

**ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA FORMA DE LOS TÚNELES EN EL  
COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS,  
MEDIANTE MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA PHASE2**

**EDER ESPARZA ARENAS  
EDWING DAVID RAMIREZ OLAYA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICA-MECANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2015**

**ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA FORMA DE LOS TÚNELES EN EL  
COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS,  
MEDIANTE MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA PHASE2**

**EDER ESPARZA ARENAS  
EDWING DAVID RAMIREZ OLAYA**

**Trabajo de Grado para optar al título de  
Ingeniero Civil**

**Director  
WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ  
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICA-MECANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2015**

## DEDICATORIA

*Los logros obtenidos mediante la realización de esta investigación, como requisito de grado, los dedicamos a Dios primeramente y a nuestros padres y familiares, quienes velan por nuestra formación integral. A ellos debemos el apoyo recibido en cada momento para poder dar este trascendental paso en nuestra formación como profesionales.*

## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradecemos a todas aquellas personas vinculadas a la Escuela de Ingeniería Civil y al grupo de Investigación en Geomática, por compartirnos sus conocimientos, por poner a nuestra disposición equipos e instalaciones, y en general, por su colaboración en diferentes etapas del desarrollo de este proyecto.*

*Además agradecemos en particular a nuestro director de proyecto, el Ingeniero Wilfredo del Toro Rodríguez, quien puso a nuestra orden su tiempo y sus conocimientos respecto al tema; y a nuestros compañeros de vida universitaria por sus valiosos aportes y el compañerismo recibido.*

## CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN .....	17
1. TÚNELES.....	20
1.1 TÚNELES EN ROCA .....	20
1.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE TÚNELES .....	21
1.2.1 Sección Bóveda.....	21
1.2.2 Sección Herradura .....	22
1.2.3 Sección Circular.....	23
1.2.4 Sección Rectangular .....	23
2. COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN MACIZOS ROCOSOS.....	25
2.1 MATRIZ ROCOSA .....	25
2.1.1 Basalto.....	26
2.2 DISCONTINUIDADES .....	27
2.2.1 Criterio de Mohr - Coulomb en Discontinuidades.....	28
2.3 CRITERIOS DE ROTURA EN MACIZOS ROCOSOS .....	29
3. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO .....	32
3.1 ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA.....	33
3.2 CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI.....	34
3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN BARTON.....	37
3.4 ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA .....	39
3.5 SOSTENIMIENTO EN TÚNELES.....	41

3.5.1	Bulones.....	42
3.5.2	Mallas metálicas .....	43
3.5.3	Hormigón proyectado.....	43
3.5.4	Cerchas Metálicas .....	43
4.	MODELAMIENTO .....	45
4.1	SOFTWARE PHASE2.....	45
4.2	CAMPO DE ESFUERZOS, CONDICIONES DE BORDE Y ENMALLADO...45	
4.3	PROPIEDADES ELÁSTICAS DEL MATERIAL.....	47
4.3.1	RocData.....	47
4.4	PARÁMETROS DE ESFUERZO .....	49
4.4.1	Macizo Masivo sin Discontinuidades .....	49
4.4.2	Macizo con 2 Familias de Discontinuidades .....	50
4.4.3	Macizo con 3 Familias de Discontinuidades .....	50
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES .....	52
5.1	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO .....	53
5.1.1	Roca Sana Intacta .....	53
5.1.2	Roca Sana Fracturada con dos Familias de Diaclasas.....	57
5.1.3	Roca Sana Fractura con tres Familias de Diaclasas .....	59
5.2	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS SECCIONES.....	62
5.2.1	Sección Rectangular.....	62
5.2.2	Sección Circular.....	63
5.2.3	Sección Herradura .....	65
5.2.4	Sección Bóveda .....	67
5.3	REQUERIMIENTOS DE SOPORTE .....	68

5.4 OTRAS CONCLUSIONES.....	70
BIBLIOGRAFÍA.....	72
ANEXOS.....	74

## LISTA DE FIGURAS

pág.

Figura 1. Sección Bóveda.....	22
Figura 2. Sección Herradura.....	22
Figura 3. Sección Circular.....	23
Figura 4. Transición entre la matriz rocosa y el macizo rocoso intensamente fracturado.....	30
Figura 5. Estimación del GSI, basado en observaciones geológicas.....	40
Figura 6. Sostenimiento definitivo de un túnel. ....	42
Figura 7. Combinación de elementos de sostenimiento .....	44
Figura 9. Envolvente de falla para los tres estados de la roca.....	48
Figura 10. Modelo final para la sección herradura en roca fractura con dos familias de diaclasas.....	50
Figura 11. Modelo final para la sección herradura en roca fractura con tres familias de diaclasas.....	51
Figura 12. Representación visual de la deformación del terreno ante diferentes secciones.....	53
Figura 13. Sentido de las deformaciones para la sección circular y rectangular. .	54
Figura 14. Gráfica de deformación para las diferentes secciones en roca sana intacta. ....	55
Figura 15. Trayectoria de los esfuerzos alrededor de la excavación. ....	56
Figura 16. Gráfica de esfuerzos para las diferentes secciones en roca sana intacta. ....	56
Figura 17. Detalle del desplazamiento relativo entre las caras de las discontinuidades.....	57
Figura 18. Grafica de deformación para las diferentes secciones en roca sana fracturada con dos familias de diaclasas. ....	58

