out geomechanical studies to determine the characteristics of the rock mass, using the empirical and analytical method; to later establish the characteristics of the mechanical behavior of the rock mass. This consisted of the following; review, compilation and preparation of preliminary reports, geological characterization (lithology identification), structural characterization (underground mapping of exposed structures, spacing, continuity or persistence, opening, roughness, filling, weathering, water in discontinuities and basic friction angle), geotechnical characterization (rock mass geotechnical classification, rock mass geotechnical assessment, geotechnical assessment of structures and technical geomechanical assessment of intact rock) and finally the interaction by the following methods; empirical, analytical. Obtaining typical parameters for each of the families of discontinuities and mapping area which were presented in summary tables. The evaluation of the geomechanical classification by RQD, RMR, GSI indicate that the present rock mass is from fair to good quality, empirical support such as self-sustainment and the Barton Q which indicate from fair to poor quality, analytical support with this model were also determined. Mathematical with the RockSupport software helps us to select the appropriate support.

Key Words: Empirical method, Analytical method, Sustain Excavation, Tunnel



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

La carretera central, está ubicada en una zona de riesgo por inundación en épocas de avenida del río Rímac, principalmente en el sector de Chacahuaro; por esta razón se tuvo que construir un túnel, para evitar de poner en riesgo los materiales y vidas humanas, en este tramo de la carretera. Durante las excavaciones subterráneas, en el portal de salida del túnel, se produjeron derrumbes afectado por un conjunto de fracturas paralelas al eje del túnel, lo que implicó la inestabilidad durante el proceso constructivo. En consecuencia se tiene la necesidad de realizar los estudios geomecánicos para la determinación de las características del macizo rocoso, mediante el método empírico y analítico; para posteriormente establecer las características del comportamiento mecánico del macizo rocoso, determinando las propiedades físicas y mecánicas del macizo rocoso, para luego establecer el factor de seguridad del macizo rocoso frente a la apertura del túnel para un adecuado proceso de sostenimiento.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PREGUNTA GENERAL

¿Cómo aplicamos los Método Empírico y Analítico en el diseño de sostenimiento adecuado para las cuñas subterráneas del Túnel Chacahuaro – Matucana Km. 80+140 al Km. 80+500?

1.2.2. Preguntas específicas

- a) ¿Cómo interpretamos la estructura del macizo rocoso del túnel Chacahuaro – Matucana?.
- b) ¿En base a que secciones se emplaza del túnel Chacahuaro – Matucana?
- c) ¿Cuáles son las características geomecánicas del macizo rocoso para el diseño de sostenimiento del Túnel Chacahuaro – Matucana?.
- d) ¿Cuáles son los parámetros en el sostenimiento por el método Empírico y Analítico en el Túnel Chacahuaro – Matucana?.



1.3 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis general

Mediante el Método Empírico y Analítico, se determina el diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas de roca del Túnel Chacahuaro – Matucana Km. 80+140 al Km. 80+500.

1.3.2 Hipótesis específicas

- a) La evaluación geológica nos permitirá determinar el tipo de macizo rocoso del túnel Chacahuaro – Matucana.
- b) La aplicación determinara la zona del diseño de emplazamiento del túnel Chacahuaro – Matucana?
- c) El diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas, está determinado por la caracterización geomecánica del macizo rocoso del Túnel Chacahuaro – Matucana.
- d) La Evaluación de las condiciones de estabilidad de las excavaciones permitirá determinar el factor de seguridad y el tipo de sostenimiento requerido para el Túnel Chacahuaro – Matucana.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 Objetivo General

Aplicar el método empírico y analítico en el diseño de sostenimiento del túnel chacahuaro - Matucana Km.80+140 al 80+500

1.4.2 Objetivos específicos

- Describir la geológica del macizo rocoso del túnel Chacahuaro - Matucana
- Describir la zona de emplazamiento del túnel Chacahuaro - Matucana
- Realizar la caracterización y clasificación del macizo rocoso del túnel Chacahuaro – Matucana.
- Diseñar el sostenimiento en base el método Empírico y Analítico túnel Chacahuaro - Matucana Km. 80+140 al km. 80+500.



1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El túnel Carretero Chacahuaro - Matucana es planteado como una solución factible económicamente, debido a los altos costos que implicaría realizar excavación y corte para mejorar la carretera, además de los riesgos implicados en el tránsito. El presente estudio se basa principalmente en realizar la caracterización geomecánica del macizo rocoso presente en el túnel Chacahuaro - Matucana y diseñar el sostenimiento de las cuñas subterráneas de roca que puedan presentarse, tomando en cuenta las características estructurales, geométricas y de discontinuidades del macizo rocoso, además de los campos de esfuerzo naturales existentes en el túnel. El proyecto de investigación es necesario porque una obra civil de tal magnitud, además de ser un túnel en obra Vial, con el proceso de excavación en un túnel, la caracterización geomecánica para el diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas, se podrían presentar cuñas inestables que puedan poner en riesgo la integridad del usuario involucrado directamente con las excavaciones de avance. La determinación de las características geomecánicas del macizo rocoso para el diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas de roca del túnel Chacahuaro - Matucana, permitirá reconocer y plantear las posibles medidas de corrección, remediación y mitigación de los problemas de inestabilidad del túnel Chacahuaro - Matucana.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

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

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

(Derek, 2005), en el trabajo denominado Preliminary assessment of potential underground stability (wedge and spalling) at Forsmark, Simpevarp and Laxemar sites.- Conclusión N° 01: “Underground excavations in a fractured sparsely rock mass may develop stability issues related to gravity induced falls-of-ground (wedges). The discrete fracture network for Forsmark has identified several joint sets. These joint sets were used



in the underground wedge stability analysis program UnWedge. The results from these stability analyses indicated that any potentially unstable wedges would be adequately handled by standard rock bolt support systems. Hence, based on the current DFN model, there is no reason to base the depth of a repository or the orientation of the repository tunnels or caverns on wedge stability analyses. This notion is also supported by the construction experience from the Aspo Hard Rock Laboratory to depths of 450 m. This conclusion may need to be re-evaluated as the DFN model is refined and new information is added during the course of site investigation.”

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

(Biraj, 2011), En su trabajo de título Wedge stability analysis and rock squeezing prediction of headrace tunnel, Lower Balephi Hydroelectric Project, Sindhupalchock District, central Nepal menciona.- Conclusión N° 01:” The LBHEP is located in Sindhupalchock District, central Nepal. Phyllite and phyllitic quartzite are the dominant rock types in the study area and most of the tunnel alignment lies in these rocks. Underground wedge stability analysis showed that several wedges would be formed due to underground excavation and would be stabilized with the help of rock bolting and shortcreting. Maximum overburden in the headrace tunnel alignment is 300 m at chainage 2700 m from inlet portal. Squeezing problem could be occurred in phyllite rock at maximum overburden and can be stabilized by rapid installation of support with heavy steel sets and careful control of construction quality”.



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

2.2 BASES TEORICAS

2.2.1. Caracterización geomecánica.

El macizo rocoso es el conjunto de bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades por las que se ve afectado como son fallas, juntas, pliegues, planos de estratificación etc. Los macizos rocosos son por tanto discontinuos y heterogéneos, siendo la consecuencia más importante de ello el efecto escala y que las propiedades tenso deformacionales de los macizos son de naturaleza anisótropa. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

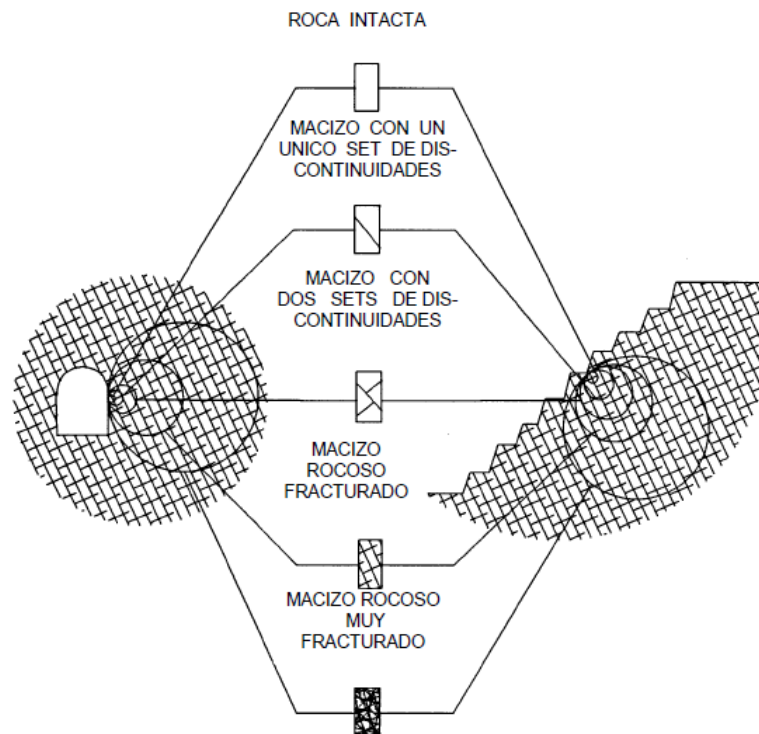


Figura 1. Condición de roca intacta a la de un macizo rocoso muy fracturado. E. Hoek & E. T. Brown (1997).

2.2.2 Índice de calidad de roca (*RQD*)

Existe la necesidad de cuantificar la competencia del macizo rocoso como una base común para la comunicación de este tipo de información y el desarrollo de guías de diseño de ingeniería de rocas.

2.2.2.1 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 1. Calidad de la roca según el RQD (Deere, 1963)

RQD (%)	RQD > 90	75 < RQD < 90	50 < RQD < 75	25 < RQD < 50	RQD < 25	Fluente o Expansiva
Calidad de la roca	Excelente	Buena	Regular	Mala	Muy Mala	Extremadamente Mala

Sin embargo, así mismo se debe tener cuidado con la interpretación del parámetro RQD dado que este parámetro es básicamente definido como la longitud de muestras recuperadas mayores a 100 mm, sobre la longitud total del sondeo, se presentan dificultades al dividir la medición, en dos grupos, muestras mayores a 100 mm y menores de 100 mm, dado que diferentes configuraciones de diaclasas y calidades del macizo rocoso pueden presentar el mismo RQD tal y como lo explico Palmström 2001 y se puede observar en la figura N° 2.

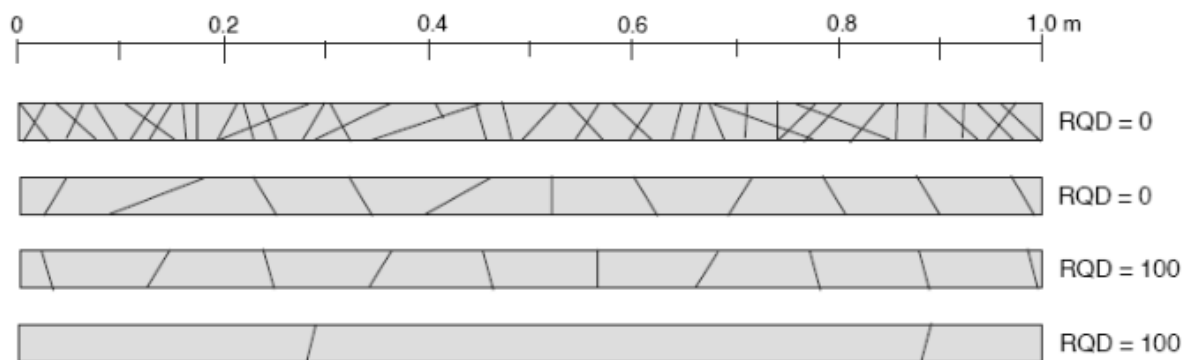


Figura 2. Ejemplo de RQD para diferentes densidades de fracturamiento a lo largo de un sondeo (Palmström 2001).

2.2.2.2 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.

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

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

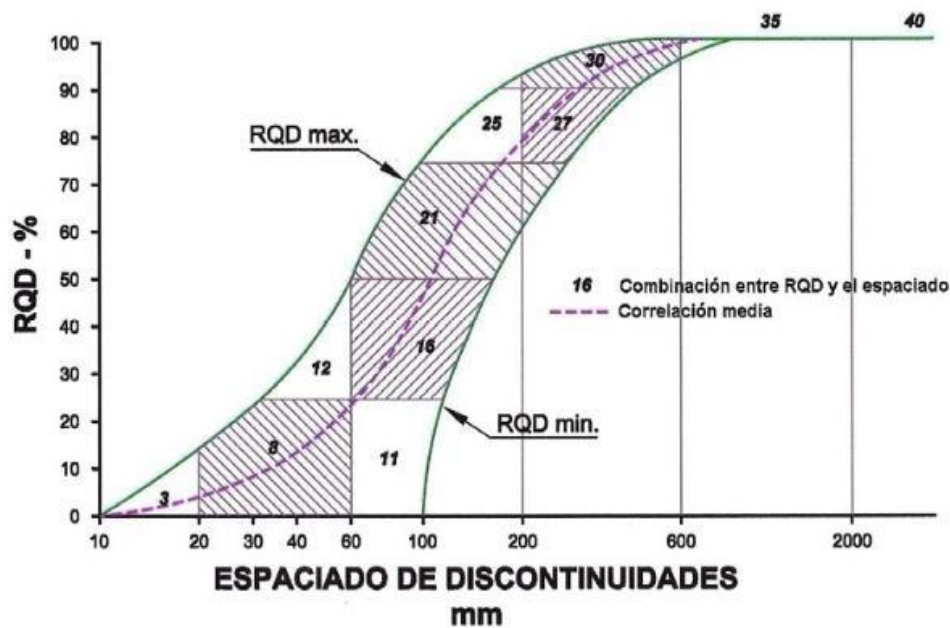


Figura 3. Correlación entre el RQD y el Espaciado (Bieniawski 1989)

Bieniawski (1989) ha vinculado el espaciamiento promedio de las discontinuidades al *RQD* (Figura 3). Las calificaciones en la figura se refieren al *RMR89*. 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.

2.2.3 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.

2.2.3.1 Rock Mass Rating (RMR)

Desarrollada por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo y de excavación y sostenimiento en túneles. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos. (Hoek & Brown, 1985).

Bieniawski (1976) publicó los detalles de una clasificación de la masa rocosa denominada sistema de clasificación Geomecánica o valoración de la masa rocosa RMR (Rock Mass Rating). A través de los años, este sistema ha sido modificado sucesivamente conforme han ido examinando más casos registrados, y se advierte al lector que Bieniawski hizo cambios significativos en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros.

Los siguientes seis parámetros son usados para clasificar una masa rocosa con el sistema RMR. (Hoek & Brown, 1985).

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

- Condiciones del agua subterránea.
- Orientación de las discontinuidades.

Tabla 2. Parámetros que considera la clasificación RMR

CLASIFICACION RMR AJUSTADO (BIENIAWSKI, 1989)

		1	2	3	4	5		
Compresión simple (MPa)		>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5 -1	<1
Valoración		15	12	7.00	4	2	1	0
RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
Valoración		20	17	13	6	3		
SEPARACION ENTRE JUNTAS		>2m	0.6 - 2m	0.2 - 0.6m	0.06 - 0.2m	<0.06m		
Valoración		20	17	13	6	3		
CONDICION DE LAS JUNTAS	LONGITUD	<1m	1 - 3m	3 -10m	10 - 20m	>20m		
	Valoración	6	4	2	1	0		
	ABERTURA	Nada	<0.1mm	0.1 - 1.0mm	1 - 5mm	>5mm		
	Valoración	6	4	2	1	0		
	RUGOSIDAD	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
	Valoración	6	5	3	1	0		
	RELLENO	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm		
	Valoración	6	4	2	1	0		
ALTERACION	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
Valoración	6	5	3	1	0			
FLUJO DE AGUA EN LAS JUNTAS		Secas	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteo	Agua fluyendo		
Valoración		15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades								
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación		0	-2	-5	-10	-12		

Estos factores mencionados se cuantifican mediante una serie de parámetros definiéndose unos valores para dichos parámetros, cuya suma, en cada caso nos da el índice de calidad del RMR que varía entre 0 a 100. La tabla 3.

Tabla 3. Clasificación de RMR (Bieniawski, 1976)

Clase	I	II	III	IV	V
Descripción de Calidad	Muy Buena	Buena	Regular	Mala	Muy Mala
RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Cohesión del macizo rocoso (Kpa)	> 300	300-200	200-150	150-100	< 100
Angulo de fricción del macizo (°)	> 45	45-40	40-35	35-30	<30
Periodo de estabilidad sin revestimiento	10 Años Claro 5m	6 Meses Claro 4m	1 Semana Claro 3m	5 Horas Claro 1.5m	10 Minutos Claro 0.5m

2.2.3.2 Índice (Q)

Basándose en un gran número de casos históricos de excavaciones subterráneas, Barton y otros (1974), propusieron una clasificación de macizo rocoso, al cual le denominaron “Tunnelling Quality Index, Q” y que viene expresado por la siguiente ecuación:

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

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

De esta forma los diferentes cocientes tienen una significación especial:

- (RQD/J_n) , indica el tamaño de bloque.
- (J_r/J_a) , la resistencia al corte entre los bloques.
- (J_w/SRF) la influencia del estado tensional, de difícil interpretación.

Tabla 4. Clasificación del macizo rocoso según (Barton et al., 1974).

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

Parámetros del índice de calidad de excavación de túneles Q Bartón

Jn (Joint Set Number).

El parámetro Jn , representa el número de familia de discontinuidades, frecuentemente son afectadas por foliaciones, esquistosidades, clivajes o estratificaciones, y así sucesivamente. Si se desarrolla fuertemente, estas discontinuidades paralelas deben ser contadas como una familia completa de discontinuidades. Si existen pocas discontinuidades visibles u ocasionalmente trituradas en el testigo de roca, será contado como una familia de discontinuidades aleatorias se ve en tabla 5.

Tabla 5. Parámetro, Índice de diaclasado Jn

Descripción	Jn
Roca masiva	0.5-1
Una familia de diaclasas.	2
Una familia de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales.	3
Dos familias de diaclasas.	4
Dos familias de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales	6
Tres Familias.	9
Tres familias de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales.	12
Cuatro o más familias de Diaclasas, roca muy fracturada.	15
Roca triturada terrosa.	20

Jr (Joint Roughness Number).

Jr es un coeficiente asociado a la rugosidad de las estructuras presentes en el macizo rocoso, que puede variar de 0.5 (estructuras planas y pulidas) a 5 (estructuras poco persistentes espaciadas a más de 3 m). Jr debe ser obtenidos para la familia de discontinuidades críticamente pobres o discontinuidades con relleno arcilloso en una zona específica. La Tabla 6 nos muestra la condición de rugosidad y su valor Jr.

Tabla 6. Parámetro, Índice de rugosidad Jr

Contacto entre las 2 caras de las diaclasas con poco desplazamiento lateral de menos de 10 cm.	Jr
Juntas discontinuas.	4
Juntas Rugosa o irregular ondulada.	3
Suave ondulada.	2
Espejo de falla, ondulada.	1.5
Rugosa o irregular, plana.	1.5
Suave plana.	1
Espejo de Falla, plano.	0.5
No existe contacto entre las 2 caras de las diaclasas cuando ambas se desplazan lateralmente.	Jr
Zona de contenido de minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de las Diaclasas.	1
Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las 2 caras de las diaclasas.	1
Nota: si el espaciado de la familia de las diaclasas es mayor de 3 m hay que aumentar el Jr en una unidad. Para diaclasas con espejos de falla provisto de lineaciones, si están orientadas favorablemente, se puede usar Jr=0.5	

Ja (Joint Alteration Number).

Ja, es un coeficiente asociado a la condición o grado de alteración de las estructuras presentes en el macizo rocoso, que puede variar de 0.75 (vetillas selladas en roca dura con rellenos resistentes y no degradables) a 20 (estructuras con rellenos potentes de arcilla). Ja debe ser obtenidos para la familia de discontinuidades críticamente pobres o discontinuidades con relleno arcilloso en una zona específica. En la Tabla 7 podemos apreciar las condiciones de alteración de la discontinuidad y su valor Ja.