Figura 19. Gráfica de esfuerzos para las diferentes secciones en roca sana fracturada con dos familias de diaclasas. ....	59
Figura 20. Detalle del desplazamiento relativo entre las caras de las discontinuidades .....	60
Figura 21. Gráfica de deformación para las diferentes secciones en roca sana fracturada con tres familias de diaclasas. ....	60
Figura 22. Gráfica de esfuerzos para las diferentes secciones en roca sana fracturada con tres familias de diaclasas. ....	61
Figura 23. Gráfica de deformación para la sección rectangular en diferentes tipos de roca. ....	62
Figura 24. Gráfica de esfuerzos para la sección rectangular en diferentes tipos de roca. ....	63
Figura 26. Variación de la deformación para la sección circular en diferentes condiciones del macizo. ....	65
Figura 28. Gráfica de deformación para la sección herradura en diferentes tipos de roca. ....	66
Figura 29. Gráfica de esfuerzos para la sección herradura en diferentes tipos de roca. ....	67
Figura 30. Gráfica de deformación para las secciones bóveda y herradura en diferentes tipos de roca. ....	67
Figura 31. Gráfica de esfuerzos para la sección bóveda en diferentes tipos de roca. ....	68

## LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Áreas de secciones tipo.....	24
Tabla 2. Propiedades físicas del Basalto.....	26
Tabla 3. Propiedades de las familias de Diaclasas.....	28
Tabla 4. Criterios de rotura de macizos rocosos.....	31
Tabla 5. Clasificación del macizo a partir del índice RQD.....	34
Tabla 6. Clasificación del macizo según el RMR.....	35
Tabla 7. Clasificación del macizo rocoso con dos familias de diaclasas según el índice RMR.....	36
Tabla 8. Clasificación del macizo rocoso con tres familias de diaclasas según el índice RMR.....	36
Tabla 9. Clasificación según el RMR para las diferentes condiciones del macizo.....	37
Tabla 10. Clasificación de la roca según Barton.....	38
Tabla 11. Clasificación según el índice Q para las diferentes condiciones del macizo rocoso.....	38
Tabla 12. Valores del GSI estimados para las diferentes condiciones del macizo.....	41
Tabla 13. Parámetros obtenidos por medio del software RocData para las diferentes condiciones del macizo.....	48
Tabla 14. Sostenimiento a partir del Índice RMR.....	69
Tabla 15. Sostenimiento a partir del índice Q.....	69

## LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo A: Tablas de Propiedades Índice de las Rocas .....	74
Anexo B: Clasificaciones Geomecánicas.....	77
Anexo C: Videos Tutoriales de Phase2 .....	84

## RESUMEN

**TÍTULO:** ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA FORMA DE LOS TÚNELES EN EL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS, MEDIANTE MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA PHASE2 \*

**AUTORES:** EDER ESPARZA ARENAS  
EDWING DAVID RAMIREZ OLAYA \*\*

**PALABRAS CLAVE:** Macizo Rocoso, Matriz Rocosa, Esfuerzo, Deformación, Discontinuidades, Túneles, Excavaciones Subterráneas, Elementos Finitos.

### DESCRIPCIÓN:

El macizo rocoso que circunda la excavación de un túnel constituye la estructura del mismo, y está involucrado en procesos de liberación de tensiones naturales evidenciados en la rotura a favor de bloques de matriz rocosa y/o a través de planos de discontinuidad, donde antes del rompimiento se evidencia desplazamiento. La presente intervención pone en consideración el abordaje del diseño y construcción de obras subterráneas, basándose en el estudio geológico del terreno y su respuesta mecánica al ser excavado. Mediante el modelamiento en el software Phase2 de excavaciones en roca sana intacta y fracturada, con secciones comunes usadas en la construcción de túneles, se analizan las tensiones en el terreno y deformabilidad ocasionada por el hueco excavado, aplicando criterios de rotura de macizos rocosos, con el fin de sustentar cuál es la sección con la que el macizo rocoso ha de presentar mejor comportamiento. La identificación de las generalidades de tal comportamiento del macizo rocoso de diversas condiciones, debido a cada excavación, permite identificar las diferencias y semejanzas en el proceso constructivo de túneles en cuanto a estabilidad y requerimientos de soporte. Se espera que este trabajo brinde claridad sobre el uso de la herramienta informática en mención, así como de la interpretación y el análisis de los resultados, y en cierto modo, influya en la decisión acerca del diseño y construcción de obras con estas características, que, paulatinamente, aumenta su tendencia a ser construidos.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Wilfredo Del Toro Rodríguez, Ingeniero Civil

## ABSTRACT

**TITLE:** ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF TUNNEL'S FORM IN THE BEHAVIOR STRESS - STRAIN OF ROCKY SOLID THROUGH MODELING IN THE PHASE2 SOFTWARE \*

**AUTHORS:** EDER ESPARZA ARENAS  
EDWING DAVID RAMIREZ OLAYA \*\*

**KEYWORDS:** Rock Mass, Matrix Rocky, Stress, Strain, Discontinuities, Tunnels, Underground Excavations, Finite Elements.

### DESCRIPTION:

The rock mass surrounding the excavation of a tunnel is its structure, and is involved in processes of natural tensions release, evidenced at break in favor of rock matrix blocks and/or through discontinuity planes, where before the failure, displacement is evident. This action puts into consideration the approach to design and construction of underground works, based on the geological study of the ground and its mechanical behavior when it is excavated. By modeling in Phase2 Software excavations in intact and fractured bedrock, with common sections used in the construction of tunnels, it is analyzed tensions in the ground and deformability caused by the excavated hole, applying mass rock failure criteria, in order to sustain which section it is with which the rock mass must present better performance. The identification of the generalities of such behavior of the rock mass of different conditions, due to every excavation allows identify differences and similarities in the construction process of tunnels in terms of stability and support requirements. It is expected that this work provides clarity on the use of the software in mention, as well as the interpretation and analysis of results, and somehow, influences the decision about the design and construction of works with these features, which gradually increases its tendency to be built.