Tabla 7. Parámetro, coeficiente reductor por la presencia de alteración Ja

Descripción	Ja	Φ°
Contacto entre las 2 caras de las Diaclasas.		
Junta sellada, dura, sin reblandecimiento impermeable como por ejemplo cuarzo en paredes sanas.	0.75	25-30
Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no blandos partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	2	25-30
Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fricción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción como caolinita, clorita, talco yeso, grafito y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 o 2 mm.	4	8-16
Contactos entre 2 caras de la Diaclasa con < de 10 cm desplazamiento lateral		
Partículas de Arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
Fuertemente sobreconsolidados rellenos de minerales arcillosos no blandos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de esp.	6	16-24
Sobreconsolidación media a baja, blandos, rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de < de 5 mm de espesor.	8	12-16
Rellenos de arcilla expansiva, de espesor continuo de 5 mm. El valor Ja dependerá del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12

No existe contacto entre las 2 caras de la diaclasa cuando esta cizallada.		
Zonas o bandas de roca desintegrada o manchada y arcilla.	6-12	6-24
Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fricción de arcilla no blandas.	5	6-24
Granos arcillosos gruesos.	13-20	6-24

J_w (Joint Water Reduction Factor).

Factor de reducción en la discontinuidad por el agua (J_w) es la medición de la presión del agua, el cual tiene un efecto adverso en la resistencia al corte de discontinuidades, (...) el valor de J_w debe corresponder a la condición futura del agua subterránea donde la erosión por filtración o lixiviación de productos químicos puede alterar la permeabilidad de la masa de roca significativamente. En la Tabla 8 se aprecia el factor de reducción en la discontinuidad por el agua y su valor J_w .

Tabla 8. Parámetro, coeficiente reductor por la presencia de agua J_w

Descripción	Presión del agua Kg/cm^2	J_w
Excavaciones secas o de influencia poco importante.	<1	1
Fluencia o presión medias. Ocasional lavado de los rellenos de las Diaclasas.	1-2.5	0.66
Fluencia grande o presión alta, considerable lavado de los rellenos de las Diaclasas.	2.5-10	0.33*
Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas, decayendo con el tiempo.	>10	0.1-0.2*
Fluencia o presión de aguas excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.	>10	0.05-0.01

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

SRF (Stress Reduction Factor).

El parámetro del factor de reducción de tensión (SRF) es una medida de:

- Presión de aflojamiento durante una excavación a través de zonas de cizallamiento y masas rocosas arcillosas.
- Tensión de roca qc/σ_1 en una masa rocosa competente donde qc es la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) del material de roca y σ_1 es la tensión principal mayor antes de la excavación.
- Las presiones de compresión o hinchamiento en las masas de roca incompetentes.

SRF también puede considerarse como un parámetro de tensión total. Para las masas de roca competentes (categoría 2 de SRF), las nuevas clasificaciones de SRF se enumeran en la Tabla 9 como lo propuso Grimstad y Barton (1993).

El SRF debe ser clasificado de acuerdo con el comportamiento observado de las rocas y por el juicio de ingeniería. Sin embargo, puede ser difícil predecir las condiciones de túnel en avance en situaciones geológicas complejas.

Tabla 9. Parámetro, condiciones tensionales S.R.F

1.Zona débil que interceptan la excavación y pueden causar caídas de bloques.			SRF
A. Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor.			10
B. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación < 50 m.).			5
C. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente. (Profundidad de excavación > 50 m.).			2.5
D. Varias zonas de fractura en roca competente libre de arcilla, roca suelta alrededor. (Cualquier profundidad)			7.5
E. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla (Profundidad de excavación < 50 m.)			5
F. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla. (Profundidad > 50 m).			2.5
G. Diaclasas abiertas sueltas, muy fracturadas. Cualquier profundidad.			5
2.Rocas competentes con problemas tensionales en las rocas	$\sigma_c < \sigma_1$	$\sigma_t < \sigma_1$	S.R.F
H. Tensiones pequeñas cerca de la superficie.	>200	>13	2.5
I. Tensiones medias.	200-10	13-0.33	1.0
J. Tensiones altas estructura muy compacta, favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10-5	0.66-0.33	0.5-2
K. Explosión de roca suave (roca Masiva).	5-2.5	0.33-0.16	5-10
L. Explosión de roca fuerte (roca masiva.)	<2.5	<0.16	10-20
σ_c y σ_t son las resistencias a la compresión y tracción respectivamente de la roca, σ_1 es el esfuerzo principal máximo que actúa en la roca.			
3. Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostática.			S.R.F
M. Presión de Flujo suave.			5-10
N. Presión de flujo intensa.			10-20

3. Roca expansiva, actividad expansiva química dependiendo de la presencia del agua.		S.R.F
O. Presión Expansiva suave.		5-10
P. Presión expansiva intensa.		10-15
Observaciones al SRF:		
Reducir los valores del SRF en un 25 a 50% si las zonas de rotura solo influyen pero no interceptan a la excavación.		
En los casos que la profundidad de las clave del túnel sea inferior a la altura del mismo se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5.		
Para campos de tensiones muy anisótropos cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reducir el σ_c y σ_t a $0.8 \sigma_c$ y $0.8 \sigma_t$		
.		

2.2.3.3. Índice de resistencia geológica (GSI).

El índice de resistencia geológica, GSI, fue desarrollado por Hoek (1994) para subsanar los problemas detectados con el uso del índice RMR para evaluar la resistencia de macizos rocosos según el criterio generalizado de Hoek-Brown. Este índice de calidad geotécnica se determina en base a dos parámetros que definen la resistencia y la deformabilidad de los macizos rocosos:

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS (Marinos & Hoek (2000))		CONDICION DE LAS ESTRUCTURAS				
<p>Estime el valor típico de <i>GSI</i> considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades.</p> <p>NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que considerar $GSI = 35$. <u>Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural.</u> Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso.</p> <p>En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para <i>GSI</i>.</p> <p>La presión del agua no se considera al evaluar el rango de <i>GSI</i>; ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.</p>		MUY BUENA Muy rugosas, cajas frescas o no intemperizadas	BUENA Rugosas, cajas ligeramente intemperizadas y algo oxidadas.	REGULAR Lisas, cajas moderadamente intemperizadas y algo alteradas	MALA Pulidas, cajas meteorizadas, con pátinas o con rellenos y/o fragmentos angulosos	MUY MALA Pulidas, cajas muy meteorizadas, con pátinas o con rellenos de arcilla blanda
ESTRUCTURA DEL MACIZO		DISMINUYE LA CALIDAD →				
	INTACTA o MASIVA Probetas de roca intacta. Macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras.	90			N/A	N/A
	BLOCOSA Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos, bien trabados entre si.	80			50	40
	MUY BLOCOSA Macizos con 4 sets de estructuras, o más, que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.	70				30
	BLOCOSA VETEADA Macizos plegados y con bloques angulosos formados por la intersección de muchas estructuras. Los planos de estratificación y/o esquistosidad son persistentes.	60				20
	DESINTEGRADA Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados, pobremente trabados.					10
	LAMINADA / CIZALLADA Macizo con planos débiles (cizalle y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre si y que no definen bloques.		N/A	N/A		
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES ←				

Figura 4. Evaluar el índice de resistencia geológica (GSI) de macizos fracturados (Marinos & Hoek, 2000).

La evaluación del GSI se hace por comparación del caso que interesa con las condiciones típicas que se muestran en la figura 07 y el mismo puede variar de 0 a 100, lo que permite definir 5 clases de macizos rocosos:

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

Por otro lado, el RMR de Bieniawski (1989) está correlacionado al GSI de Hoek y Marinos (2000), por la expresión:

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{89} - 5.$$

2.2.4. Criterio de falla de (Hoek & Brown, 1994)

Este criterio toma en consideración la resistencia de la roca intacta y las constantes m_b , s y a , parámetros que se estiman en función de la estructura y la condición de las discontinuidades del macizo rocoso, representado por el índice de resistencia geológica GSI. La forma generalizada del criterio de falla de Hoek – Brown es:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Dónde:

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

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

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

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

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

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

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

Dónde:


m_i es la constante de la roca intacta, estimada en el laboratorio mediante ensayos triaxiales. Para el granito que aflora en la zona del proyecto, se ha determinado un valor de 30.

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

donde m_i es el valor del parámetro m para la roca “intacta”, GSI es el índice de resistencia geológica del macizo rocoso ver la Figura 4, y D es un factor que considera la perturbación que producen en el macizo rocoso el desconfinamiento y las voladuras. En la Tabla 10 se presentan algunas guías para evaluar D .

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

Tabla 10. Se muestran los valores del factor de alteración D, para las distintas situaciones del macizo. (Hoek y Brown, 1980)

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

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

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

2.2.4.1 Parámetros de resistencia del macizo rocoso

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

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

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

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

2.2.4.2. Deformación en macizos rocosos (Em)

Las deformaciones, son los cambios en la forma o tamaño que experimenta un cuerpo cuando se le aplica una fuerza. Estas deformaciones pueden ser visibles o



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

El módulo de la deformación (E_m) del macizo rocoso es un parámetro importante en la interpretación de la deformación alrededor de las aperturas subterráneas. Desde que este parámetro es difícil y caro determinar en el campo, varios esfuerzos han sido desarrollados para estimar su valor, basado en el macizo rocoso y las clasificaciones geomecánicas (Hoek et al., 1995). El primer modelo empírico para la predicción del módulo de la deformación de los macizos rocosos fue desarrollado por Bieniawski (1978). Después de Bieniawski, algunos otros acercamientos empíricos también se desarrollaron como el Barton et al. (1980), Serafim y Pereira (1983), Nicholson y Bieniawski (1990), et de Mitri et al. (1994), Hoek y Castaño (1997), Palmström y Singh (2001), Barton

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

Todas las relaciones empíricas, proporcionan estimaciones iniciales de las propiedades del macizo rocoso y ellos deben usarse con cautela en un plan de diseño. En los casos críticos está fuertemente recomendado que las estimaciones deben confirmarse in situ o por atrás el análisis de conducta de la excavación. La tabla 11 se ve la siguiente lista de ecuaciones empíricas sugeridas para estimar el módulo de deformación con los parámetros requeridos y limitaciones.

Tabla 11. Se muestran las fórmulas para determinar la deformación de un macizo rocoso.

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

2.2.5. Ensayos de laboratorio

Peso unitario y densidad.

El peso unitario de una roca, γ , es definida como la relación entre el peso (W) y el volumen total (V_T) de la muestra.

$$\gamma = \frac{W}{V_T}$$

La densidad de una roca, ρ , es definida como la relación entre la masa (M) y el volumen total (V_T) de la roca. (Read & Stacey, 2009).

$$\rho = \frac{M}{V_T}$$

La medida de la masa de la muestra de material rocoso es directa a través de una balanza, sin embargo la medida del volumen bruto de la muestra puede abordarse por dos métodos. Dependiendo del tipo de muestra que se dispone; estos son: por medidas con calibrador para cuerpos de prueba de forma geométrica regular, en el cual se considera el volumen del material; y por el principio de Arquímedes para muestras de formas irregulares con la utilización de una balanza hidrométrica. (Suarez, 2013).

2.2.5.1 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 regulares e irregulares. Es un ensayo muy sencillo de ejecución rápida y bajo costo. La resistencia a la compresión simple (UCS) se determina de la siguiente manera:

- En primer lugar, se debe determinar el diámetro equivalente (D_e) según el tipo de ensayo ejecutado diametral, axial o irregular. Para mayor detalle del cálculo de este parámetro revisar figura 6.
- En segundo lugar, se debe determinar el valor de I_s a partir del valor de carga de ruptura (P) y el diámetro equivalente (D_e)

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

- En tercer lugar, dado que el valor I_s es una 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:

$$I_{s(50)} = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45} * \left(\frac{P}{D_e^2} \right)$$

- 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. Por ello, es recomendable realizar una serie de ensayos de compresión simple y carga puntual sobre una determinada muestra y así poder determinar el factor de conversión K adecuado para cada dicho tipo de roca. Una vez determinado y calibrado el factor K , el valor de UCS se estima de la siguiente manera:

$$\sigma_c = K I_{s(50)}$$

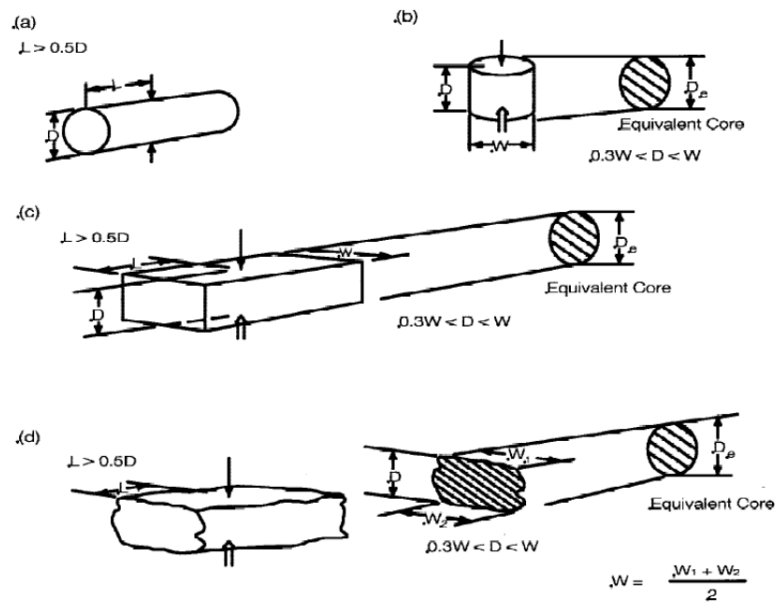


Figura 5. Configuración de carga y requerimientos en la forma de los testigos

(a) Muestra diametral, (b) muestra axial, (c) bloque y (d) muestra irregular.

(b) L = largo, W = ancho, D = diámetro, y D_e = diámetro del núcleo equivalente (Gonzales de vallejo, 2002)

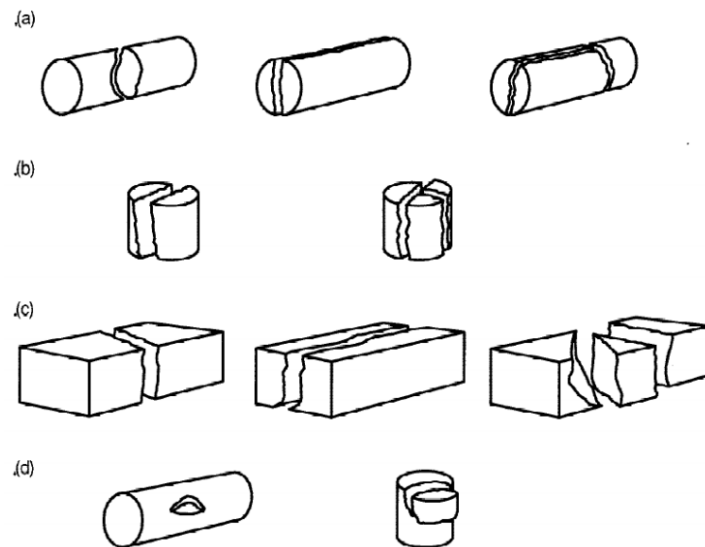


Figura 6. Modos típicos de falla para muestras válidas e inválidas

(a) Muestras diametrales válidas; (b) muestras axiales válidas; (c) bloques válidos; (d) muestras inválidas. (Gonzales de vallejo, 2002)

2.2.5.2 Ensayo de resistencia compresión simple.

Este ensayo permite determinar la resistencia uniaxial no confinada de la roca (σ_c). Es un ensayo para la clasificación de la roca por su resistencia. La relación entre los esfuerzos aplicados en el ensayo es: $\sigma_1 \neq 0$; $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. (Gonzales de Vallejo, 2002).

La internacional Society of Rock Mechanics (ISRM, 1981), establece una serie de recomendaciones con respecto a la preparación de las probetas:

- Las probetas deben ser cilíndricas con una relación longitud/diámetro de 2.5 a 3.0. y con $D > 54$ mm. El diámetro D será al menos 10 veces mayor que el mayor tamaño de grano de la roca como mínimo de 10 a 1. El ensayo principalmente orientado a la clasificación de rocas de acuerdo a su resistencia compresiva y se utiliza para la clasificación del macizo rocoso.
- La resistencia a la compresión simple o uniaxial es normalmente definida como el esfuerzo necesario para romper un espécimen cilíndrico de roca sin confinamiento lateral (Figura 7). La verdadera falla debido a la compresión en una roca sólo puede ocurrir a través del colapso interno de la estructura rocosa debido a la compresión de los espacios porosos dando por resultado el fracturamiento de granos.

La resistencia a la compresión uniaxial se determina mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{4P}{\pi D^2}$$

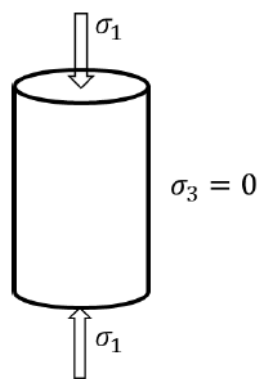


Figura 7. Compresión simple o uniaxial.

Si la relación longitud/diámetro (L/D) es menor que 2 se hace una corrección al esfuerzo, entonces la resistencia se calcula mediante la siguiente expresión:



$$\sigma_{cc} = \frac{P}{\left[0.88 + \left(\frac{0.24D}{h}\right)\right]}$$

Dónde:

σ_c : Resistencia a la compresión uniaxial de la muestra (Mpa ó Kgf/cm²).

σ_{cc} : Resistencia a la compresión uniaxial corregida de muestra (Mpa ó Kgf/cm²).

P : Carga pico de roca (Kg).

A : Área de la sección inicial de la muestra (cm²).

D : Diámetro de la probeta o espécimen de roca (cm).

h : Altura de la probeta o espécimen (cm).

2.2.6 SOSTENIMIENTO POR 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 Biewiaswki, y *Q* de Barton.

2.2.6.1. Sostenimiento según el RMR

Dimensionamiento del soporte primario

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

La metodología de análisis de soporte primario puede considerarse para su dimensionamiento, las clasificaciones geomecánicas como un instrumento útil y eficiente en la determinación de los elementos y cantidades de soporte ya que permite evaluar la capacidad de auto-soporte que posee el macizo rocoso. Existen actualmente diversas clasificaciones geomecánicas propuestas por diversos autores destacando entre ellas las clasificaciones de Bieniawski (Figura 8) y de Barton.

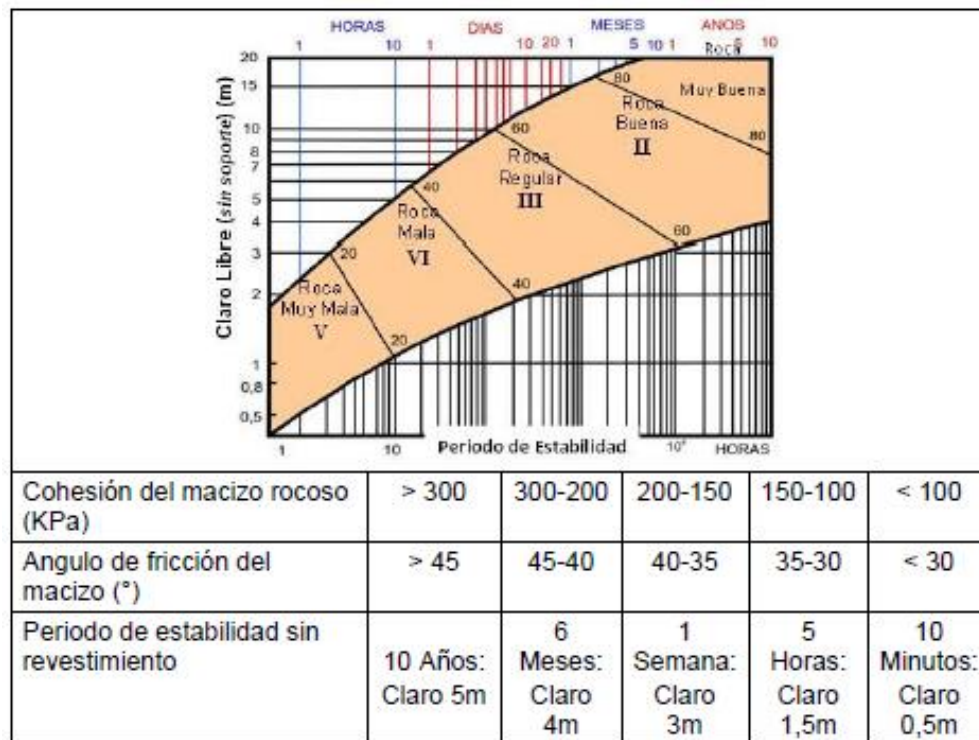


Figura 8. Estimación de auto-soporte en excavación sin soporte. (Bieniawski, 1973)

Como lo presenta Bieniawski (1973), mediante el índice RMR es posible obtener una idea del tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte (ver Figura 8); pero además de esto este índice nos provee unas recomendaciones de tipo técnico para el diseño de sistemas de soporte en túneles.