---

\* Bachelor Thesis

\*\* Faculty of Physical-Mechanical Engineerings. Civil Engineering School. Director: Eng. M. Sc. Wilfredo Del Toro Rodríguez

## INTRODUCCIÓN

El medio geológico está en continua evolución y los procesos afectan tanto a los materiales rocosos y a los suelos, como al medio natural en su conjunto. El medio antrópico representado por las ciudades, la infraestructura, obras públicas, etc., irrumpe con frecuencia en regiones geológicamente inestables modificando, e incluso desencadenando, los procesos geológicos.

La necesidad de estudiar geológicamente el terreno como base de partida para los proyectos de grandes obras es indiscutible en la actualidad, y constituye una práctica obligatoria. Estos proyectos tienen gran incidencia en la economía de un país, al estar directamente relacionados con los sectores de las infraestructuras, construcción, minería y edificación, por lo cual, las condiciones del terreno deben tenerse en cuenta en el análisis de la prevención, mitigación y control de los riesgos geológicos, así como de los impactos ambientales en las obras públicas, actividades industriales, mineras o urbanas.

El terreno constituye el soporte, el material de excavación, de almacenamiento o de construcción. Considerando el tema de estudio de la presente tesis, los autores sólo considerarán la construcción de obras subterráneas, donde está implícita la excavación, lo cual introduce la primera dificultad a resolver, que consiste en proporcionar estabilidad al túnel a corto y largo plazo, pues siempre es inminente la deformación en el momento de la excavación y durante la vida útil, ya que el paso del tiempo supone la degradación de las propiedades mecánicas de las rocas, lo que resulta en la perturbación del estado de equilibrio del terreno y sus zonas próximas.

Además, en esta intervención, se analizará la variación en el comportamiento esfuerzo-deformación de los macizos rocosos, con parámetros que se definirán en

el desarrollo del presente artículo, al ser sometidos a ciertas condiciones que afectan su estabilidad, más exactamente, en lo que tiene que ver con la excavación de este material para la construcción de túneles con características ilustradas en la línea de lo que se expone, donde la descompresión interna produce tensiones en la sección del túnel, induciendo deformación de tipo radial hacia el centro del túnel, con variaciones dependiendo de la sección de este.

Tales movimientos y las variaciones en los esfuerzos del material excavado, son estimados teóricamente, pues pueden preverse a partir de la geometría de la obra, de las características del terreno, y otros parámetros que son introducidos en los programas informáticos empleados para el modelamiento, ya que el avance tecnológico ha permitido el desarrollo de softwares que facilitan en gran medida el análisis del comportamiento geodinámico del terreno, y en el presente caso, la reducción de resistencia debida a la excavación, generadora de dilatación y pérdida de estabilidad.

Puede decirse que la primera obra subterránea la realizó la naturaleza, construyendo cuevas y cursos de agua subterránea, decisivos para el desarrollo de la vida y el equilibrio de los ecosistemas. Mucho después, el hombre acudió al túnel como solución para salvar obstáculos, o por motivos prácticos defensivos, y por supuesto, religiosos. La Construcción de Túneles se destaca dentro de las grandes obras de ingeniería que tienen lugar actualmente. La ejecución de tales obras subterráneas, como se ha visto desde su implementación, constituye una alternativa aceptable que permite la realización de vías de comunicación, galerías de conducción de redes de suministro de agua y alcantarillado, pozos de servicios públicos, entre otros; y con el pasar del tiempo, esta es una opción cada vez más viable.

Para la realización de estas obras civiles, son precisos los túneles, pues estos libran los problemas asociados con la imposibilidad del cumplimiento de requisitos de planificación y ordenamiento del territorio exigidos, los cuales se imponen cada día más por la creciente presión demográfica que conlleva al crecimiento de la urbanización, y debido a la necesidad imperante de preservar el medio ambiente disminuyendo el impacto de la infraestructura en la naturaleza.

## **1. TÚNELES**

Los túneles son excavaciones que se construyen con diferentes fines dentro de macizos rocosos, suelos de transición o terrenos blandos; si bien, son obras civiles que acarrear un mayor costo, respecto a las alternativas superficiales existentes para el trazado de vías de comunicación, galerías de conducción hidráulica o de servicios, etc., surgen debido a la necesidad de atravesar algún obstáculo natural (macizos montañosos o cursos de agua, fluviales o marinos), o para el aprovechamiento del uso del suelo en grandes ciudades.

La construcción de obras como estas presenta riesgos geológicos cuya incidencia puede afectar la seguridad o la viabilidad del trazado proyectado para el túnel, así como riesgos técnicos o económicos condicionados por los factores geológicos. Por lo anterior, se debe tener en cuenta el comportamiento geomecánico de los materiales excavados, que depende de la calidad de la roca, las discontinuidades, el método de perforación, entre otros factores.

### **1.1 TÚNELES EN ROCA**

Los esfuerzos en una masa rocosa se desarrollan gracias al peso de la misma y el peso de los estratos superiores. Como resultado de los esfuerzos, se generan deformaciones que son evidenciadas en el desplazamiento de las partículas individuales de la roca, o movimiento parcial de esta cuando se libera, excavándola por ejemplo, tras encontrarse confinada.

Al excavarse un macizo rocoso se pueden producir tres tipos de efectos básicos que dan lugar a la pérdida de resistencia del macizo y por tanto a problemas de estabilidad. Los cuales son:

- Desplazamiento de rocas hacia el interior de la excavación (bloques, cuñas), o en grandes profundidades, brusco ascenso del piso del túnel y del techo en caso extremo debido al alivio de presión.
- Imprevisto desprendimiento de grandes masas de roca que son componentes de los hastiales del túnel, debido a la orientación desfavorable de las tensiones naturales con respecto al eje de la excavación.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación.