Diversos autores realizan recomendaciones para un soporte primario siguiendo la clasificación geomecánica de Bieniawski, tomando en cuenta algunas consideraciones propias del tipo de sección, el tipo de excavación y la presión vertical.

A continuación se presenta algunas recomendaciones para el dimensionamiento del sistema de soporte para túneles. Estas recomendaciones están dadas para túneles en forma

de arco de herradura con 10 m de ancho, construidos por sistema convencional (voladura) para presiones verticales inferiores a 25 Mpa.

Tabla 12. Recomendaciones para el sostenimiento de túneles. (Bieniawski, 1973)

Clasificación Geomecánica	Excavación	Soporte		
		Pernos	Concreto lanzado	Arcos de acero
I	Sección Plena 3.0 m Avance	N.A.		
II	Sección Plena 1.0 – 1.5 m Avance	Pernos localmente 3m de longitud en la corona con malla electro soldada en algunos casos.	5 cm en la corona donde lo requiera.	N.A.
III	En dos etapas, superior e inferior. 1.5 – 3.0 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 4m de longitud separados 1.5 – 2 m en la corona y hastiales con malla electro soldada en la corona.	5 - 10 cm en la corona y 30 cm en los hastiales.	N.A.
IV	En dos etapas, superior e inferior. 1.0 – 1.5 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 4-5m de longitud separados 1-1.5m con malla electro soldada en toda la sección.	10 – 15 cm en la corona y 10 cm en los hastiales.	Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5 m.
V	Múltiples Etapas. 0.5 – 1.5 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 5-6m de longitud separados 1-1.5m en la corona y hastiales con malla electro soldada en toda la sección.	15 - 20 cm en la corona 15 cm en los hastiales y 5 cm en el frente de excavación.	Arcos Pesados separados 0.75 m con enfilaje (sombrija) en la corona.

2.2.6.2 Sostenimiento según Índice Q

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

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

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

Dónde:

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

Tabla 13. Valores de índice ESR de la clasificación Q

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal	2-5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrico.	1.6-2.0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y ferrocarril, túneles de acceso.	1.2-1.3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0.9-1.1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.5-0.8

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

Finalmente se hará uso del ábaco para determinar la categoría de sostenimiento en función del valor Q y la De. (Ver figura 9)

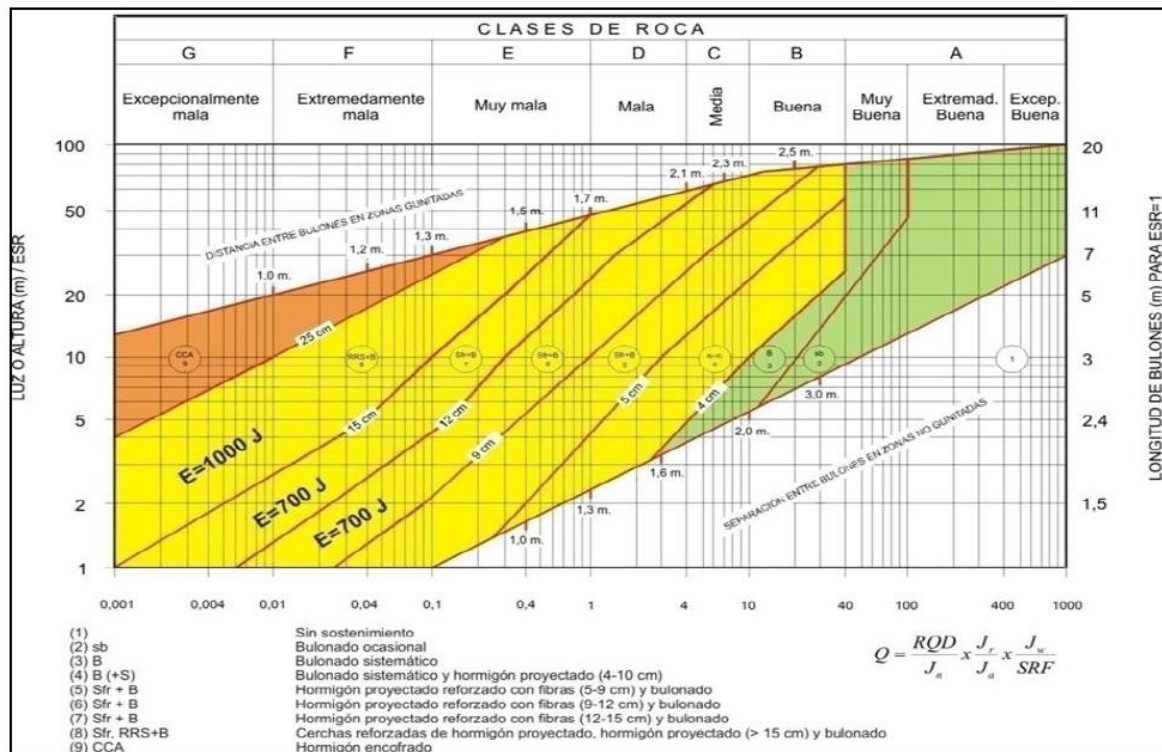


Figura 9. Estimación de soporte según el índice Q (Bartón, 2000)

Donde las categorías de sostenimiento especificadas se muestran a continuación:

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

2.2.7. Estado de Tensión en el Macizo Rocoso.

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:

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v$$

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.

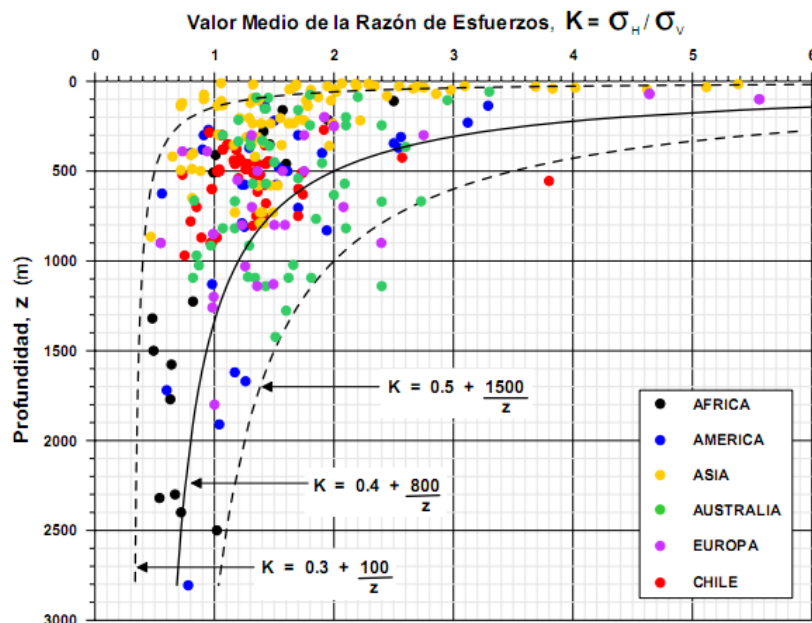


Figura 10. Variación de la relación de esfuerzo horizontal medio al esfuerzo vertical con la profundidad bajo la superficie. (E. Hoek & E. T. Brown 1997).

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

10); por lo tanto, si existieran tensiones horizontales importantes a esas profundidades, podrían inducirse procesos de fracturación (sobreeexcavaciones), plastificación intensa, etc.

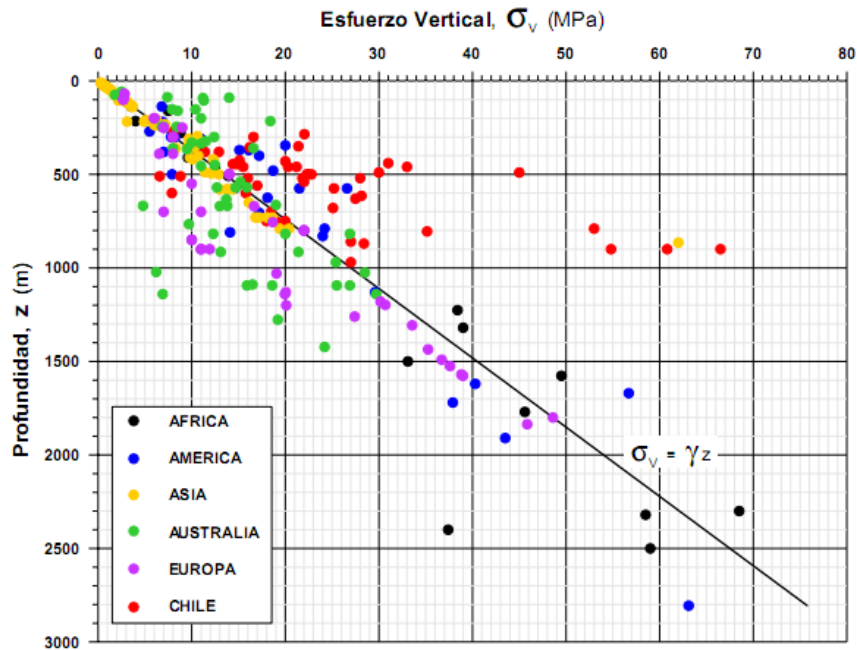


Figura 11. Vaciado de esfuerzos verticales contra la profundidad bajo la superficie. (E. Hoek & E. T. Brown 1997).

En la figura 11, 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 11 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 :

$$k=0.25+7Eh(0.001+ 1/z)$$

Donde Eh 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.

2.2.8. SOSTENIMIENTO CON MÉTODOS ANALÍTICOS

2.2.8.1. 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.

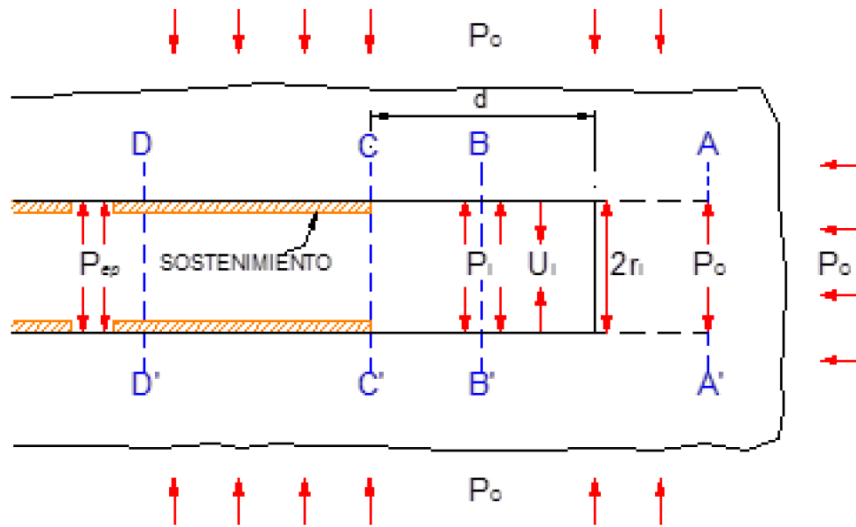


Figura 12. Sección longitudinal del avance de una excavación subterránea.

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:

- El progresivo alejamiento del frente lo que supone la disminución virtual de la carga P_i y por tanto un incremento de deformación radial;
- 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 13).

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: $P_i = k (U_i - U_d)$

En primera aproximación el revestimiento reaccionará con una determinada rigidez constante (k) frente a las deformaciones impuestas.

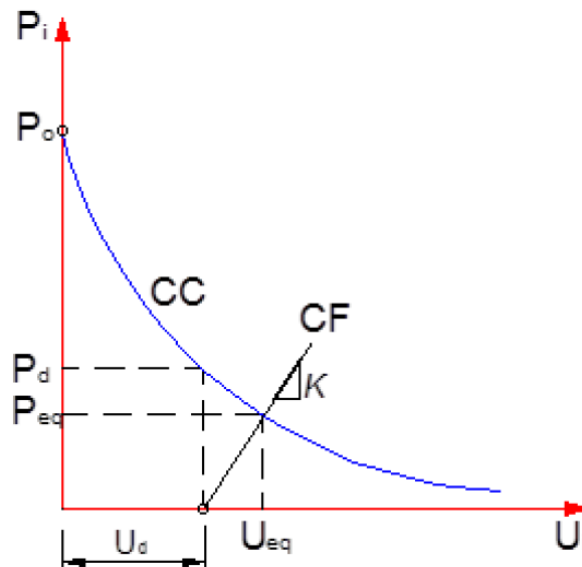


Figura 13. Representación de las distintas curvas en un gráfico P_i vs U_i .

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.

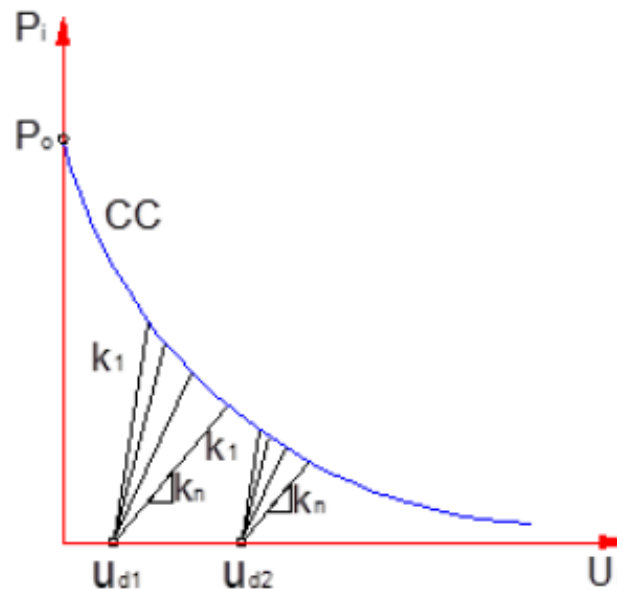


Figura 14. Distintas opciones a la hora de elegir el sostenimiento.

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 14) 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.
- **Criterio de Mohr-Coulomb**, por ser de uso generalizado, tanto en macizos rocosos como en suelos. Permite de forma natural tratar las condiciones no drenadas ($c = c_u, \phi = 0$) y puramente friccionales ($c = 0, \phi$).
 - **Criterio de Hoek-Brown**, por su fidelidad para reproducir las envolventes de rotura no lineales observadas en rocas.

Se examinará el caso de túnel circular en deformación plana y el caso esférico (comportamiento elástico y criterio de Mohr-Coulomb). La cavidad esférica, aparte del interés que tiene en si misma para el análisis de excavaciones subterráneas de formas diversas, es una aproximación interesante al comportamiento en las proximidades del frente y proporcionan información útil para entender sus condiciones de estabilidad.

El método descrito tiene las limitaciones que se derivan de las hipótesis o condiciones que conducen a su formulación. Las más sobresalientes son:

- Estado de tensiones inicial isótropo y homogéneo.
- Geometrías circulares.
- Dificultades para adaptar el comportamiento tridimensional del frente y en para estimar el movimiento u_d .



Como ventajas se señala que es posible obtener soluciones analíticas para muchos casos, que la comparación con otros métodos más avanzados (numéricos) es bastante satisfactoria y que proporciona un buen entendimiento de los fenómenos de interacción entre terreno y sostenimiento.

Este método de análisis se basa en el concepto de una "curva de reacción del suelo" o "curva característica", que se obtiene a partir de la solución analítica para un túnel circular en un macizo rocoso elasto-plástico bajo un campo de esfuerzos hidrostático. Teniendo en cuenta el radio del túnel, condiciones de esfuerzo in-situ, los parámetros de la roca y los parámetros del soporte, se calculan una curva de reacción del suelo y una curva de reacción del soporte. La intersección de estas curvas determina un factor de seguridad para el sistema de soporte. Permite calcular la carga que debe soportar el soporte instalado, a partir de la premisa de que el soporte en la proximidad del frente de excavación no soporta toda la carga, ya que en parte es soportada por el frente del túnel: efecto del frente. A medida que se continúa excavando disminuye el efecto del frente y el soporte resiste una mayor carga, el método parte de las siguientes consideraciones:

- Túnel cilíndrico
- Presiones isotrópicas
- Deformación plana bidimensional
- El macizo rocoso no tiene reología

Según el método convergencia-confinamiento el objetivo del sostenimiento no consiste en oponerse a la deformación elástica del terreno alrededor de la cavidad ni a la formación de una aureola plastificada, sino repartir las tensiones alrededor de la excavación de forma que limite las deformaciones de las paredes y la extensión de la zona plastificada para alcanzar un equilibrio que satisfaga las siguientes condiciones:

- Limitar la convergencia de las paredes a valores aceptables en función de la ejecución y explotación de la obra (existen túneles con deformaciones radiales del orden del 5% que han sido estables).
- Limitar el fenómeno de descompresión del terreno que se traduce siempre en un deterioro notable de las características mecánicas.

- Optimizar las características y el coste del sostenimiento reduciendo la presión útil de confinamiento, teniendo en cuenta la convergencia máxima admisible.

Básicamente el método plantea la descompresión del terreno producto de la excavación del terreno, lo que permite que este se relaje parcialmente, de esta forma cuando se instala el soporte la presión de equilibrio es baja, para determinar dicha presión se recurre a la curva característica del terreno donde se presenta la presión del terreno (σ_{v0}) versus el desplazamiento (u), a su vez la presión soportado por el soporte se determina mediante la curva característica del soporte el cual será instalado cuando ya se ha producido un desplazamiento inicial del terreno (u_0), el punto de encuentro de estas dos curvas características representa el punto de equilibrio de la excavación, (ver figura 15) esta hipótesis es la base para el método convergencia – confinamiento, y para el N.A.T.M.

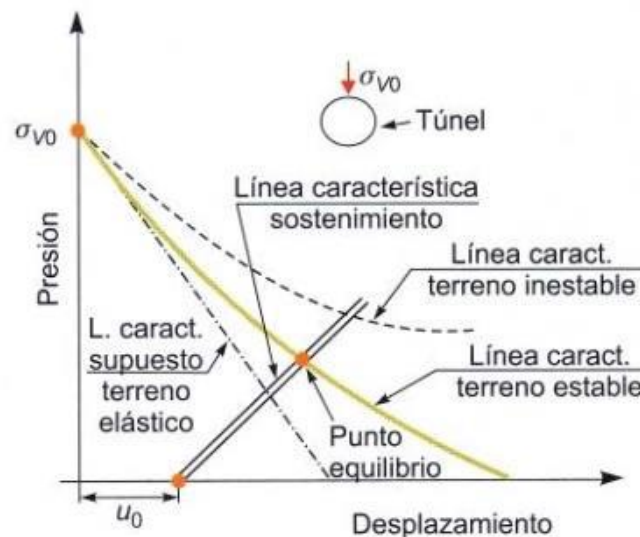


Figura 15. Curvas características (González de Vallejo 2004)

2.2.8.2 Determinación de curva de Confinamiento (curva de sostenimiento)

Consideremos un revestimiento continuo elástico de radio y espesor, e , pequeño comparado con r y sometido a una presión uniforme en el contorno, de intensidad p . La carga T que soporta el anillo se obtiene fácilmente, por equilibrio (Figura. 16).

$$T = p r_i$$

La deformación circunferencial del revestimiento será

$$\varepsilon_{\theta} = -\frac{u_i}{r_i} = \frac{\sigma_{\theta}}{E} = \frac{p_i r_i}{eE} = \frac{p_i}{k}$$

Donde $k=E_e/r_i$, que tiene las dimensiones de un módulo de deformación, reúne propiedades del material del revestimiento (su módulo E) y geométricas (e, r_i) y puede considerarse la rigidez del revestimiento (Figura. 17). Una vez conocida, es una simple operación determinar la convergencia relativa u_i/r_i y por tanto obtener la curva de confinamiento.

La expresión anterior se puede generalizar a los tipos de sostenimiento y revestimiento generalmente utilizados en la construcción de túneles: anillos de hormigón de espesor finito (hormigonados 'in situ' o bien materializados mediante hormigón proyectado), revestimientos prefabricados por dovelas, cerchas metálicas, bulones, En los apartados siguientes se dan algunas expresiones de k. Por otra parte el revestimiento puede alcanzar una carga de rotura. En definitiva la curva de sostenimiento se determina si se conoce k, y la convergencia previa a su instalación. u_d

Si actúan varios tipos de revestimiento simultáneamente con rigideces diferentes, cada uno de ellos responderá a la deformación común ε_e con una presión de sostenimiento

$$P_i^j = k_j \varepsilon_e$$

La carga total de sostenimiento será

$$p_i = \sum_j p_i^j = \left(\sum_j k_j \right) \varepsilon_{\theta} = k \varepsilon_{\theta}$$

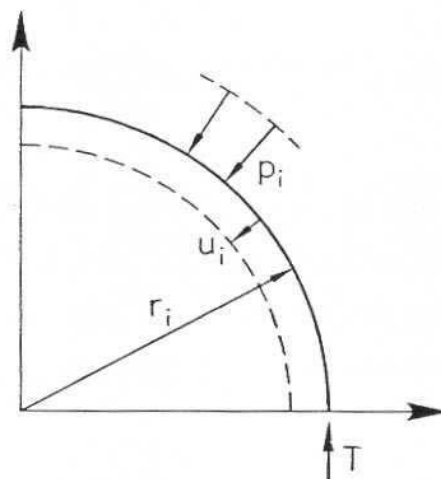


Figura 16. Carga T que soporta el revestimiento

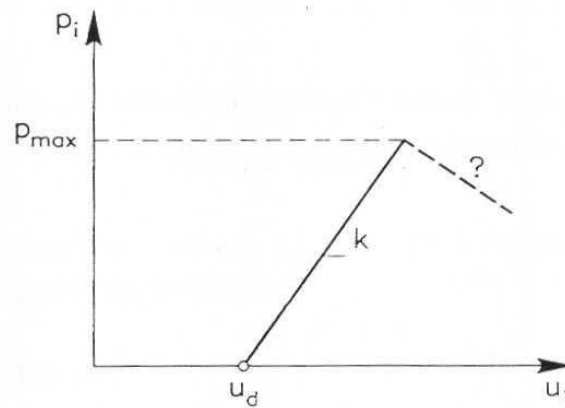


Figura 17. Rigidez del revestimiento

Es decir, siempre que actúen simultáneamente a la rigidez conjunta es la suma de las rigideces individuales.

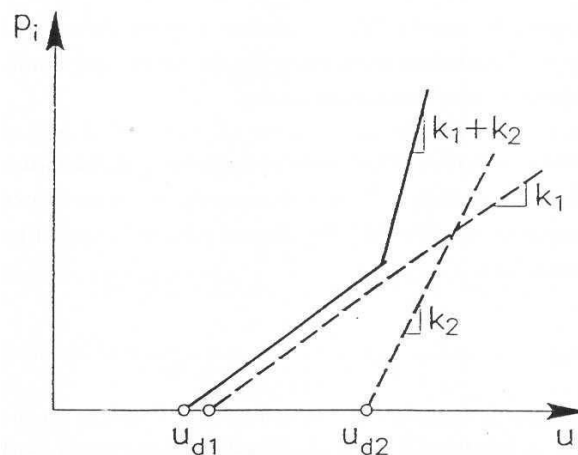


Figura 18. Actuación conjunta de distintos tipos de sostenimiento

Si los sostenimientos actúan en tiempos o distancias al frente diferentes como es el caso representado en la Figura. 18, su composición debe tener en cuenta este hecho, como allí se indica.

2.2.8 Macizos rocosos y su comportamiento frente al esfuerzo

En cualquier punto del macizo el tensor de tensiones viene definido por seis componentes, tres componentes normales, y tres componentes tangenciales, σ_{xi} , σ_{yi} , σ_{zi} , τ_{xyi} , τ_{yzi} y τ_{xzi} , en un sistema de coordenadas (x, y, z). Dependiendo de la magnitud y dirección de las seis componentes del tensor, se obtienen las tres tensiones principales, σ_{1i} , σ_{2i} , σ_{3i} , donde σ_{1i} es la tensión mayor, σ_{2i} la tensión intermedia y σ_{3i} la tensión menor.

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$$

f es la superficie que limita el dominio elástico del material, en el espacio bidimensional de tensiones principales, y la ecuación que describe esta superficie de fluencia es el criterio de rotura (ver Figura. 19).

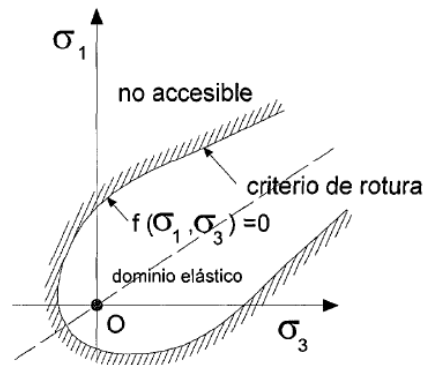


Figura 19. Representación del criterio de rotura en términos bidimensionales. Modificada de según (Melentijevic, 2005).

Los tipos de fractura dependiendo del estado de esfuerzo al cual está sometida una roca, será la fractura inducida sobre ésta. Si sobre la muestra se aplica compresión axial sin confinamiento se observan grietas longitudinales paralelas al esfuerzo aplicado, aunque localmente se producen fracturas de cizalla con una inclinación de 45° o menos con respecto a la dirección del esfuerzo aplicado. Si se aplica una compresión triaxial sobre la muestra, con una cantidad moderada de presión de confinamiento, se origina un plano de fractura con un ángulo de inclinación menor a 45° con respecto a la dirección del esfuerzo máximo. Esta es la fractura más común cuando se somete la muestra a esfuerzos compresivos que exceden la resistencia mecánica del material y es denominada fractura de cizalla o falla de corte. Vea la figura. 20

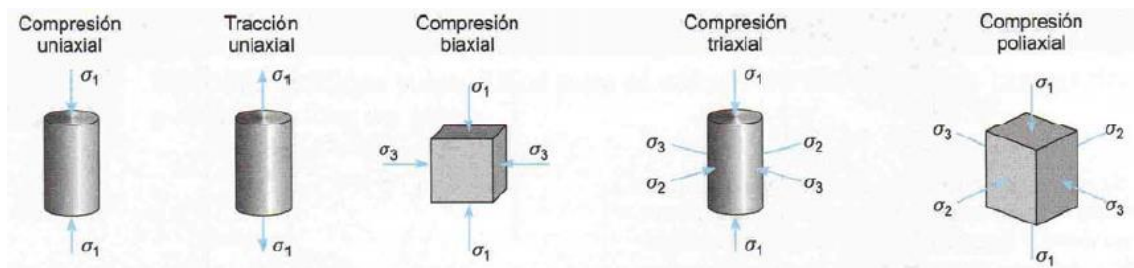


Figura 20. Diferentes estados de tensiones aplicados a probetas de laboratorio

En el plano de cizalla actúan prácticamente los esfuerzos máximos tangenciales. Las fallas geológicas tienen el mismo origen que estas fracturas. En las fracturas de cizalla, generalmente los labios no tienden a separarse, sino que se deslizan uno sobre otro. Si la fractura se origina por los planos donde actúa el máximo esfuerzo de cizalla (cerca de 45°), se está dando lugar a dos familias de fracturas conjugadas perpendiculares entre sí. Sin embargo, esto no ocurre en la naturaleza ni en el laboratorio, y cuando se producen dos familias de fracturas conjugadas, el ángulo menor entre ellas está entre 50° y 70° , siendo la bisectriz de este ángulo la dirección de aplicación del esfuerzo máximo principal.

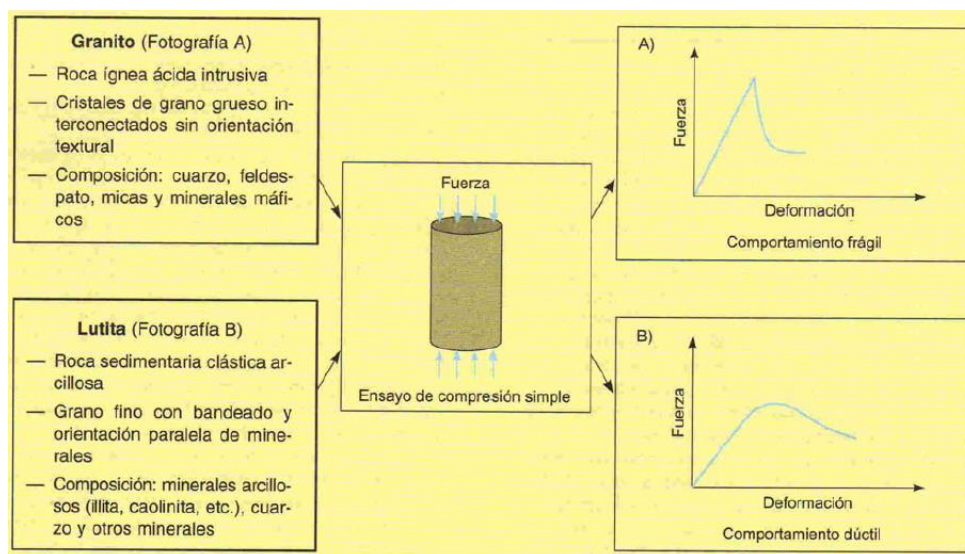


Figura 21. Curvas esfuerzo – deformación de una roca frágil y otra dúctil.

El comportamiento esfuerzo-deformación, de un cuerpo viene definiendo por la relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, y hace referencia a como se va deformando y cómo va variando el comportamiento del material rocoso a lo largo de la aplicación de la carga, o dicho de otra manera, como varía la resistencia del material para determinados niveles de deformaciones.

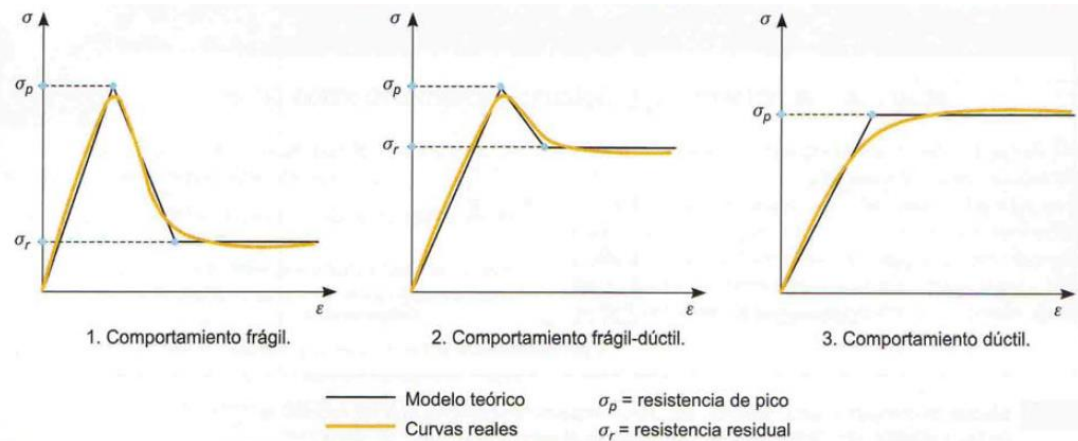


Figura 22. Modelos de comportamiento tensión-deformación.

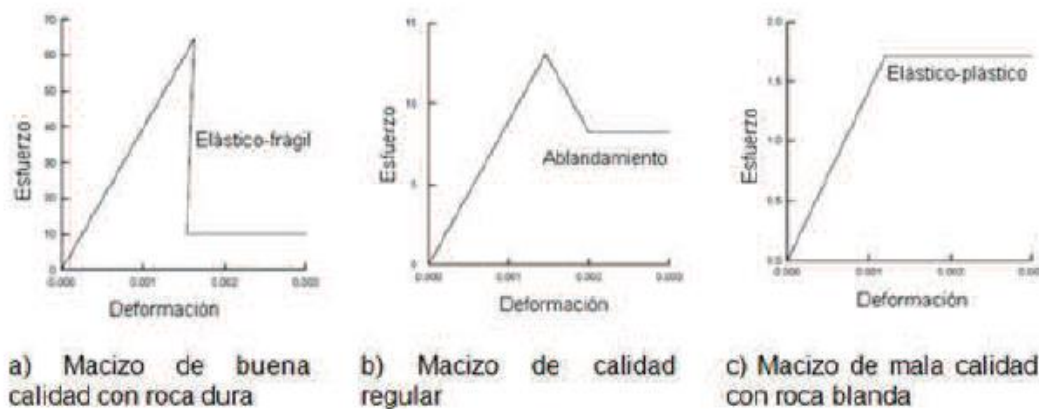


Figura 23. Características de falla para macizos rocosos de diferente calidad y comportamiento. Note que las escalas de esfuerzos son diferentes. Modificada de (Hoek, 1997).

El comportamiento frágil, es típico de las rocas duras con alta resistencia, lo que implica pérdida de resistencia con ninguna o muy poca deformación plástica. El comportamiento frágil – dúctil, se presenta en las discontinuidades rocosas o materiales arcillosos sobreconsolidados. El comportamiento dúctil, representa a rocas blandas como el yeso, sales.

2.3. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CUÑAS

Para que un bloque de roca pueda caerse del techo o de las paredes de una excavación, se necesita que quede separado del macizo circundante, cuando menos en tres discontinuidades estructurales. Si tres fisuras se interceptan para formar una cuña en el techo de una excavación subterránea pero la línea vertical que pasa por el vértice de la misma no cae dentro de la base de la cuña, el debilitamiento sólo puede ocurrir con



fricción sobre uno de los planos de fisura o sobre una de las líneas de intersección. Esta condición se representa estereográficamente si la figura de intersecciones formada por los tres grandes círculos cae a un lado del centro de la red.

2.3.1. Familias de discontinuidades

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

2.3.2. Estructura geológica

La estructura geológica es uno de los factores que más influye en la estabilidad de una excavación subterránea. En rocas plegadas y estratificadas la orientación de los estratos condiciona diferentes modos de comportamiento frente a la estabilidad en un túnel, influyendo los siguientes factores:

- Buzamiento de la estructura con respecto a la sección del túnel.
- Dirección de la estratificación con respecto al eje del túnel.
- Tipo de pliegues. (Ver Figura 24)

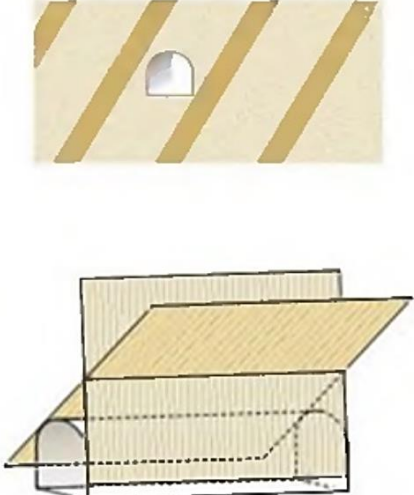
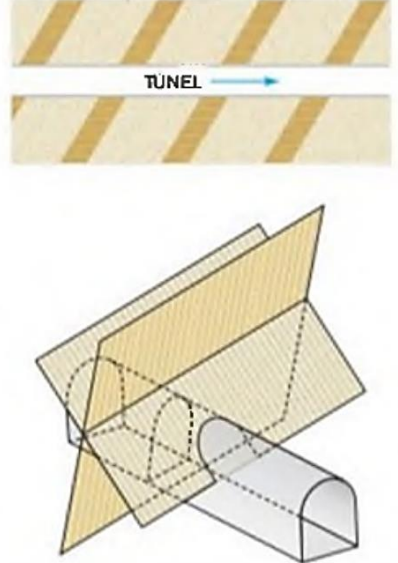
ORIENTACIÓN ESTRUCTURAL DESFAVORABLE	ORIENTACIÓN ESTRUCTURAL FAVORABLE
<p data-bbox="379 286 751 315"><u>TÚNEL PARALELO A LA ESTRUCTURA</u></p> 	<p data-bbox="831 286 1273 315"><u>TÚNEL PERPENDICULAR A LA ESTRUCTURA</u></p> 
<p data-bbox="464 931 667 960"><u>PLIEGUE SINCLINAL</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="368 969 743 999">• Distribución de tensiones desfavorable. <li data-bbox="368 992 762 1021">• Flujo de agua hacia el interior del pliegue. 	<p data-bbox="943 931 1161 960"><u>PLIEGUE ANTICLINAL</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="847 969 1190 999">• Distribución de tensiones favorable. <li data-bbox="847 992 1254 1021">• Flujo de agua hacia el exterior del pliegue.

Figura 24. Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel. (Gonzales de Vallejo, 2002)

2.3.3. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad

La mayoría de los problemas de estabilidad se deben a la intersección de la sección del túnel con planos de discontinuidad. Se distinguen las discontinuidades de tipo sistemático y las de tipo singular. Las diaclasas, planos de estratificación y de esquistosidad pertenecen al primer grupo, y están presentes prácticamente en todas las rocas, con mayor incidencia en zonas poco profundas, donde los procesos de meteorización y circulación de agua y los rellenos arcillosos son más frecuentes. A grandes profundidades la presión confinante hace que la apertura de las discontinuidades sea menor, pudiendo llegar a estar muy cerradas.

Sin embargo, las discontinuidades más importantes bajo el punto de vista de la estabilidad son las de tipo singular, como las fallas; al estar sometidas estas estructuras a roturas y deformaciones a lo largo de su historia geológica su resistencia es muy baja, presentado rellenos monolíticos y rocas de falla que, además de tener baja resistencia, pueden constituir vías preferentes para la circulación de agua. Por otro lado, las fallas pueden acumular tensiones tectónicas importantes. En la Figura 25 se puede apreciar los casos de

estratificación más probabilísticos en una excavación de túnel según la inclinación de las discontinuidades, se muestra los casos de sobreexcavación y riesgos que pueden presentarse al momento de realizar la excavación subterránea.

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

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

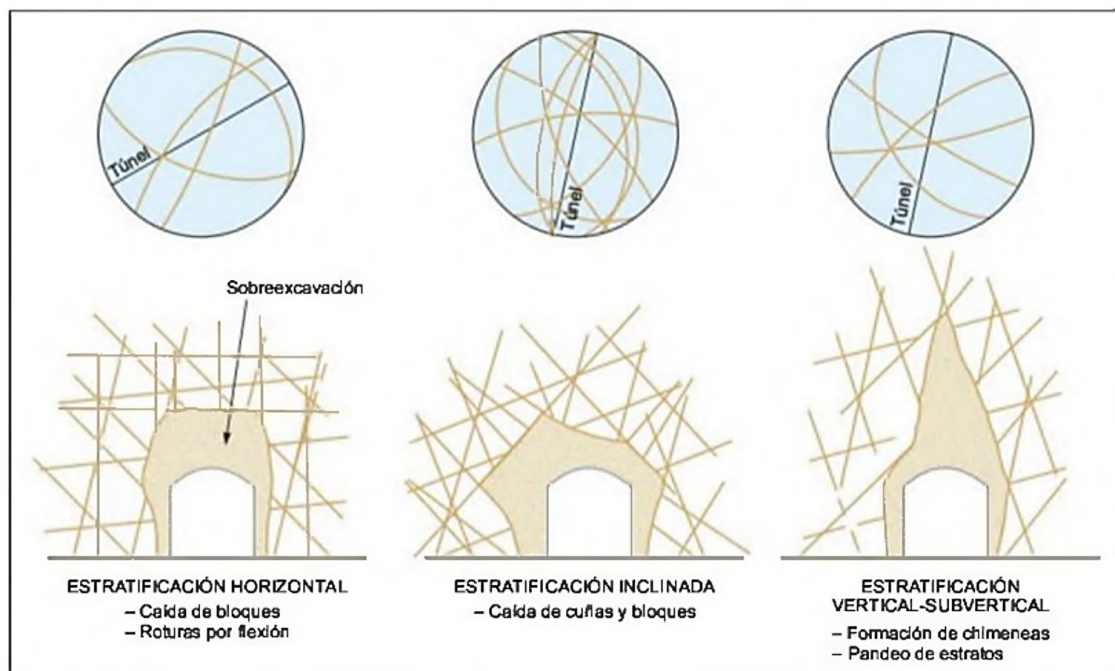


Figura 25. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de un túnel. (Gonzales de Vallejo, 2002)

2.4. DEFINICIONES CONCEPTUALES

2.4.1. Macizo rocoso

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



2.4.2. Matriz rocosa

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

2.4.3. Discontinuidad

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

Una discontinuidad es una superficie del macizo rocoso que está abierta o puede abrirse fácilmente a causa de tensiones inducidas por la excavación. Las superficies de discontinuidad aparecen durante la formación de la roca (planos de estratificación, laminación, foliación, disyunción, etc.) o posteriormente por causas tectónicas (esquistosidad, pizarrosidad y las fracturas: fallas y las diaclasas), estas últimas denominadas vulgarmente “juntas”. (Jorda, 2013).

2.4.4. Orientación

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

2.4.5. Espaciado

Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Éste determina el tamaño de los bloques de roca intacta que se pueden presentar dentro del macizo rocoso. Cuanto menos espaciado tengan, los bloques serán más pequeños y cuanto más espaciado tengan, los bloques serán más grandes. (SNMPE, 2004).