## **1.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE TÚNELES**

La sección es una consideración de proyecto que debe ser definida teniendo en cuenta los criterios geométricos de gálibo, pendiente, radio de curvatura y otros datos de proyecto, así como las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio de perforación. En términos estructurales, la solera (contrabóveda o parte inferior de un túnel), la bóveda (área superior comprendida entre dos puntos paralelos) y los hastiales (muros laterales sobre los cuales descansa la bóveda), constituyen la sección tipo de un túnel, que se asume como la representación de la forma transversal que se repite a lo largo del eje del trazado del mismo. Dentro de las secciones más comunes se citan:

**1.2.1 Sección Bóveda.** Esta sección es representativa de la gran mayoría de las minas subterráneas en Colombia, y en teoría, se asume que es la sección más apropiada para excavaciones en buen terreno (roca), utilizando muros verticales, bóveda de medio punto y soleras rectas; tiene el problema estructural de concentrar grandes esfuerzos en el punto de unión de los hastiales con la solera.

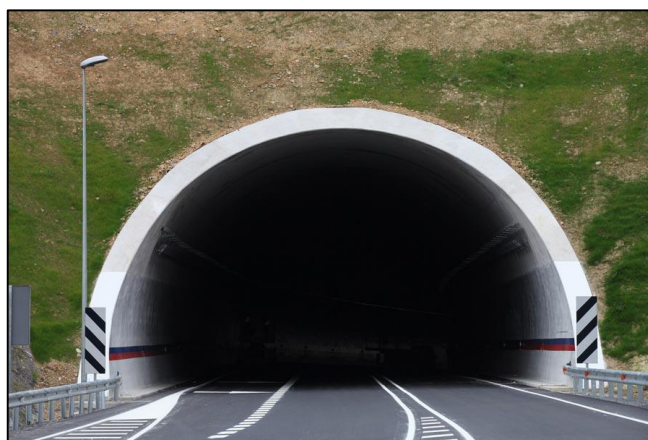
Figura 1. Sección Bóveda.



Fuente: Diario la Razón, La Paz–Bolivia. Fernando Cartagena.

**1.2.2 Sección Herradura.** Corresponde a la excavación llevada a cabo generalmente para la construcción de túneles carreteros donde debe proporcionarse un área suficiente para la calzada, los andenes, las bermas y las medianas. Es empleada en terreno de calidad media, se construye con hastiales curvos para generar un efecto de arco que favorezca el trabajo de los hastiales como elemento estructural.

Figura 2. Sección Herradura.



Fuente: Nortúnel. España

**1.2.3 Sección Circular.** En términos generales, en las excavaciones con esta forma suele añadirse contrabóveda. Esta geometría es característica en túneles construidos en terrenos cuyos parámetros geomecánicos son precarios o se tiene el riesgo de fallas por levantamiento de la solera. Esta sección transversal se emplea en los túneles ferroviarios, pues su diseño permite tener control del impacto del aire durante la circulación del tren.

Figura 3. Sección Circular.



Fuente: Eptisa Servicios de Ingeniería S.L., España.

**1.2.4 Sección Rectangular.** Esta sección es típica en la realización de túneles sumergidos donde se utilizan elementos prefabricados, y es también usada en túneles falsos, pero en estos dos casos no está implícita la excavación con tal sección. Las excavaciones realizadas con aproximación a esta forma, presentan esquinas redondeadas y son empleados en la minería.

En esta investigación, cada sección tipo enunciada es modelada en tres condiciones del macizo rocoso para analizar el comportamiento esfuerzo-deformación y hacer la respectiva comparación. Las dimensiones de estas secciones se escogieron de tal forma que pudiera obtenerse valores de área excavada similares, para realizar una comparación más precisa.

Tabla 1. Áreas de secciones tipo.

Sección Tipo	Área Sección ( $m^2$ )
Circular	94.938
Herradura	96.654
Bóveda	99.230
Rectangular	96.000

## **2. COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN MACIZOS ROCOSOS**

El macizo rocoso es definido como la agrupación de fragmentos de roca intacta que están separados por planos de discontinuidad, los cuales adquieren importancia en la predicción del comportamiento del macizo cuando hay presencia significativa de estos, generando un comportamiento anisotrópico y cada vez más discontinuo. Consideraciones como el grado de fracturación y de meteorización, la presencia de agua, la orientación y tipo de discontinuidades, el tamaño de los bloques, entre otros, condicionarán las propiedades y el comportamiento mecánico de los macizos rocosos competentes. Una vez el número de discontinuidades asciende, el macizo quedará constituido por un sistema de bloques rocosos con comportamiento isotrópico y con resistencia global.

La deformación y/o rompimiento de un medio rocoso, es respuesta a la modificación de las condiciones iniciales de este, donde se genera un nuevo estado de tensiones producto de construir estructuras sobre el macizo rocoso o excavarlo. La evaluación de este comportamiento y demás propiedades resistentes de los macizos, es una labor compleja, ya que existe variabilidad en cuanto al análisis de la resistencia y deformabilidad a nivel de matriz rocosa y a nivel de discontinuidades. Tal comportamiento quedará definido por la resistencia de la matriz rocosa, la resistencia al corte de una o varias familias de discontinuidades representativas del macizo.

### **2.1 MATRIZ ROCOSA**

Las propiedades y el comportamiento mecánico de la matriz rocosa, se definen con las llamadas propiedades índice y otros parámetros que están relacionados con las características resistentes y deformacionales de esta. A continuación se citan algunas de las propiedades que permiten evaluar la matriz rocosa, las cuales son utilizadas para la caracterización del basalto.