2.4.6. Persistencia

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



2.4.7. Rugosidad

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

2.4.8. Apertura

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

2.5.9. Relleno

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

2.4.10. Aguas subterráneas

La presencia de agua subterránea es de suma importancia en la estabilidad de túneles, ya que implica menor resistencia en el macizo rocoso, por ende en la clasificación de macizo rocoso en las cuales puede estar seco, ligeramente húmedo, húmedo, goteando y fluyendo. Generalmente, la circulación de agua en los macizos rocosos se realiza a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria), excepto en las rocas sedimentarias con un alto índice de poros, en las cuales el agua circula por la propia roca (permeabilidad primaria). (Ramirez & Alejano, 2007).

2.4.11. Meteorización

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

2.4.12. Alteración

La alteración de la roca o también dicha, alteración hidrotermal, se produce por la ascensión de fluidos o gases magmáticos a altas temperaturas a través de fracturas o zonas



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

2.4.13. Factor de seguridad

El Factor de Seguridad es una medida determinista de la relación entre las fuerzas de resistencia (capacidad) y las fuerzas impulsoras (demanda) del sistema en su entorno considerado. El FS es el criterio más básico de diseño aceptado en la ingeniería. En geomecánica saltó a la fama a mediados del siglo XX, cuando la ingeniería geotécnica se desarrolló como una disciplina de ingeniería independiente. En 1940. (Read & Stacey, 2009).

2.4.14. Pernos de anclaje

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

2.4.15. Diseño de sostenimiento

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



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 GENERALIDADES

3.1.1 Ubicación y Accesibilidad

Política

Se ubica en la parte central de la costa peruana, que se extiende hasta las márgenes occidentales andinas. Políticamente se ubica en la parte Nor-Este de la Provincia de Lima (Región de Lima), República del Perú.

Ubicación geográfica

Se encuentra ubicada en el flanco izquierdo del valle del río Rímac (aguas abajo), entre los Distritos de Matucana y San Mateo de la provincia de Huarochirí, de la región Lima, en las coordenadas UTM, WGS 84, Zona 18S: ver anexo1-1

- 352434E – 8693827N
- 352693E – 8693985N,
- Cota de 2555 m.s.n.m.

3.1.2. Aspectos Climáticos

Por su ubicación la comunidad de Matucana se encuentra dentro de una zona que desciende de la Cordillera de los Andes, presentando un clima seco a templado. Las temperaturas medias alcanzan 22,2 °C a 13°C en otoño - invierno y 13°C a 25°C en primavera - verano. Las variaciones climáticas de los últimos años hacen recordar el carácter geodinámico, que labraron la génesis del valle a lo largo del cauce del Río Rímac, así mismo los taludes adyacentes. Fenómeno de El Niño con recurrencia de 4 años también son importantes en el modelamiento del terreno y ponen en manifiesto muchas zonas de alto riesgo climático inherente en esta zona.

3.2. METODOLOGÍA

En el desarrollo de esta tesis fue necesario proponer una metodología que permitiera realizar el trabajo de manera ordenada, partiendo de los fundamentos teóricos



básicos, mediante la investigación sobre los distintos métodos para calcular el diseño de sostenimiento en túnel.

La metodología para este trabajo de investigación se dividió en tres partes. Primero, se hizo una recopilación bibliográfica de tesis, tesinas, artículos de investigación científica y páginas web que se centraran en la temática de “túneles”. En la segunda parte, se analizó, investigación de campo levantamientos topográficos, geológicos, mapeo geomecánicos. En la tercera parte, para demostrar la aplicabilidad de los métodos empíricos y analíticos expuestos, se efectuaron diversos análisis paramétricos cuyos resultados se resumieron en distintos métodos.

3.3 TIPO DE INVESTIGACION

El tipo de Investigación es descriptivo cualitativo y cuantitativo porque se utilizará recursos numéricos y sus análisis, medidas y cálculos matemáticos con datos reales.

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.4.1. Recopilación y Revisión de Información Bibliográfica.

En esta primera etapa consiste en la recopilación de estudios previos de la zona y/o alrededores con ayuda de boletines de INGEMMET, para darnos idea de la geología presente en la zona de estudio.

Todo el material bibliográfico recopilado y disponible fue y sigue siendo analizado, la búsqueda de información consistió en recurrir a diversas fuentes tales como bibliotecas, hemerotecas, informes relacionados a la investigación, modelos de mapas geológicos; así como la búsqueda de temas relacionados a la materia de investigación a través de los navegadores de red (internet).

También se revisó la idoneidad y la aplicación de diferentes métodos de caracterización geológica, estructural y geomecánica de los macizos rocosos, los cuales son importantes y serán descritos dentro de la presente investigación.

Comprende el procesamiento de información, cálculo, resultado y redacción de la tesis, a partir de la predicción del comportamiento geomecánico y método empírico y analítico del macizo rocoso.



3.4.2. Mapeo geomecánico de labores subterráneas

La evaluación se realizó mediante estaciones geomecánicas o bien llamado mapeo por celdas, realizada a lo largo de los niveles y subniveles de explotación. En cada estación se identificaron y cuantificaron las características de las principales familias de discontinuidades. Para cada familia se determinó la orientación (buzamiento “Bz” y dirección de buzamiento “DBz”), el espaciamiento, la persistencia, la rugosidad, la resistencia de la pared de la discontinuidad, la abertura, el relleno, el grado de meteorización, la resistencia del relleno y la presencia de agua.

En cada estación geomecánica se calculó la clasificación geomecánica por el sistema RMR (Bieniawski, 1989), Q (Barton, 2000) y el GSI. Se realizó la recolección de muestras de roca para los ensayos de carga puntual; la evaluación y la interpretación de cada estación geomecánica se presenta en el Anexo 03.

3.4.3. Caracterización geomecánica.

El macizo rocoso es el conjunto de bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades por las que se ve afectado como son fallas, juntas, pliegues, planos de estratificación etc. Los macizos rocosos son por tanto discontinuos y heterogéneos, siendo la consecuencia más importante de ello el efecto escala y que las propiedades tenso deformacionales de los macizos son de naturaleza anisótropa. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

La clasificación geotécnica del macizo rocoso se realizó para cada una de las zonas de mapeo, de las cuales se obtuvieron el índice RQD, los valores de las clasificaciones RMR, Q Barton y GSI.

3.4.3.1. Índice de designación de la calidad de la roca (RQD).

Para la determinación del RQD se utilizó el criterio de Priest y Hudson que consideran la medición del número de fisuras por metro lineal. Se optó por este criterio ya que se realizó mapeos lineales.

3.4.3.2 Clasificación geotécnica del macizo rocoso.

Clasificación RMR (Bieniawski, 1989).

Para la determinación del RMR se toman los valores obtenidos de campo, tomando en consideración los siguientes parámetros (UCS, RQD, Espaciamiento de las

discontinuidades, Condición de las discontinuidades, Condiciones del agua subterránea, Orientación de las discontinuidades.

De los cuadros presentados en el Anexo 03 que nos muestran los datos de mapeo lineal en campo de las 06 estaciones geomecánicas, de estos se toman los necesarios para realizar la clasificación RMR y se les otorgan valoraciones según corresponda, estos valores obtenidos se muestran en el Anexo 03.

Clasificación del Índice (Q)

Basándose en un gran número de casos históricos de excavaciones subterráneas, Barton y otros (1974), propusieron una clasificación de macizo rocoso, al cual le denominaron “Tunnelling Quality Index, Q” y que viene expresado por los parámetros del índice de excavación como son. RQD, J_n, J_r, J_a, J_w y SRF.

Clasificación por el método índice GSI.

Los valores de GSI se obtuvieron con relación al RMR, para lo cual se consideró la recomendación de Hoek (2005), donde se menciona que el GSI es igual al RMR – 5, éste fue tomado en consideración en la presente investigación debido a que es bastante práctico y muy utilizado en el estudio de taludes

3.4.3.3 Criterio de resistencia generalizado de Hoek – Brown

Se realizó la valoración del macizo rocoso que constituye del túnel Chacahuaro - Matucana, esto con el objetivo de determinar las propiedades físicas que están involucradas con el macizo rocoso en conjunto, con la ayuda del software RocData v.3.0 el cual es un software práctico que contempla los criterios de resistencia de macizo rocoso como es el de Hoek – Brown.

3.4.3.4 Valoración de la roca intacta

Para la valoración geotécnica de la roca intacta que constituye el macizo rocoso del túnel Matucana – Chacahuaro, se realizó con el cumplimiento de normas y estándares de calidad para la preparación y ejecución de ensayos en el laboratorio tales como las dadas por el ISRM y las normas ASTM. Las pruebas fueron certificadas por el Laboratorio de Mecánica de Rocas y Suelos de la Facultad de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional del Altiplano.



Densidad y peso específico.

Estos fueron realizados tomando en consideración la norma ASTM C 97-02 y la Norma ISRM. Ver anexo 02.

Resistencia.

Para determinar la resistencia de la roca intacta se recurrió a los ensayos de laboratorio, para lo cual se realizaron; ensayos de carga puntual de forma axial, pruebas de resistencia a la compresión simple o no confinada.

Resistencia a la compresión simple (UCS).

El equipo de laboratorio utilizado para estos ensayos fue una prensa hidráulica manual de 2000 kN de capacidad, que se presenta en el Anexo 02, junto a probetas o testigos listos para ser ensayados, los ensayos fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la ASTM D 2938-95 y la norma ISRM.

Ensayos de carga puntual (PLT).

Los ensayos fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la ASTM D 5731-02 y la norma ISRM. El equipo de laboratorio utilizado para realizar los ensayos de carga puntual fue una prensa hidráulica manual de 5000 dN de capacidad, que se presenta en el Anexo 02, junto a probetas o testigos listos para ser ensayados.

3.4.4. Método empírico.

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.

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

3.4.4.1. Sostenimiento según el RMR

Dimensionamiento del soporte primario

Como lo presenta Bieniawski (1973), mediante el índice RMR es posible obtener una idea del tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte pero además de esto este índice nos provee unas recomendaciones de tipo técnico para el diseño de sistemas de soporte en túneles.

A continuación se presenta algunas recomendaciones para el dimensionamiento del sistema de soporte para túneles. Estas recomendaciones están dadas para túneles en forma de arco de herradura con 10 m de ancho, construidos por sistema convencional (voladura) para presiones verticales inferiores a 25 Mpa.

3.4.4.2. Sostenimiento según Índice Q

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

Donde las categorías de sostenimiento especificadas se muestran a continuación:

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



3.4.5. Método analítico.

3.4.5.1. 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.

El método descrito tiene las limitaciones que se derivan de las hipótesis o condiciones que conducen a su formulación. Las más sobresalientes son:

- Estado de tensiones inicial isótropo y homogéneo.
- Geometrías circulares.
- Dificultades para adaptar el comportamiento tridimensional del frente y en para estimar el movimiento u_d .

Como ventajas se señala que es posible obtener soluciones analíticas para muchos casos, que la comparación con otros métodos más avanzados (numéricos) es bastante satisfactoria y que proporciona un buen entendimiento de los fenómenos de interacción entre terreno y sostenimiento.

3.4.5.2. Determinación de curva de Confinamiento (curva de sostenimiento)

Consideremos un revestimiento continuo elástico de radio y espesor, e , pequeño comparado con r y sometido a una presión uniforme en el contorno, de intensidad. La carga T que soporta el anillo se obtiene fácilmente, por equilibrio.

La expresión anterior se puede generalizar a los tipos de sostenimiento y revestimiento generalmente utilizados en la construcción de túneles: anillos de hormigón de espesor finito (hormigonados 'in situ' o bien materializados mediante hormigón proyectado), revestimientos prefabricados por dovelas, cerchas metálicas, bulones, En los apartados siguientes se dan algunas expresiones de k . Por otra parte el revestimiento puede alcanzar una carga de rotura.



3.5. MATERIALES

Para el mapeo geológico, se realizó el cartografiado de la litología existente en el área de emplazamiento del túnel Chacahuaro - Matucana Km. 80+140 al 80+500. Para ello se ha hecho uso de:

- Libreta de campo.
- Base topográfica.
- Lápices de colores.
- Picota de geólogo
- Brújula BRUNTOM
- Ficha de toma de datos.
- Topografía del túnel.
- Picota de geólogo.
- Martillo Schmidt o Esclerómetro
- Brújula geotécnica.
- Cinta métrica.
- Peine de Bartón.



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO

4.1.1 Geología Regional

La unidad litológica más antigua en el área de Matucana, corresponde al Grupo Excelsior de edad Paleozoico inferior a medio, que está en discordancia, a una gruesa secuencia de sedimentos debido al desarrollado del ciclo de sedimentación mesozoica seguido por una acumulación continental volcanoclástica del Cenozoico, afectada por las diversas fases del ciclo geotectónico andino, las cuales están constituidas, por el Grupo Rímac conjunto de unidades de rocas volcánicas - sedimentarias que fueron plegadas y cortadas en sus límites; está constituido por flujos de brecha, con ocasionales intercalaciones de lutitas y calizas; lo que ocasionalmente en algunos sectores de la formación se encuentran intruídos por cuerpos hipabisales. Los depósitos Cuaternarios están constituidos por depósitos coluviales, fluviotorrenciales y aluviales; que descansan discordantes sobre el Grupo Rímac. (McLaughlin et al., 1924).

4.1.2 GEOLOGÍA LOCAL

4.1.2.1 GRUPO RIMAC (Tim_R)

La configuración geológica, al portal de salida del Túnel – Chacahuaro, se muestra como una zona de inflexión o quiebre en el flanco derecho del plegamiento del Grupo Rímac; exponiendo a fracturas paralelas en su propio eje al portal de salida; se le atribuye estos plegamientos y flexuramientos, a la acción del domo de Yauli (macizo del paleozoico).

El Grupo Rímac está compuesta por unidades de rocas volcánicas y sedimentarias, localmente está constituido por secuencias sedimentarias de calizas de color gris oscuro, con textura bandeada de granos finos menores a 2 mm, presentan fracturas paralelas el eje del portal, con aperturas hasta de 5 mm, persistencia mayores a 20 m, ligeramente rugosa escalonada, con impurezas de pátinas de oxidación.

- **Serie Volcánico-Sedimentaria.-** Esta secuencia está constituida por lavas y brechas andesíticas de color gris azulado a verdoso, con bastante oxidación, por el contenido de pirita, tobas andesíticas y algunas intercalaciones de areniscas.



- **Serie Sedimentario-Tobácea.-** Se le encuentra en la parte media del Grupo Rímac y está constituida por unidades, predominantemente sedimentarias con contenido volcánico, así como por areniscas limolíticas, gris verdosas y rojizas y tobas re depositadas de color gris violáceo.
- **Serie Tobácea.-** Aquí se incluye unidades de tobas pardo grisáceas a blanquecinas de composición riolítica y dacítica, Esta unidad es muy característica en la secuencia del Grupo Rímac que a parece al este de Huarochirí.
- **Serie Volcánico-Sedimentaria.-** Esta serie constituye la parte superior del coloraciones rojizas y anaranjadas; areniscas feldespáticas con cuarzo y matriz tobácea en estratificación delgada y sobre ellos una secuencia de volcánicos tobáceosporfíroides de color violáceo, con plagioclasas, ortosas y volcánicos oscuros igualmente porfíroides, alterados.

En general en el Grupo Rímac hay volcánicos y sedimentos de la facies tobácea y un alto porcentaje de minerales ferromagnesianos que por alteración dan, a las rocas, coloración rojiza violácea, Se da regionalmente en la parte occidental de ambos cuadrángulos.

4.1.2.2 Depósitos cuaternarios

En el área de estudio se han identificado y mapeado los siguientes, que a continuación se describe:

- **Depósitos Aluviales (Q-AI):** Estos depósitos formados por gravas y arenas con cantos rodados se encuentran en los cursos medio e inferior de los ríos que bajan hacia la costa. Se encuentra formando terrazas aluvionales en las márgenes de los lechos. La variante no atraviesa estos depósitos.
- **Depósitos Fluviotorrenciales (Qh-fl-t).-** Conformados por clastos y bloques en proporciones variables de formas sub angulosas a sub redondeadas englobados en una matriz de grava limo-arcillosa. En el sector estos depósitos se encuentran constituyendo terrazas de gran altura y con taludes pronunciados casi verticales



evidenciándose de que estos depósitos se encuentran cohesionados y de compacidad media a alta. La variante atraviesa estos depósitos entre el km 79+900 y el km 80+140, mediante rellenos altos, sobre la carretera y sobre los depósitos fluviotorrenciales, y mediante un túnel entre el km 80+140 – km. 80+200. Cabe indicar que el portal de entrada del túnel se encuentra en este depósito.

- **Depósitos Coluviales (Q-Co).**- Los primeros son los depósitos que se encuentran al pié de las escarpas de las laderas de los cerros como material de escombros constituidos por gravas y bloques sub-angulosos con matriz grava arenosa limosa. La variante atraviesa estos depósitos entre el km 80+450 y el km 80+510 a través de un túnel, y desde el km 80+510 hasta el km 80+600, a través de cortes a media ladera, habiéndose proyectado un muro de sostenimiento del talud superior con gaviones, entre el km 80+500 y el km 80+532. El tramo final comprendido entre el km 80+600 y el km 80+660, la variante resulta coincidente con la plataforma existente, apoyada sobre el mismo deposito coluvial. Cabe indicar que el portal de salida del túnel se encuentra en este depósito.

Como resultado del mapeo local se muestra en el anexo 01-2 la geología en secciones de planta y perfil.

Litoestratigrafía Local

El área de emplazamiento del túnel Chacahuaro, se encuentran afloramientos de edad correspondientes al Cretáceo y al Paleógeno (terciaria). En el tabla 14, se describe la litología local por tramos.

Tabla 14. Geología Local

PROGRESIVA (Km.)	DESCRIPCIÓN
Km. 79+900 – Km. 80+140	Este sector corresponde a la unidad morfológica de terrazas conformadas por depósitos fluviotorrenciales, de pendiente media a baja, donde la topografía es ondulada a plana. Entre el km 79+900 y el km 79+950, la variante aprovecha parte de la plataforma existente, generándose rellenos en el lado izquierdo. A partir del km 79+950 – km 80+090, la



PROGRESIVA (Km.)	DESCRIPCIÓN
	variante se desarrolla completamente en relleno, sobre los depósitos aluviales, alcanzando una altura máxima de 7.00 m, mientras que desde el km 80+090 hasta el km 80+140, la variante continúa en relleno, sobre la plataforma de la carretera existente.
Km. 80+140 - Km. 80+200	<p>A partir del km 80+140 la variante ingresa en corte, en una terraza antigua de pequeña extensión conformada por el depósito fluvio-torrencial, el cual aparentemente se formó por una avenida excepcional, producto de un evento geodinámico extremo, habiéndose previsto la construcción de un túnel de 60 m de longitud para atravesar estos depósitos.</p> <p>El depósito fluvio-torrencial, de origen aluvional y fluvio-torrencial, se encuentra conformado por materiales gruesos, de formas angulosas y subangulosos de diferentes tamaños, desde guijarros, gravas hasta bloques de diferente naturaleza litológica, superiores a 1m de diámetro (de acuerdo al registro de perforaciones realizadas para el túnel), los cuales se encuentran englobados dentro de una matriz compuesto por gravas arenosas con limos no plásticos (1), que confieren una cohesión aparente, que se aprecia en campo, donde los taludes de corte tienen pendientes entre 75° y 85°.</p> <p>De acuerdo a la investigación geotécnica realizada para el diseño del túnel, se estima que en los primeros 60m del túnel (km 80+140 – km 80+200), se atraviesa el depósito fluvio-torrencial.</p>
Km. 80+200 - Km. 80+450	En este tramo el túnel atraviesa el afloramiento de roca, correspondiente Rocas Volcánicas sedimentarias del Grupo Rímac de la edad Terciario Inferior (Tim-r), este grupo litológico se encuentra conformado por cuatro secuencias volcánicas sedimentarias de diferente constitución litológica



PROGRESIVA (Km.)	DESCRIPCIÓN
	<p>donde predominan la presencia de lavas, tobas e intercalaciones de areniscas.</p> <p>Estas secuencias están definidas por dos series Volcánico – sedimentario, una ubicada en la parte superior del Grupo donde se definen en primer lugar rocas volcánicas y debajo rocas areniscosas y la otra en inferior del grupo donde se aprecian primero las rocas sedimentarias como limolitas y areniscas encima de rocas volcánicas tobaceas, serie sedimentario-tobaceo y una serie solamente tobacea.</p> <p>En la zona evaluada la litología encontrada es de lavas, brechas andesíticas de color gris verdoso, tobas andesíticas y estratos de areniscas, identificados en los taludes de la carretera existente, además se evaluado el comportamiento geomecánico de la roca en el túnel del ferrocarril existente ubicado, sobre el túnel carretero proyectado.</p>
Km. 80+450 - Km. 80+510	<p>La geomorfología de este sector corresponde a la unidad geomorfológica de lomas y colinas, continuando con las secuencias volcánicos sedimentarios en profundidad, cubiertos superficialmente por depósitos coluviales gruesos, que se encuentran al pié de las escarpas de las laderas de los cerros circundantes como material de escombros, constituidos por bolones, gravas y bloques sub-angulosos con matriz grava arenosa limosa.</p> <p>En este sector, la variante continua en túnel, habiéndose previsto la boca de salida del túnel a la altura del km 80+500, dentro del depósito coluvial descrito.</p>
Km. 80+510 - Km. 80+660	<p>La geomorfología de este sector corresponde a la unidad geomorfológica de laderas de pendiente moderadas conformados por el depósito coluvial descrito anteriormente.</p>



PROGRESIVA (Km.)	DESCRIPCIÓN
	A continuación, el eje de la variante empalma a la carretera existen, mediante cortes mínimos en depósitos coluviales gruesos, conformados por bloques y gravas angulosas a subangulosas, producto de la meteorización de las rocas preexistentes.

Como resultado del mapeo local se muestra en el anexo 01-3 por progresivas el mapa geológico local.

4.1.3 Geomorfología Local

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

Morfológicamente el valle del río Rímac en este sector, están separados por penillanuras, y cadenas de cumbres concordantes que descienden de 4,000 a 2,000 msnm.

La etapa de erosión “cañón” está ligada a la zona profunda de los valles y los depósitos aluviales y fluvio-glaciares, en terrazas, se suceden a diferentes niveles en ambos flancos del lecho del río Rímac, pues hay terrazas que se encuentran a 100 y 200 m sobre el nivel de base del río.

En el área de estudio se establecieron 3 unidades geomorfológicas, las mismas que se describen a continuación:

- **Terrazas aluviales:** Esta unidad geomorfológica es atravesada por la variante entre los km. 70+900 a km. 80+140 mediante rellenos < 7.00 m, y cortes únicos en la progresiva km. 80+140.
- **Laderas de Pendientes Moderada (L-pm):** Esta unidad geomorfológica es atravesada por la variante en dos tramos entre km. 80+140 a km. 80+200, se atraviesa mediante el túnel entre km. 80+150 a 80+200; además entre km. 80+500 a km. a km. 80+660.

- **Colinas Volcánicas – Sedimentario (Cs):** Esta unidad geomorfológica es atravesada por la variante, entre el km 80+200 y el km 80+500, a través de un túnel.

Como resultado del mapeo local ver el anexo 01-4 el mapa geomorfológico local

4.1.4 Geología estructural local

El rumbo de la excavación subterránea es N63°E, se infiere que las fracturas verticales al portal de salida – Túnel Cacahuero, fueron influenciadas por el flexuramiento al NE del domo de Yauli (macizo de paleozoico), que atribuida a últimos efectos de la fase tectónica peruana causaron, deformación con rellenos de limos y oxidación a las secuencias paleozoicas del Grupo Pucará.

4.2 ZONA DE EMPLAZAMIENTO DEL TUNEL

El área de emplazamiento del túnel, se encuentra en la carretera central, en el Km 80 (Matucana – Lima). Ver la siguiente tabla 15.

Tabla 15. Emplazamiento del túnel

OBRA SUBTERRÁNEA	LONGITUD	PROGRESIVA
Túnel Chacahuero	360 m	Km 80+140 – Km 80+500

Geológicamente en el área se tiene una sucesión de rocas volcánicas y sedimentarias (pórfidos dacíticos, andesitas y calizas) de edad cretácica hasta el Paleógeno pertenecientes a la Formación Chulec y el Grupo Rímac (Tim-r), cubierto por los depósitos inconsolidados del Cuaternario reciente. Vea la siguiente figura 26.



Figura 26. Localización del túnel Chacahuero. (Google Earth)

La sección interna del túnel proyectado, teniendo en consideración los requisitos mínimos de la vía superficial y las normas del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del PERÚ. Las características básicas del área de circulación son las siguientes:

- Dos carriles de 3.60 m de ancho cada uno.
- Sobre ancho de calzada (Berma) de 0.40 m a cada lado.
- Veredas (Andenes) de 1.00 m de ancho a lo largo de ambos carriles.
- Altura (Gálibo) vehicular mínima de 5.00 m.

El túnel tiene una sección transversal en forma de herradura con un área de excavación de 76.58 m² (ancho igual a 10,84 m y altura de 7.55 m). Vea la figura 27.

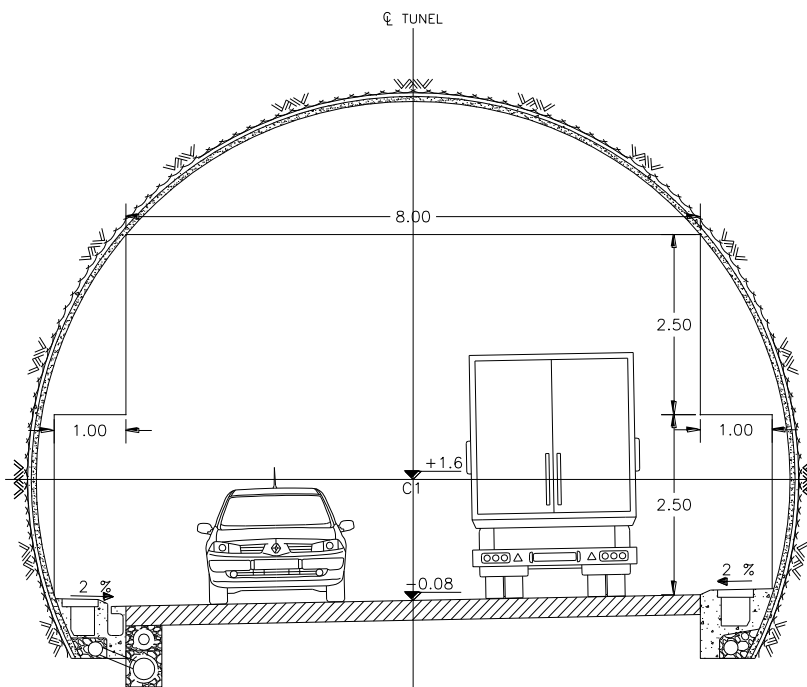


Figura 27. Sección Típica de Servicio para el túnel diseñado.

4.2.1 Levantamiento Topográfico

Para realizar una evaluación de las condiciones de estabilidad de una abertura subterránea se requiere mostrar la superficie natural del área en la que se realizara la excavación por ende la geometría de la excavación. Ver la tabla 16 del plano topográfico del área de emplazamiento del túnel Chacahuaro.



El trabajo de levantamiento topográfico se realizó haciendo uso de estaciones totales, el levantamiento topográfico fue enlazado a los puntos de referencia de la poligonal básica, perteneciente a la georeferenciación realizada, puntos que se encuentran debidamente monumentados con concreto y acero en lugares protegidos a lo largo del tramo concesionado.

Los puntos de georeferenciación de la poligonal base, empleados para el levantamiento topográfico de la variante Chacahuaro II, fueron los siguientes:

Tabla 16. Los puntos de georeferenciación poligonal

NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
8693533.527	352166.540	2538.323	80-A
8694006.243	352429.123	2552.044	80-B

En cuanto a la altimetría, la misma se basa en las cotas de los puntos de la georeferenciación indicados, cotas que fueron obtenidas en base a trabajos de nivelación geométrica cerrada.

La zona donde se emplazará la variante (túnel Chacahuaro), está formada al inicio por una terraza aluvial sobre la cual se proyecta el terraplén al lado izquierdo de la carretera central, para luego entrar al corte y atravesar el macizo rocoso mediante un túnel. Vea las siguientes figuras.



Figura 28. Vista del inicio de la variante Chacahuaro. Progresiva 80+140.



Figura 29. Vista de la salida de la parte final de la variante donde estará proyectada la salida del túnel. Progresiva 80+500.

4.2.2 Secciones de Análisis por Progresivas.

De acuerdo con el perfil del túnel y los dominios estructurales presentes, se procedió a analizar una sección representativa de cada dominio estructural. Ver anexo 01-7.

4.2.3 Diseño Geométrico

Se adoptaron las especificaciones y lineamientos propuestos por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú, los criterios propuestos en diferentes publicaciones como “Túnel Engineering Handbook”, “Manual de Diseño de Túneles Carreteros – Geoconsult de España”, la AASHTO.

En el siguiente tabla se presentan los valores de los parámetros indicados.

Tabla 17. Parámetro de diseño

PARÁMETROS DE DISEÑO	
DESCRIPCIÓN	Valor
Velocidad de diseño	50 km/h.
Radio mínimo	85 m
Distancia de parada	79 m
Distancia de visibilidad frente al portal	290 m
Pendiente longitudinal	3.4 %
Peralte máximo	2.0 %

Para el diseño se mantuvo la sección transversal a lo largo del túnel con un peralte del 2.0 %. Los alineamientos se ajustaron al emplazamiento definitivo de los portales. Se planteó un radio de curvatura ($R > 85$ m) que no requiere sobre ancho en la sección transversal en curva por efectos de visibilidad, y que a su vez permiten hacer una transición del peralte ajustado al nivel de servicio del túnel proyectado.

4.2.3.1 Diseño en Planta

Con base en la información geométrica de los diseños preliminares del proyecto y los ajustes previos al mejoramiento de la vía, se proyectaron alineamientos para el Túnel Chacahuaro cuyas características geométricas se ajustan a las especificaciones generales de la vía y las limitantes impuestas en las condiciones contractuales; de ésta manera se logra la congruencia adecuada con el diseño de los tramos de acceso y salida del túnel y se logra una solución que brinda un nivel de servicio óptimo durante la etapa de operación del proyecto. Con el propósito de lograr los efectos mencionados, el alineamiento del



túnel posee la curvatura apropiada para una operación segura, con radio de giro de 85 m, acorde con la velocidad de diseño de 50 km/h, complementada con el diseño del peralte requerido para esta velocidad, cuyas transiciones se efectúan mediante curvas espirales implementadas con el objetivo de ofrecer mayor comodidad al usuario. Se muestra en el anexo 01-6.

4.2.3.2 Diseño en Perfil

El diseño en perfil del Túnel Chacahuaro se desarrolló sobre una cota promedio de 2560 m.s.n.m., obedeciendo primordialmente a las características geológicas y geotécnicas del terreno por el que se desarrollará el proyecto.

El alineamiento vertical busca mantener una pendiente uniforme, con el objeto de facilitar la construcción y operación del proyecto. Para lograr este efecto, la rasante tiene una pendiente longitudinal de 3.4%, con lo que se garantiza un adecuado drenaje de la calzada por gravedad, complementado con un peralte de 2.0%. Se muestra en el anexo 01-6.

4.3. CARACTERIZACION GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO

La calidad del macizo rocoso se ha utilizado los resultados de las investigaciones geotécnicas efectuadas, tanto en superficie como en el subsuelo. Esta evaluación geotécnica del macizo rocoso se utilizó los parámetros estándar establecidos para obras subterráneas. Por otra en superficie se ha realizado mapeo por progresivas geomecánicas. Los resultados se muestran en anexo 03 cada progresiva se hizo el mapeo geomecánico.

4.3.1. Clasificación RMR 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:

- E-1 80+140 - 80+157 RMR = 37 Representa Roca Mala
- E-2 80+157 - 80+217 RMR = 37 Representa Roca Mala
- E-3 80+217 - 80+289 RMR = 47 Representa Roca Regular
- E-4 80+289 - 80+364 RMR = 63 Representa Roca Buena
- E-5 80+364 - 80+461 RMR = 47 Representa Roca Regular
- E-4 80+461 - 80+481 RMR = 40 Representa Roca Mala
- E-5 80+481 - 80+500 RMR = 40 Representa Roca Mala

4.3.2 Clasificación Q Barton

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

- E-1 80+140 - 80+157 $Q = 2.5$ Representa Roca Pobre
- E-2 80+157 - 80+217 $Q = 2.5$ Representa Roca Pobre
- E-3 80+217 - 80+289 $Q = 3.13$ Representa Roca Pobre
- E-4 80+289 - 80+364 $Q = 7.5$ Representa Roca Regular
- E-5 80+364 - 80+461 $Q = 3.13$ Representa Roca Pobre
- E-4 80+461 - 80+481 $Q = 2.5$ Representa Roca Pobre
- E-5 80+481 - 80+500 $Q = 2.5$ Representa Roca Pobre

La evaluación del macizo rocoso, del proyecto ha permitido identificar siete progresivas geomecánicas del túnel que se muestra en el anexo 03. Los índices de calidad estimada para cada dominio están resumidos en la tabla 18.

Tabla 18. Evaluación de Calidad del Macizo Rocosos del túnel Chacahuaro – Matucana.

Túnel	Progresivas (m)		RQD (%)	RMR	Q	GSI	Clase
Chacahuaro	80+140	80+157	40	37	2.5	49	IV
	80+157	80+217	40	37	2.5	49	IV
	80+217	80+289	50	47	3.13	59	III
	80+289	80+364	63	63	7.5	72	II
	80+364	80+461	50	47	3.13	59	III
	80+461	80+481	40	40	2.5	52	IV
	80+481	80+500	40	40	2.5	52	IV

4.3.3 Determinación de parámetros de resistencia (Software RocData)

Los principales datos de entrada que requiere el software para el macizo rocoso son: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, *GSI*, *mi*, 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.

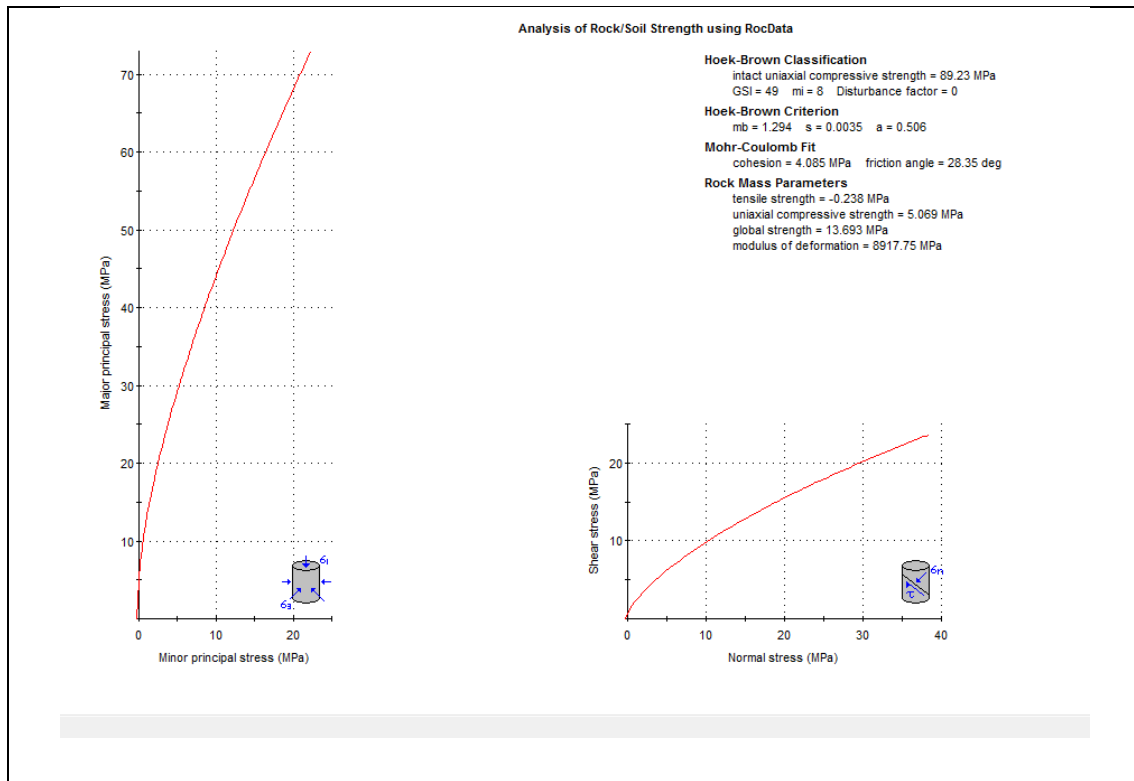


Figura 30. Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo IV.

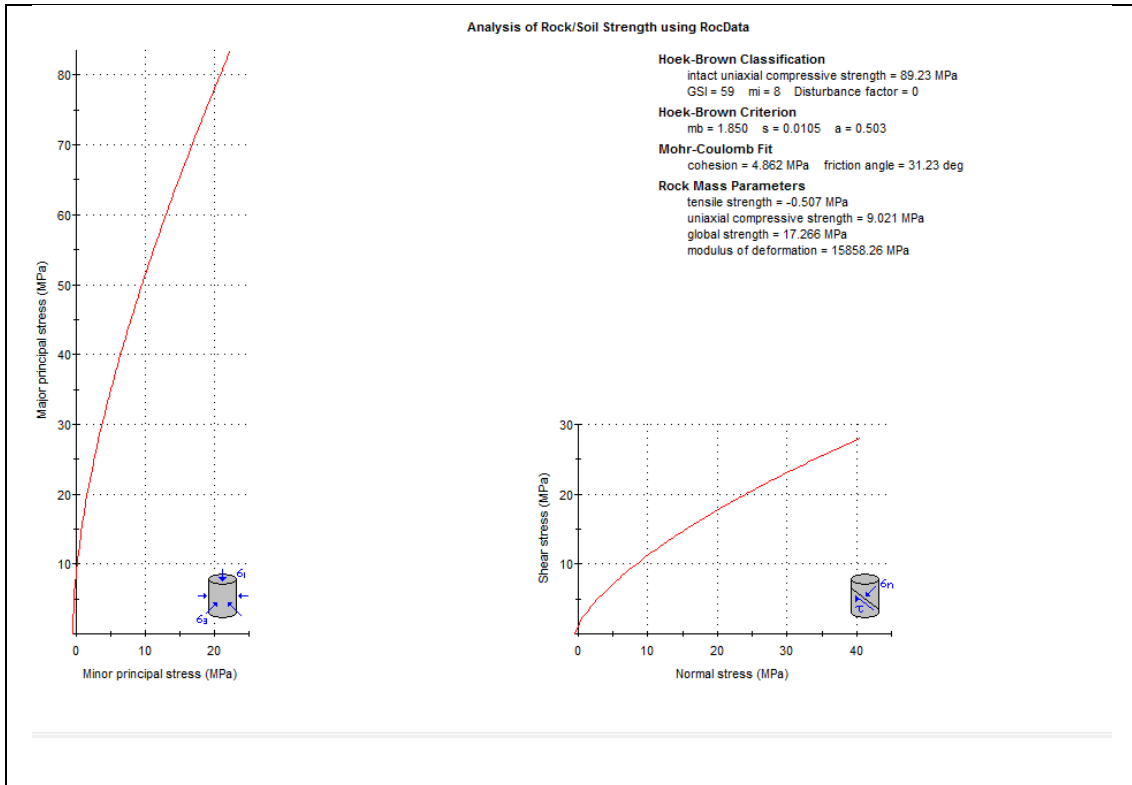


Figura 31. Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo III.