**2.1.1 Basalto.** La matriz rocosa con base en la cual se realiza el modelamiento y posterior análisis de excavación y comportamiento del macizo rocoso, está conformada por basalto. Esta roca volcánica de grano fino y de color verde oscuro a negro es la roca ígnea extrusiva más abundante en la superficie.

En la Tabla 2, se muestra los valores de algunos parámetros que condicionan la resistencia y deformabilidad de dicha roca, como por ejemplo la fuerza de unión entre partículas minerales (cohesión,  $c$ ) y el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca (ángulo de fricción interna,  $\phi$ ); aunque debe considerarse que tal resistencia está, además, determinada por la fuerza friccional, la magnitud de los esfuerzos confinantes, la presencia de agua en los poros y la velocidad de aplicación de la carga de rotura. Estos valores se obtuvieron de las tablas que aparecen en el Anexo A, correspondientes a los valores estimados de las propiedades índice de las rocas.

Tabla 2. Propiedades físicas del Basalto.

Propiedades	Basalto
Peso Específico $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> )	2,7 - 2,9
Cohesión $c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	200 - 600
Ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ )	48° - 55°
Módulo de Elasticidad (Kg/cm <sup>2</sup> )	3,2 - 10
Relación de Poisson ( $\nu$ )	0,19 - 0,38
Constante $m_i$	25
Resistencia a la Compresión Uniaxial, $\sigma_{ci}$ (MPa)	175

## 2.2 DISCONTINUIDADES

La estabilidad de una excavación subterránea está influenciada por la estructura geológica y las características de las discontinuidades, debido a que la disposición geométrica de cada nivel estratigráfico respecto al eje del túnel incide directamente sobre el tipo de roturas, la distribución de tensiones y las filtraciones que se han de presentar.

La identificación de cada tipo de discontinuidades dentro de un macizo rocoso permite conocer el grado de anisotropía de este. Estas se pueden clasificar en:

- Diaclasa o Juntas: Superficie de rotura en cualquier tipo de roca en la que no se ha producido desplazamiento apreciable.
- Planos de Estratificación y Superficies de Laminación: Las primeras aparecen muy continuas, limitando los estratos en rocas sedimentarias, mientras que las superficies de laminación se da a nivel de matriz rocosa.
- Planos de Esquistosidad: Evidente en rocas que han sufrido deformación importante.
- Superficies de Contacto Litológico: Planos de separación de diferentes litologías de macizos.
- Fallas: Planos de rotura o separación con desplazamiento relativo entre bloques.

La caracterización de las discontinuidades se realiza en campo con el fin de realizar su descripción, incluyendo características y parámetros geométricos como la rugosidad, las aberturas, el relleno y la resistencia de las paredes; determinantes en el comportamiento mecánico y la resistencia de los planos de discontinuidad.

En cuanto a la presente investigación, se considera la presencia de Diaclasas en el macizo rocoso, respecto a las cuales, se recomienda que se determinen en estudios de estabilidad por la influencia que tienen en la formación de cuñas de inestabilidad,

que son aquellos prismas o volúmenes determinados por dos planos o más que se interceptan y que causan problemas de deslizamiento y caída de rocas.

En la Tabla 3, se presentan algunos parámetros de las familias de discontinuidades empleadas para caracterizar el macizo rocoso.

Tabla 3. Propiedades de las familias de Diaclasas.

Familias de Diaclasas			
Familia	1	2	3
Buzamiento	69,67°	48,13°	32,7°
Dirección de Buzamiento	36,41°	262,17°	143,55°
Espaciamiento (m)	3,4	1,7	1,2
Longitud (m)	0,9	3	2,7
Ángulo de Fricción Interna ( $\phi_p$ )	47°	61°	52°
Abertura (mm)	< 0,1	1 - 5	0,1 - 1

**2.2.1 Criterio de Mohr - Coulomb en Discontinuidades.** El Criterio de Mohr Coulomb se emplea para determinar la resistencia de dichos planos de discontinuidad, mediante la siguiente expresión:

$$\tau_p = c + \sigma'_n \tan \phi_p \quad (1)$$

Donde  $\sigma'_n$  es el esfuerzo efectivo normal sobre el plano de discontinuidad,  $c$  la cohesión pico y  $\phi_p$  el ángulo de fricción interna.

En la estimación de esta resistencia entra en consideración el estado de las irregularidades de los planos de discontinuidades. Diversos autores validan la

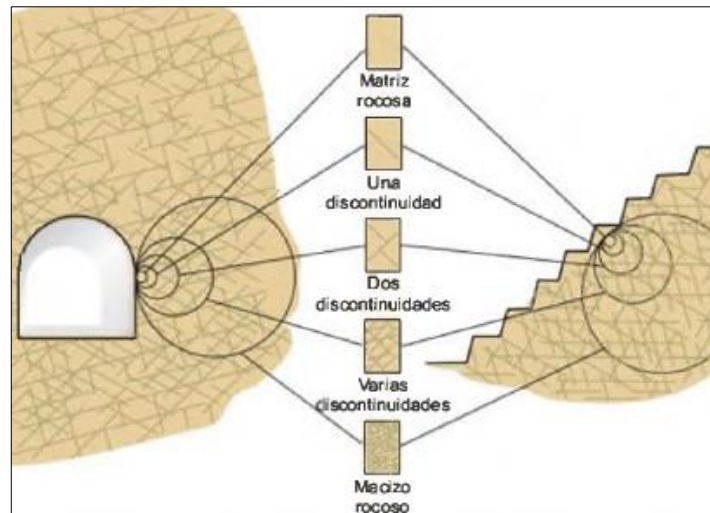
ecuación propuesta por Mohr Coulomb, como por ejemplo Patton (1966), quien evalúa el ángulo de fricción interna de las discontinuidades como la suma resultante entre el ángulo base de la roca fracturada y el ángulo formado por la irregularidad con respecto al plano de discontinuidad. Otros criterios, como el de Barton y Choubey (1974), estipula que la resistencia al corte de las discontinuidades se estima de mejor manera al considerar la rugosidad de la discontinuidad (coeficiente representativo), junto con la resistencia a la compresión simple de los labios de la discontinuidad, relacionando los anteriores parámetros en su ecuación. Estudios han demostrado que el Criterio de Mohr Coulomb influye para niveles de tensiones bajas y arroja los menores valores de resistencia al corte en muestras analizadas, en comparación a lo que resulta con otros criterios.