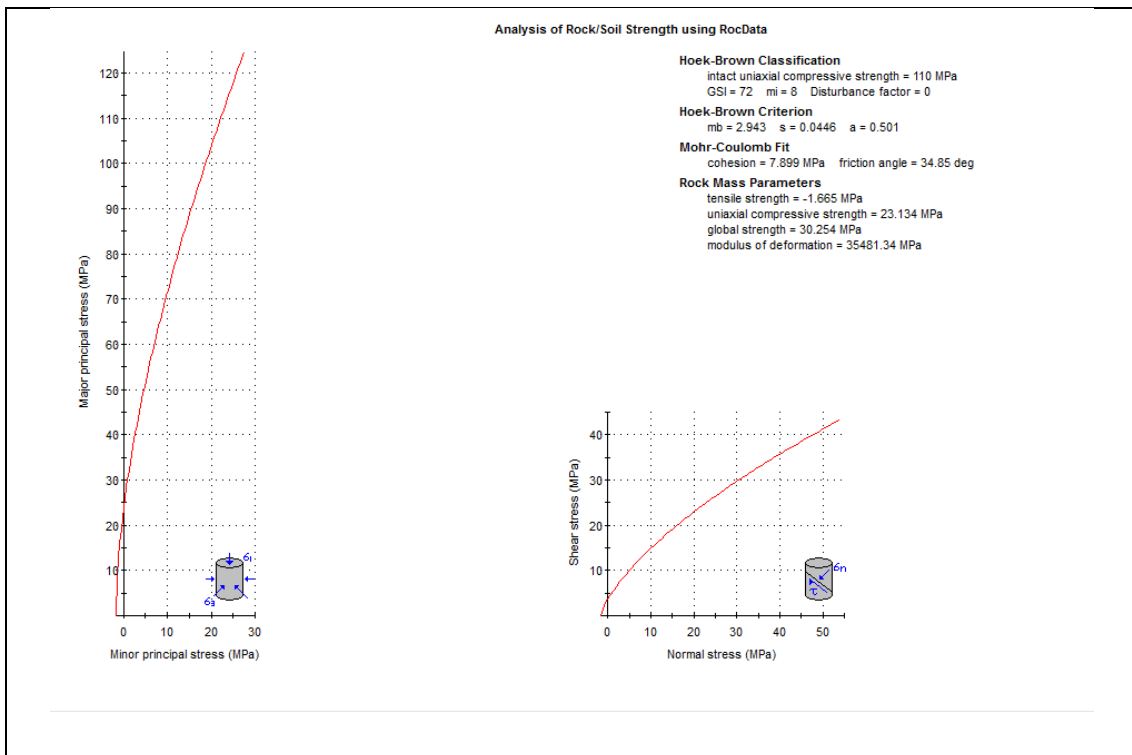


Figura 32. Resultados del análisis de parámetros de resistencia y deformación para roca tipo II.



Analizando los resultados de la figura 30 para roca tipo III son: $m_b = 1.294$, $s = 0.0035$, $a = 0.506$, Resistencia a la tracción $\sigma_t = -0.538$ MPa, Resistencia a la compresión $\sigma_c = 5.056$ MPa para roca tipo IV, y un promedio de módulo de deformación que define el comportamiento elástico del macizo rocoso $E_m = 8917.75$ MPa.

Analizando los resultados de la figura 31 para roca tipo III son: $m_b = 1.850$, $s = 0.0105$, $a = 0.503$, Resistencia a la tracción $\sigma_t = -0.507$ 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 $E_m = 15858.26$ MPa.

Analizando los resultados de la figura 32 para roca tipo IV son: $m_b = 2.943$, $s = 0.0456$, $a = 0.501$, Resistencia a la tracción $\sigma_t = -1.665$ MPa, Resistencia a la compresión $\sigma_c = 23.143$ MPa para roca tipo II, y un promedio de módulo de deformación que define el comportamiento elástico del macizo rocoso $E_m = 35481.34$ MPa.

4.4 DISEÑO DE SOSTENIMIENTO

4.4.1 DISEÑO DE SOSTENIMIENTO POR MÉTODOS EMPÍRICOS

4.4.1.1. Sostenimiento según Bieniawski

Se ha estimado el tiempo de autosoporte en excavación (Bieniawski, 1973) para los macizos:

- Clase IV 5 Horas $S = 1.5$ metros sin soporte
- Clase IV 5 Horas $S = 1.5$ metros sin soporte
- Clase III 1 Semana $S = 3$ metros sin soporte
- Clase II 6 Meses $S = 4$ metros sin soporte
- Clase III 1 Semana $S = 3$ metros sin soporte
- Clase IV 5 Horas $S = 1,5$ metros sin soporte
- Clase IV 5 Horas $S = 1.5$ metros sin soporte

Parámetros de sostenimiento clasificación geomecánicas

A continuación, se presenta algunas recomendaciones para el dimensionamiento del sistema de soporte para túneles. La clasificación geomecánica II, III IV. Resumidos en la tabla 20 Estas recomendaciones están dadas para túneles en forma de arco de herradura con 10 m de ancho, construidos por sistema convencional (voladura) para presiones verticales inferiores a 25 Mpa. El sostenimiento para el tipo macizo nos muestra en el anexo 04

Tabla 19. Parámetro de sostenimiento de túnel Chacahuaro - Matucana

Clasificación Geomecánica	Excavación	Soporte		
		Pernos	Concreto lanzado	Arcos de acero
I	Sección Plena 3.0 m Avance	N.A.		
II	Sección Plena 1.0 – 1.5 m Avance	Pernos localmente 3m de longitud en la corona con malla electro soldada en algunos casos.	5 cm en la corona donde lo requiera.	N.A.
III	En dos etapas, superior e inferior. 1.5 – 3.0 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 4m de longitud separados 1.5 – 2 m en la corona y hastiales con malla electro soldada en la corona.	5 - 10 cm en la corona y 30 cm en los hastiales.	N.A.
IV	En dos etapas, superior e inferior. 1.0 – 1.5 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 4-5m de longitud separados 1-1.5m con malla electro soldada en toda la sección	10 – 15 cm en la corona y 10 cm en los hastiales.	Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5 m.
V	Múltiples Etapas. 0.5 – 1.5 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 5-6m de longitud separados 1-1.5m en la corona y hastiales con malla electro soldada en toda la sección.	15 - 20 cm en la corona 15 cm en los hastiales y 5 cm en el frente de excavación.	Arcos Pesados separados 0.75 m con enfilaje (sombrija) en la corona.

Tabla 20. sostenimiento del Túnel según RMR

SOSTENIMIENTO –TUNEL



PROGRESIVA (m)	TIPO MACIZO	SOSTENIMIENTO
80+140a 80+157	IV	Pernos sistemáticos de 4-5 m de longitud, separados 1-1.5 m. con malla electro soldada en toda la sección. Shotcrete de 10-15 cm. Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5m.
80+157a 80+217	IV	Pernos sistemáticos de 4-5 m de longitud, separados 1-1.5 m. con malla electro soldada en toda la sección. Shotcrete de 10-15 cm.. Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5m.
80+217a 80+289	III	Pernos de 4 m de longitud separados 1.5-2 m en la corona y hastiales con malla electro soldada en la corona. Shotcrete de 5-10 cm y 30 cm en los hastiales.
80+289a 80+364	II	Pernos localmente 3 m de longitud, en la corona con malla electro soldada en algunos casos. Shotcrete 5 cm en la corona donde se requiere.
80+364a 80+461	III	Pernos de 4 m de longitud separados 1.5-2 m en la corona y hastiales con malla electro soldada en la corona. Shotcrete de 5-10 cm y 30 cm en los hastiales.
80+461a 80+481	IV	Pernos sistemáticos de 4-5 m de longitud, separados 1-1.5 m. con malla electro soldada en toda la sección. Shotcrete de 10-15 cm. Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5m.
80+481a 80+500	IV	Pernos sistemáticos de 4-5 m de longitud, separados 1-1.5 m. con malla electro soldada en toda la sección. Shotcrete de 10-15 cm. Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5m.

4.4.1.2. Sostenimiento según Barton

Sección de excavación

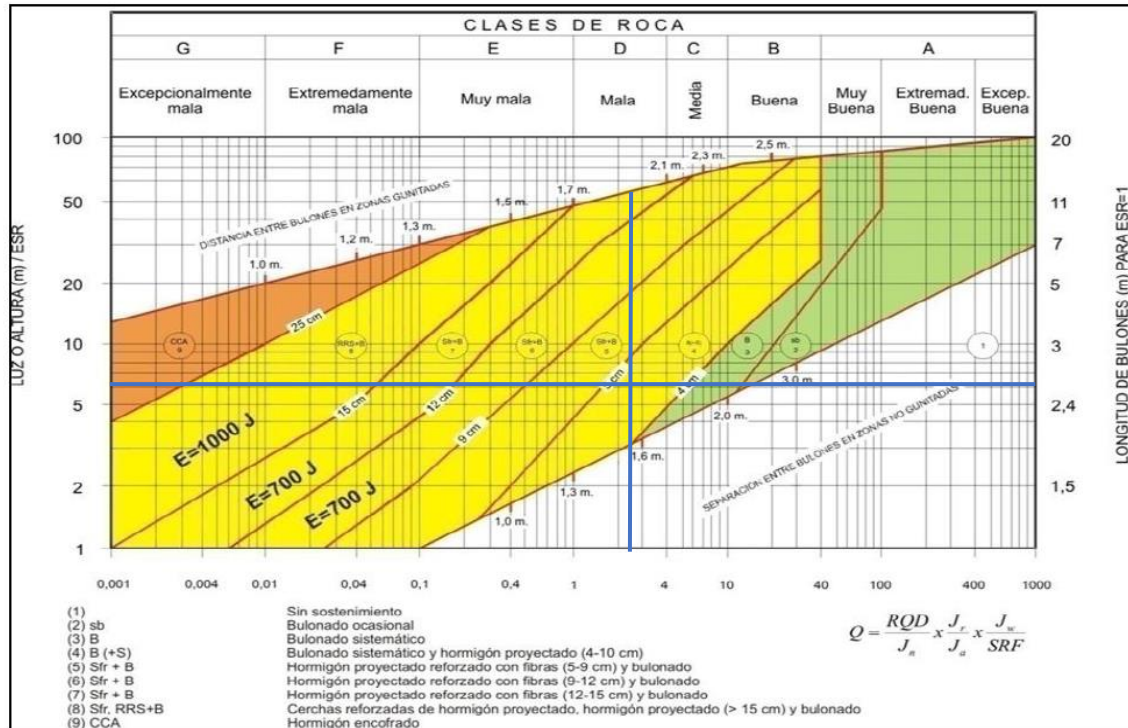


Figura 34. Cálculo de soporte índice Q (2.5)

- El índice Q de 3.13 la dimensión equivalente de 6.29 Interpolando se ubica en la zona (4) que necesita sostenimiento de Bulonado sistemático con hormigón proyectado, 40-100 mm, B+S.

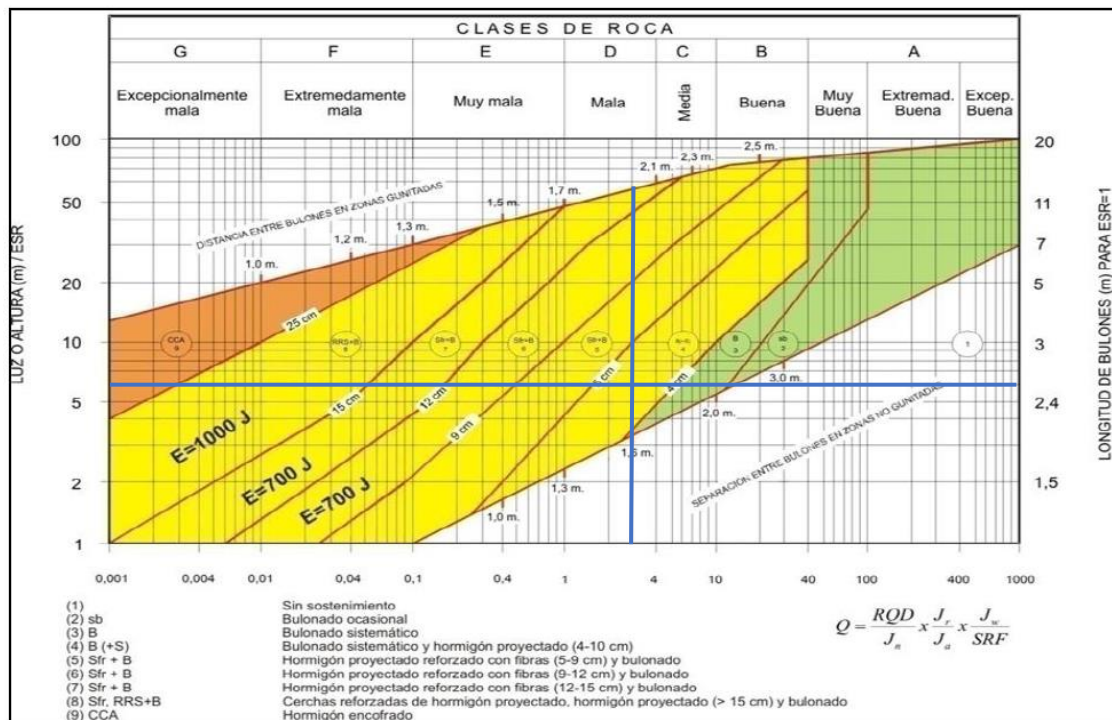


Figura 35. Cálculo de soporte índice Q (3.13)

- El índice Q de 7.5 la dimensión equivalente de 6.29 Interpolando se ubica en la zona (3) que necesita sostenimiento de Bulonado sistemático

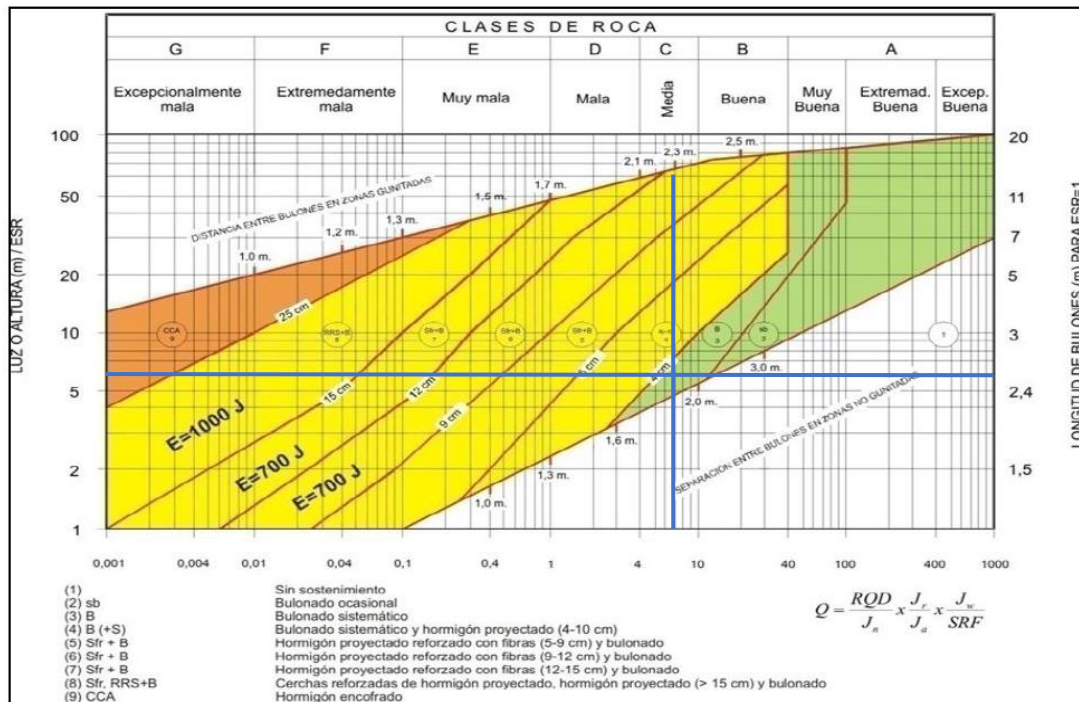


Figura 36. Cálculo de soporte índice Q (7.5)

4.4.2. Diseño de sostenimiento

El sostenimiento en excavaciones subterráneas tiene la finalidad de asegurar, controlar y mantener la estabilidad de estas, a fin de proporcionar condiciones seguras de trabajo y brindar acceso del túnel que se muestra en los ábacos que se muestran en las figuras 34, 35 y 36. Para su diseño se deberá tener en cuenta lo siguiente:

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

Tabla 21. Diseño empírico del sostenimiento de Q Bartón (2.55)

Concepto	Hastial
Índice de Bartón	$Q = 2.5$
ESR	1.2
Dimensión equivalente	$A/ESR = 7.55/1.2 = 6.29$
L ESR=1	2.6
Longitud de perno	$1.2 * 2.6 = 3.12$
Espaciamiento perno	1.85
Espesor Shotcrete	10 cm
Clase sostenimiento	Clase 4

Tabla 22. Diseño empírico del sostenimiento de Q Bartón (3.13)

Concepto	Hastial
Índice de Bartón	$Q = 3.13$
ESR	1.2
Dimensión equivalente	$A/ESR = 7.55/1.2 = 6.29$
L ESR=1	2.6
Longitud de perno	$1.2 * 2.6 = 3.12$
Espaciamiento perno	1.85
Espesor Shotcrete	4-5 cm
Clase sostenimiento	Clase 4

Tabla 23. Diseño empírico del sostenimiento de Q de Bartón (7.5)

Concepto	Hastial
Índice de Bartón	$Q = 7.5$
ESR	1.2
Dimensión equivalente	$A/ESR = 7.55/1.2 = 6.29$
L ESR=1	2.6
Longitud de perno	$1.2 * 1.5 = 2.4$
Espaciamiento perno	1.85
Espesor Shotcrete	No requiere
Clase sostenimiento	Clase 3

4.4.3 DISEÑO DE SOSTENIMIENTO POR MÉTODO ANALÍTICO

4.4.3.1 Determinación del espesor de plastificación

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 (mb, s, a)).

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

La zona plástica determinada en el software RocSupport. Se determina la zona plástica como una envolvente de radio 5 metros. Además se obtiene el porcentaje de convergencia de la cual es 0.01

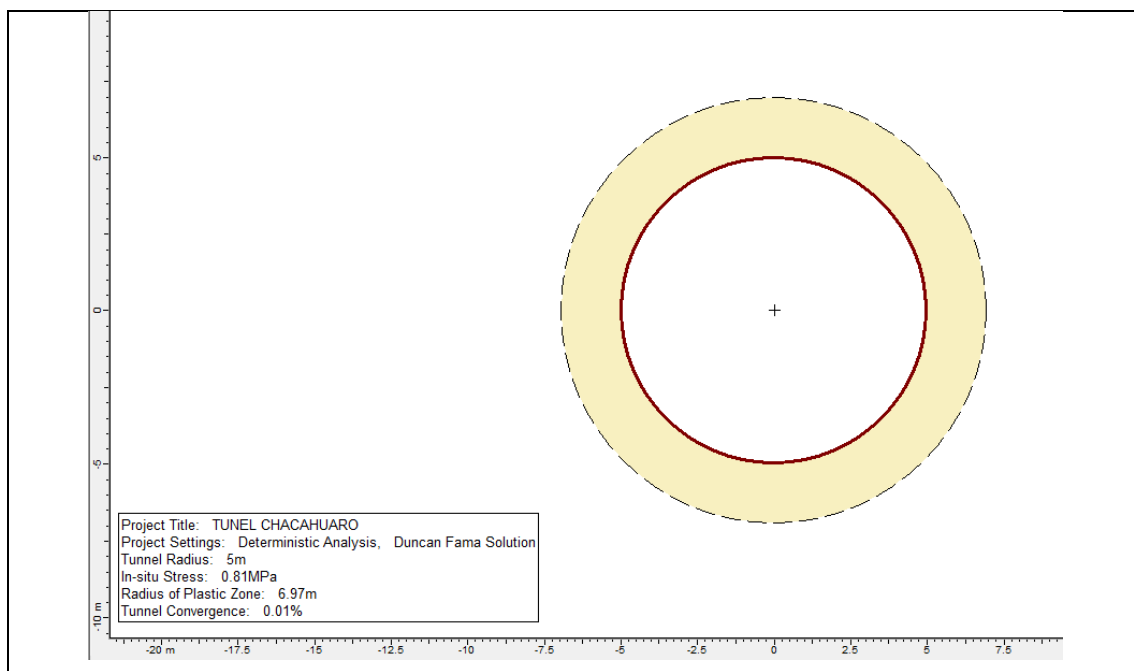


Figura 37. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo IV,

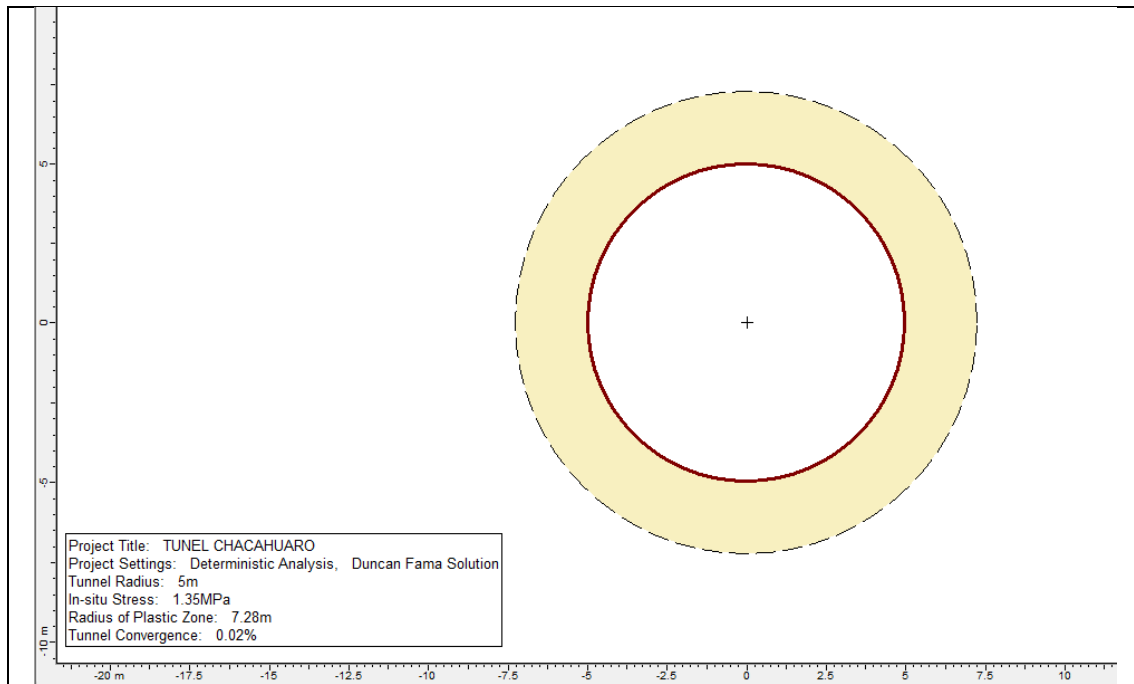


Figura 38. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo III,

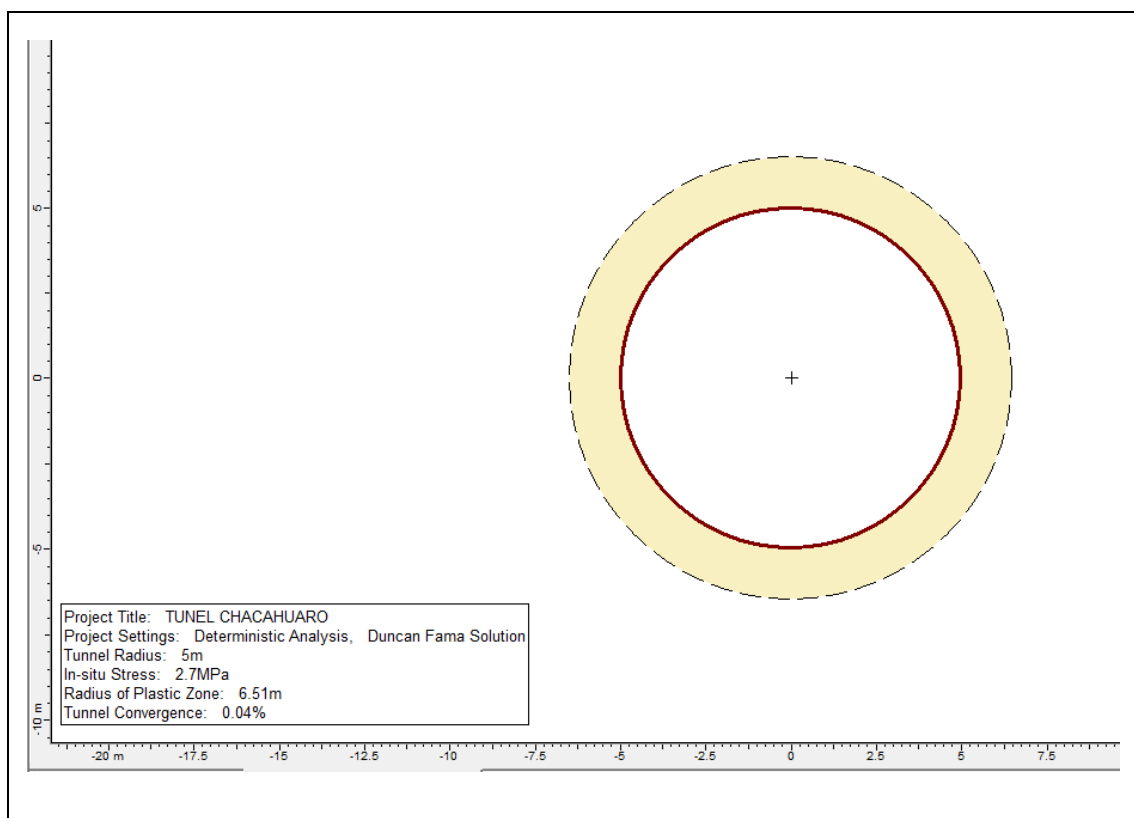


Figura 39. Resultados del análisis del espesor del anillo de plastificación para roca tipo II,

4.4.3.2 Sostenimiento con el (Software RocSupport)

Se determina la zona plástica, empleando método analítico en el software Rocsupport. La zona plástica será determinada con la finalidad de dimensionar el largo mínimo de los pernos de sostenimiento.

- Sostenimiento en RocSupport. Se ha incorporado el sostenimiento, agregando pernos y shotcrete. El factor de seguridad para este diseño definido para el proyecto.
- Se ha incorporado el sostenimiento, agregando pernos de 4 metros de largo, con espaciados de 1,85 metros y shotcrete con fibra se 100 mm. Como se muestra en la figura 40. El factor de seguridad para este diseño es estable definido para este proyecto.

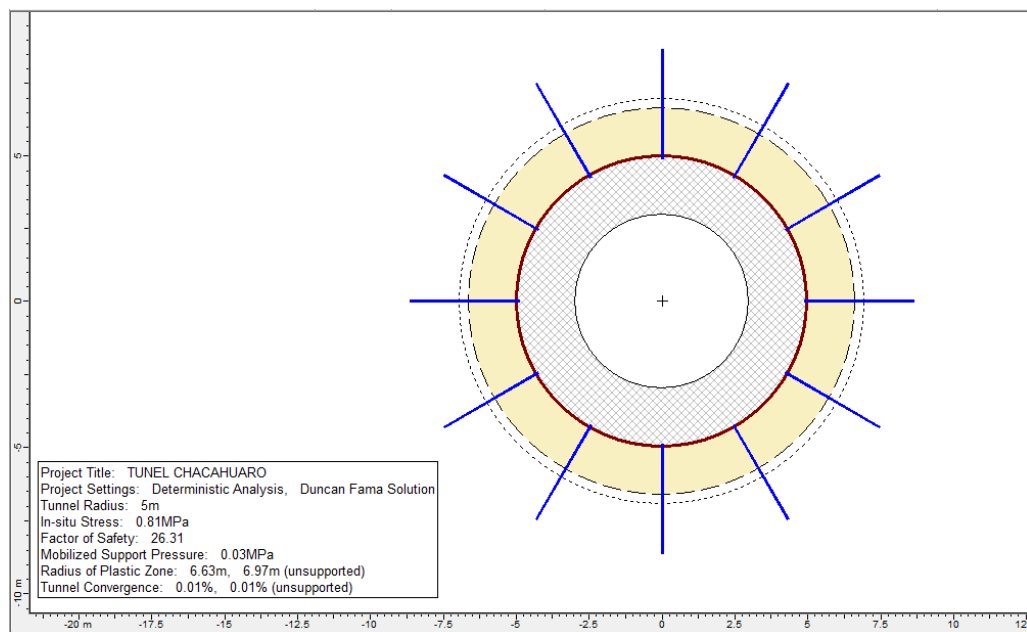


Figura 40. Sostenimiento para el tipo de roca clase IV

- Se ha incorporado el sostenimiento, agregando pernos de 3 metros de largo, con espaciados de 1,85 metros y shotcrete con fibra se 50 mm. Como se muestra en la figura 41. El factor de seguridad para este diseño es estable definido para este proyecto.

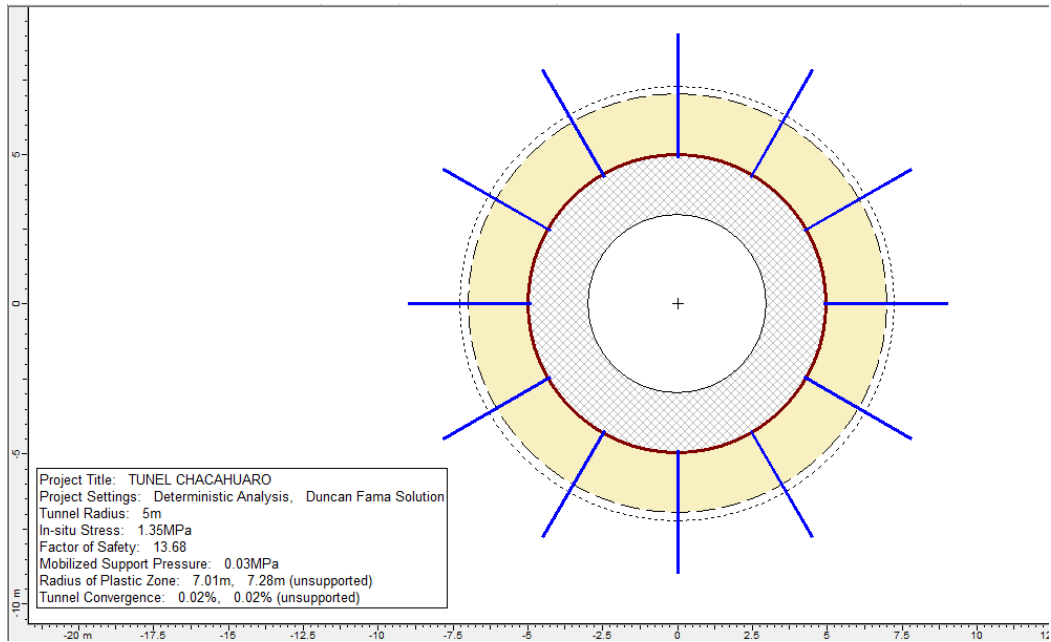


Figura 41. Sostenimiento para el tipo de roca clase III

- Se ha incorporado el sostenimiento, agregando pernos de 3 metros de largo va necesitar algunos pernos de sostenimiento como se muestre en la figura 42. El factor de seguridad para este diseño es estable definido para este proyecto.

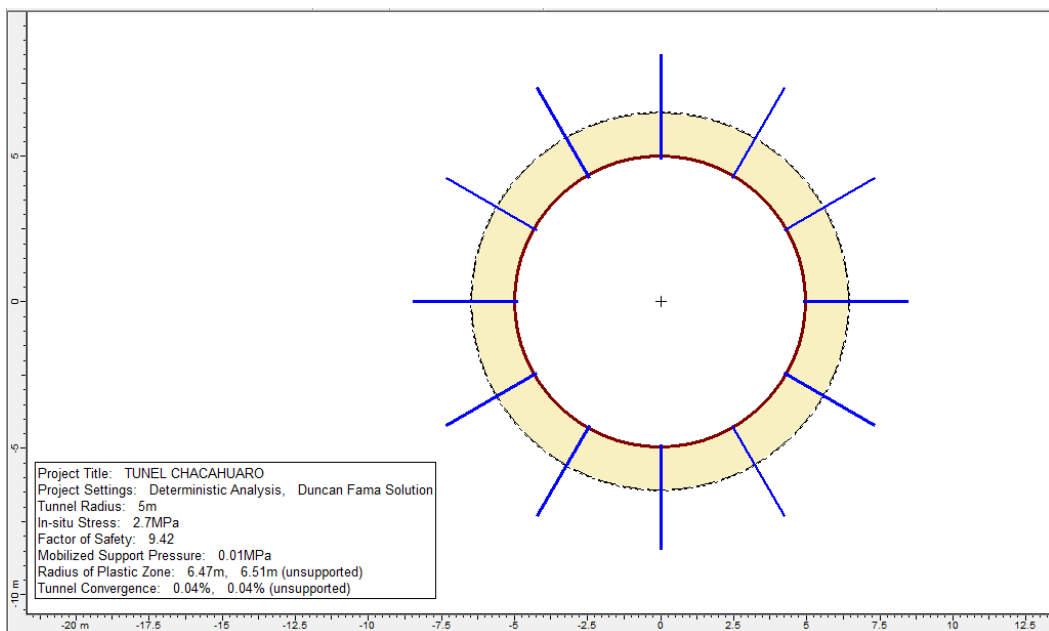


Figura 42. Sostenimiento para el tipo de roca clase II



V. CONCLUSIONES

- La geología del área de emplazado del túnel Chacahuaro - Matucana Km. 80+140 al 80+500., se encuentran en los afloramientos al Cretáceo y al Paleógeno (terciaria). Desde el punto de vista litológico; en el túnel se encuentran afloramientos de edad correspondiente al Cretáceo y al Paleógeno. Compuestos principalmente por rocas volcánicas (andesitas porfiríticas) y sedimentarias (calizas, limolitas y areniscas), litología que corresponde al Grupo Rímac.
- Teniendo en consideración los requisitos mínimos de la vía superficial y las normas del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú. Las características básicas, Dos carriles de 3.60 m de ancho cada uno, Sobre ancho de calzada (Berma) de 0.40 m a cada lado, Veredas (Andenes) de 1.00 m de ancho a lo largo de ambos carriles, Altura (Gálibo) vehicular mínima de 5.00 m. El túnel tiene una sección transversal en forma de herradura con un área de excavación de 76.58 m² (ancho igual a 10,84 m y altura de 7.55 m). y adoptando los parámetros de diseño geométrico.
- La caracterización geomecánicas del macizo rocoso está controlado por las características estructurales y de las discontinuidades, dentro de estas últimas las condicionantes fueron: la orientación de las discontinuidades, el espaciado, la persistencia, la rugosidad de las discontinuidades, la apertura, el relleno, meteorización, alteración y la presencia de agua; para los cuales se estimaron los siguientes parámetros geomecánicos resistencia a la compresión simple (89-110), RQD (40-60), determinaron las clasificaciones de Roca RMR 76 (37-63), Q' (2.5-7.5) y GSI (53-72). se hizo un mapeo por estaciones geomecánicas donde se determinaron (07) siete estaciones geomecánicas,
- El sostenimiento final del túnel Chacahuaro - Matucana Se realizó la evaluación de estabilidad por métodos empíricos, obteniéndose condiciones de estabilidad, tiempo de autosostenimiento, diseño de sostenimiento. Las excavaciones de sección transversal área de excavación 76.58 m² en las estaciones en gran parte no requerirán sostenimiento, la evaluación de sostenimiento índice Q de Barton se ubica en el área, asignándose que si requiere sostenimiento como bulonado



sistemático, B y bulonado sistemático con hormigón proyectado, 40 – 100 mm, B+S. Finalmente se realizaron modelamientos con el software RocSupport para el análisis de la estabilidad de las excavaciones, nos presenta valores de factor de seguridad mayor que significa es estable el túnel.



VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda que, para calcular las condiciones de estabilidad en un proceso constructivo del portal de salida del túnel Chacahuaro ; realizar el ensayo de “Over Coring”, para obtención de esfuerzos principales insitu reales, que debido al alto costo no se ejecutan.
- Considerar en el todo proyecto la excavación subterránea (túnel), ya que un buen modelo geomecánicos nos permitirá definir un buen diseño de sostenimiento de los túneles.



VII. REFERENCIAS

- BARTON, N. (2000). El Sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavaciones túneles. En Ingeotuneles, vol,3. Cap. 3.Ed. Lopez Jimeno. Entorno Grafico, Madrid.
- BARTON, N. (2002). Some new Q-value correlation to assist in site characterisation and tunnel design.
- BARTON, N. (2005). The Q-System of rock mass classification. Curso dictado en la UNI.
- BARTON, N. Y GRIMSTAD, E. (1994). "The Q-system following 20 years of application in Namt support selection". 43rd colloquy, salzburgo. Felsbau. 6/94, pp. 428-436.
- BARTON, N., LIEN, R. Y LUNDE, J. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". Rock mechanics (6) 4, pp. 189-236.
- BIENIAWSKI, Z. (1989). Engieneering Rock Mass Classifications. Canada: John Wiley & Sons.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1976). Estimating the strength of rock materials. S. Afr. Inst.Min.Met., 74, 312-320.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. In Transactions of the South African Institution of Civil Engineers 16, 335-344.
- BIRAJ, G. (2011). Wedge stability analysis and rock squeezing prediction of headrace tunnel, Lower Balephi Hydroelectric Project, Sindhupalchock District, central Nepal. Nepal: Journal of Nepal Geological Society.
- BREKKE, T. L., & HOWARD, T. R. (1972). Functional classification of gouge materials from seams and faults in relation to stability problems in underground openings.
- BROWN, E. T., BRAY, J.W. , LADANYI, B Y HOEK, E. (1983). "Ground response curves for rock tunnels". J. Of geotechnical engineering, vol 109, n° 1, pp. 15-39.
- BROWN, E.T. [1999]. "The evolution of support and reinforcement philosophy and practice for underground mining excavations". Rock support and reinforcement practice in mining, pp. 3- 17. Ed. Balkema.



CAI, M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system.

CARRANZA-TORRES, C. (1998). "Self-similarity analysis of the elasto-plastic response of underground openings in rock and effects of practical variables". Ph. D. Thesis. University of minnesota.

CARRANZA-TORRES, C. Y FAIRHURST, C. (1999). "The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that obey the hoek-brown failure criterion". Int. J. Of rock mech. Sci. & geom. Abstr. Vol. 36, no.5.

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

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

DEREK, M. (2005). Preliminary assessment of potential underground stability (wedge and spalling) at Forsmark, Simpevarp and Laxemar sites. Canada: University of Alberta.

GOMES, A. (2012). Apunte clase curso Construcción de Túneles - Diseño geotécnico de túneles.

GONZALES DE VALLEJO, L. (2002). Ingeniería Geológica (2da ed.). Madrid, España: Pearson Education.

HOEK E. & BAWDEN W. F.& KAISER P.K., (1997). Support of Underground Excavations in Hard Rock, primera edición, Canada, 215 pp.

HOEK, E. Y BROWN, E.T. (1980): "Underground excavations in rock". Imm. Ed. Chapman & hall. Londres, RU.

HOEK, E., KAISER, P.K. Y BAWDEN.W.F. (1995). "Support of underground excavations in hard rock". Ed. Balke-ma. Rotterdam.

HOEK, E., MARINOS, P., & BENISSI, M. (1998). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation.



HUDSON, J.A. (1989). Rock mechanics principles in engineering practice. Butterworth's. Ciria. London.

INGEMMET - Instituto Geológico Minero y Metalúrgico del Perú (1992). Geología de los cuadrángulos de Lima, Turín, Chancay y Chosica. Hojas 25-i, 25-j, 24-i, 24-j. Boletín No 43. Serie A: Carta Geológica Nacional, Setiembre 1992, 162 págs.

ISRM. (1978). Suggested Methods for the quantitative description of discontinuities in rock mass. Int. J. Rock Mech. & Mion. Sci. Vol. 15.

ITGME. (1987). Manual de ingeniería de Taludes. Madrid: ITGE.

Levy, A. (2011). Análisis de la estabilidad del túnel Complejo Caribe 3 de Moa. Cuba: Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa.

LOPEZ J. C. & VARIOS, (1998). Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, Libro 1, editorial Entorno Grafico S. L., primera edición. Madrid – España, 459 pp.

LÓPEZ JIMENO, C. (1998). Manual de ingeniería de túneles. __ Madrid. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. 1081 p.

MARINOS, P AND HOEK, E. (2000). GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne. 1422-1442.

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

OBERT N, Y DUVALL, N.I. (1967). "Rock Mechanics and the design os structures in rock". John Wiley&sons. Nueva York.

PALMSTROM, A. (2000). Recent developments in rock support estimates by the RMi.

PANET, M. (1995). Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

RAMIREZ, P., & ALEJANO, L. (2007). Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

READ, J., & STACEY, P. (2009). Guidelines for Open Pit Slope Design (1ra ed.). Australia: CSIRO Publishing.



ROCSCIENCE INC. (2004). RocSupport Version 3.0 - Support Estimation Using Ground Reaction Curves. Toronto, Ontario, Canada.

ROCSCIENCE, INC. (2004). RocData Version 3.0 – Strength analysis of rock and soil masses using the Generalized Hoek-Brown, Mohr Coulomb, Barton-Bandis and Power Curve failure criteria. Ontario, Canada. Disponible en internet via: www.rocscience.com.

RODRÍGUEZ, J., & FRANCO, G. (2011). Estabilidad, por formación de cuñas, para un túnel en roca. México: Pan-Am CGS Geotechnical Conference.

SNMPE. (2004). Manual de Geomecánica Aplicada a la Prevención de Accidentes por Caídas de Rocas en Minería Subterránea. Lima: SNMPE.

SUAREZ, L. (2013). Descripción del macizo rocoso introducción a la ingeniería de rocas de superficie y subterránea. Medellín, Colombia:



ANEXOS