### **2.3 CRITERIOS DE ROTURA EN MACIZOS ROCOSOS**

Los criterios de rotura permiten predecir el comportamiento global de un macizo rocoso contando con la respuesta de la roca intacta ante diversas condiciones de esfuerzo, y la influencia de las discontinuidades. Dichos criterios abarcan el estudio de terrenos con discontinuidades muy espaciadas que no tengan mayor influencia en el estado tensional de estos, hasta la consideración de macizos con condiciones de fracturamiento importantes. De este modo, es posible la predicción del comportamiento de macizos isotrópicos y anisotrópicos, dependiendo del número de discontinuidades presentes.

En la Figura 4, se muestra la transición entre la matriz rocosa y el macizo fracturado por la aparición de planos de discontinuidad.

Figura 4. Transición entre la matriz rocosa y el macizo rocoso intensamente fracturado.



Fuente: Ingeniería Geológica. González de Vallejo (2002).

Los criterios de rotura desarrollados por Hoek & Brown y Mohr - Coulomb, por ejemplo, pueden ser empleados paralelamente para determinar el comportamiento de un macizo rocoso, ya que, mientras uno de ellos determina la rotura en la discontinuidad, el otro criterio define la rotura a favor de la matriz rocosa.

Como ya se definió, esta investigación involucra el análisis de Roca Sana Intacta y Fracturada. Se aclara en este punto, que al hacer mención de roca caracterizada como sana, se alude a aquella que no ha presentado índices de meteorización por alguno de los factores físicos o químicos causantes de descomposición o alteración en ella. En este estudio se analizará el basalto, inicialmente intacto, donde no es posible que se produzca rotura a favor de las discontinuidades. Luego se estudia la roca bajo condiciones de fracturamiento para analizar su comportamiento. En este último caso, es debido usar el Criterio de Hoek & Brown para el análisis de la rotura a favor de la matriz rocosa que compone el macizo, y el Criterio de Mohr Coulomb para considerar rotura en máximo dos familias de discontinuidades. Al haber presencia de mínimo tres planos de discontinuidad, es preciso el empleo del Criterio

Generalizado de Hoek & Brown, y en este caso, la rotura se dará a favor de los planos de discontinuidad.

En la Tabla 4, se muestra la consideración de los criterios de rotura a emplear en cada fase de la transición mostrada en la Figura 4.

Tabla 4. Criterios de rotura de macizos rocosos.

Características del Macizo Rocosos	Criterio a considerar	
Macizo Rocosos Masivos sin Discontinuidades	<b>Hoek &amp; Brown</b> <i>Rotura a favor de Matriz Rocosos</i>	
Macizo Estratificado	<b>Mohr-Coulomb</b> <i>Rotura a favor de planos de Discontinuidad</i>	<b>Hoek &amp; Brown</b> <i>Rotura a favor de Matriz Rocosos</i>
Macizo Rocosos con dos familias de discontinuidades		
Macizo Rocosos con tres familias de discontinuidades	<b>Generalizado de Hoek &amp; Brown</b> <i>Rotura a favor de Planos de Discontinuidad</i>	
Macizo Rocosos con cuatro o más familias de discontinuidades		

### **3. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO**

Una parte importante de la caracterización de los macizos rocosos, lo constituyen sin dudas, las clasificaciones geomecánicas, que surgieron de la necesidad de parametrizar observaciones y datos empíricos, de forma integrada, para evaluar las medidas de sostenimiento en túneles. Las mismas son un método de ingeniería geológica que permite evaluar el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos, y a partir de estas estimar los parámetros geotécnicos de diseño y el tipo de sostenimiento de un túnel.

Las clasificaciones geomecánicas son sistemas empíricos en los que se integran distintos factores geológicos y propiedades geomecánicas para evaluar el comportamiento de un macizo rocoso con fines de excavación. Mediante descripciones cualitativas, cuantitativas y una formulación paramétrica de índices de calidad, se llegan a establecer ciertas características de rocas que describen un comportamiento geomecánico al que se le puede asociar determinadas propiedades, e incluso correlacionar con parámetros de diseño y elementos de sostenimiento.

El macizo rocoso es un medio discontinuo con un comportamiento geomecánico que puede ser estudiado y clasificado en función de su aptitud para distintas aplicaciones. Las clasificaciones geomecánicas proporcionan procedimientos cuantitativos aplicables a los modernos sistemas de sostenimiento y construcción de túneles. La descripción y medida de las características y propiedades de la matriz rocosa, de las discontinuidades y de los parámetros globales del macizo rocoso, proporcionan los parámetros requeridos por las distintas clasificaciones.

En la actualidad las clasificaciones de Barton y de Bieniawski son las que ofrecen unos resultados más fiables. La clasificación de Bieniawski es la más fácil de usar

y la más versátil pero, por lo que se refiere a las orientaciones que da sobre el sostenimiento necesario en una excavación, la clasificación de Barton está más desarrollada (Ver Anexo B).

### 3.1 ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

El índice de calidad de la roca (RQD), fue desarrollado por Deere (1967), para estimar cuantitativamente la calidad del macizo rocoso basándose en la recuperación de un testigo. Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo. Se basa en la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total de maniobra:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de fragmentos} \geq 10 \text{ cm}}{\text{longitud total perforada}} * 100 \quad (2)$$

Palmstrom (1982), sugirió que en ausencia de sondeos, el valor de RQD puede ser estimado a partir del número de discontinuidades por metro cúbico.

$$RQD \approx 115 - 3,3 * Jv \quad (3)$$

Siendo  $Jv$  el número de discontinuidades por metro cúbico. Para valores de  $Jv$  inferiores a 4.5, el valor de RQD se considera igual al 100%.

Una vez obtenido el RQD la calidad del macizo viene dada como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5. Clasificación del macizo a partir del índice RQD.

RQD (%)	Calidad de la Roca
< 25	Muy Mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Regular
75 – 90	Buena
90 – 100	Excelente

Las principales limitaciones de la clasificación a partir del índice RQD, están en que este parámetro no tiene en cuenta propiedades tan importantes de los macizos rocosos, como son el material de relleno eventualmente presente en las juntas, su continuidad, su rugosidad, así como la orientación de los planos estructurales de discontinuidad.

Partiendo de los datos de separación entre las diaclasas que se muestran en la Tabla 3 y Aplicando la ecuación 3, se encontró que el valor del RQD para los diferentes estados de la roca corresponde al 100%, esto se debe a la separación entre las discontinuidades y a la poca presencia de estas ( $Jv < 4,5$ ).

El índice RQD es un parámetro fundamental tanto en la clasificación de Bieniawski como en la de Barton, pero en sí mismo es insuficiente para describir el macizo rocoso.

### 3.2 CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI

El índice RMR, introducido por Bieniawski en 1976, es posiblemente la clasificación geomecánica más usada, inicialmente pensada para valorar la estabilidad en los soportes requeridos en túneles; ha resultado ser apto también para la valoración de la estabilidad en taludes.

El RMR constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros de diseño y de sostenimiento de

túneles. Se utiliza usualmente en la construcción de túneles, de taludes y de cimentaciones.

Para clasificar un macizo rocoso por medio del RMR se emplean los siguientes parámetros:

- Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa (1).
- Índice de calidad de la roca (2).
- Espaciado entre discontinuidades (3).
- Condición de las discontinuidades (4).
- Presencia de agua (5).
- Orientación de las discontinuidades (6).

Una vez obtenidos los valores para cada uno de los anteriores parámetros se puede calcular el valor del *RMR* por medio de la siguiente expresión:

$$RMR = 1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6 \quad (4)$$

Una vez obtenido el RMR, la clasificación del macizo rocoso viene dada como muestra la Tabla 6.

Tabla 6. Clasificación del macizo según el RMR.

Clase	Calidad de la Roca	RMR
I	Muy Buena	81 – 100
II	Buena	61 – 80
III	Regular	41 – 60
IV	Mala	21 – 40
V	Muy Mala	< 20

En la Tabla 7 y Tabla 8, se presenta la respectiva clasificación según el índice RMR para los diferentes estados del macizo rocosos con presencia de 2 y 3 familias de discontinuidades.

Tabla 7. Clasificación del macizo rocoso con dos familias de diaclasas según el índice RMR.

No.	Parámetros de Clasificación	Rango de Valores				Puntuación
1	Resistencia [ MPa]	100 - 250				12
2	RQD	90 - 100				20
3	Separación entre diaclasas	0,60 - 2				15
4	Estado de Discontinuidades	Familia 1		Familia 2		25
	Continuidad	< 1 m	6	1 - 3 m	4	
	Abertura	< 0,1 mm	5	1 - 5 mm	1	
	Rugosidad	Lig. Rugosa	3	Muy Rugosa	6	
	Relleno	Ninguno	6	Ninguno	6	
	Alteración	Inalterada	6	Inalterada	6	
5	Contenido de agua	Seco				15
6	Corrección Discontinuidades	Favorables				2
	CLASIFICACIÓN	CALIDAD MUY BUENA		RMR		85

Tabla 8. Clasificación del macizo rocoso con tres familias de diaclasas según el índice RMR.

No.	Parámetros de Clasificación	Rango de Valores						Puntuación
1	Resistencia [ Mpa]	100 - 250						12
2	RQD	90 - 100						20
3	Separación entre diaclasas	0,60 - 2						15
4	Estado de Discontinuidades	Familia 1		Familia 2		Familia 3		24
	Continuidad	< 1 m	6	1 - 3 m	4	1 - 3 m	4	
	Abertura	< 0,1 mm	5	1 - 5 mm	1	0,1 - 1,0 mm	3	
	Rugosidad	Lig. Rugosa	3	Muy Rugosa	6	Rugosa	5	
	Relleno	Ninguno	6	Ninguno	6	Ninguno	6	
	Alteración	Inalterada	6	Inalterada	6	Inalterada	6	
5	Contenido de agua	Seco						15
6	Corrección Discontinuidades	Desfavorables						10
	CLASIFICACIÓN	CALIDAD BUENA			RMR			76

En la Tabla 9, se presenta la respectiva clasificación según el índice RMR para los diferentes estados del macizo.

Tabla 9. Clasificación según el RMR para las diferentes condiciones del macizo.

Macizo	RMR	Calidad
Intacto	100	Muy Buena
Fracturado 2 Diaclasas	85	Muy Buena
Fracturado 3 Diaclasas	76	Buena

### 3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN BARTON

Esta clasificación fue desarrollada en el Instituto Geotécnico Noruego. Su desarrollo constituyó un importante avance en la clasificación de los macizos rocosos debido a que se propuso tomando como base el análisis de una muy amplia base de datos de casos históricos. Es un sistema de ingeniería que facilita la selección y diseño de soportes para túneles. El índice  $Q$  se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (5)$$

En donde se introducen los siguientes parámetros: el índice de calidad de la roca ( $RQD$ ), el índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo rocoso ( $J_n$ ), el índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas ( $J_r$ ), el índice que indica la alteración de las discontinuidades ( $J_a$ ), el coeficiente reductor por la presencia de agua ( $J_w$ ) y el factor reductor de esfuerzos ( $SRF$ ).

El primer cociente de la expresión  $RQD/J_n$  representa la estructura de la masa rocosa y es una estimación del tamaño del bloque dentro del macizo. El segundo cociente  $J_r/J_a$  representa las características friccionales y de rugosidad de las

paredes de las juntas o de sus rellenos. El tercer cociente  $J_w/SRF$  representa la influencia del estado tensional.

Tabla 10. Clasificación de la roca según Barton.

Q	Clasificación
0,001 - 0,01	Excepcionalmente Mala
0,01 - 0,1	Extremadamente Mala
0,1 - 1,0	Muy Mala
1,0 - 4	Mala
4 - 10	Regular
10 - 40	Buena
40 - 100	Muy Buena
100 - 400	Extremadamente Buena
400 - 1000	Excepcionalmente Buena

En la Tabla 11, se presenta la respectiva clasificación del índice Q, para los diferentes estados del macizo.

Tabla 11. Clasificación según el índice Q para las diferentes condiciones del macizo rocoso.

Parámetros	Macizo 1	Macizo 2	Macizo 3
RQD	100	100	100
Coficiente de Familias ( $J_n$ )	0,5	4	9
Coficiente de Rugosidad ( $J_r$ )	4	4	4
Coficiente de Reducción ( $J_w$ )	1	1	1
Coficiente de Alteración ( $J_a$ )	0,5	1	1
SRF	2,5	2,5	2,5
Valor de Q	640	40	17,77
Clasificación	Excepcionalmente Buena	Muy Buena	Buena







Las clasificaciones del macizo rocoso según Bieniawski y Barton, son de un interés muy especial, ya que incluyen un número suficiente de datos para poder evaluar correctamente todos los factores que tienen influencia en la estabilidad de una excavación tanto en túnel como en corte de taludes en roca. Bieniawski da más importancia a la orientación y a la inclinación de los accidentes estructurales de la

roca y no da ninguna a los esfuerzos en la roca. Barton no incluye el factor de la orientación de las fisuras pero si considera las propiedades de los sistemas de fisuras más desfavorables al evaluar la rugosidad de las fisuras y su grado de alteración, ambos representan la resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso.

### **3.4 ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA**

El Índice Geológico de Resistencia (GSI), propuesto por Hoek (1994), es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo. Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficie. A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, la unión que existe entre ellas, que viene dada por las formas y aristas que presentan, así como de su cohesión. Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si ésta esta alterada, si ha sufrido erosión o qué tipo de textura presenta, y el tipo de recubrimiento existente.

Figura 5. Estimación del GSI, basado en observaciones geológicas

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60		
	VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	40	30	20		
		30	20	10		
		N/A	N/A			

Fuente: E. Hoek (2002).

En este análisis es necesario estimar el índice geológico de resistencia para las diferentes condiciones del macizo en estudio, esto se debe a que es un parámetro necesario para calcular parámetros del material y realizar el respectivo análisis.

Para este caso, partiendo de las condiciones establecidas de la roca, roca sana intacta o masiva y roca sana fractura poco perturbada, se puede estimar el valor del GSI por medio de la Figura 5.

Los valores del GSI para las tres condiciones del macizo rocoso se pueden apreciar en la Tabla 12.

Tabla 12. Valores del GSI estimados para las diferentes condiciones del macizo.

Tipo de Roca	Discontinuidades	GSI
Roca Sana Intacta	0	100
Roca Sana Fracturada	2	80
Roca Sana Fracturada	3	70

### 3.5 SOSTENIMIENTO EN TÚNELES

El sostenimiento de un túnel se entiende como el conjunto de elementos que, debidamente colocados, colaboran a la estabilidad del mismo. Se instala una vez se termina parcial o totalmente el retiro de material que compone la sección transversal del túnel, y su función puede tener el alcance de estabilizar el terreno para que los trabajos de excavación se adelanten en condiciones seguras.

Es importante diferenciar el término sostenimiento del revestimiento. El sostenimiento es el que se aplica inmediatamente después de la perforación con el fin de que la excavación permanezca estable durante la construcción y después de ella. El revestimiento es el que se instala después del sostenimiento, contribuyendo a garantizar la estabilidad a largo plazo.

Figura 6. Sostenimiento definitivo de un túnel.



Fuente: CIMNE. Avances Tecnológicos en la Construcción Subterránea

En algunos casos, el sistema de sostenimiento inicial de la excavación puede constituirse en revestimiento definitivo del túnel si la evaluación indica que éste es suficiente para asegurar la estabilidad de la obra durante el periodo de explotación.

**3.5.1 Bulones.** Son elementos generalmente de acero que trabajan cosiendo las discontinuidades que atraviesan. También aportan una compresión radial a la roca, evitando así descompresiones que puedan dar lugar a inestabilidades. El anclaje a la roca puede ser continuo o puntual. Una vez instalado, el bulón puede tensionarse hasta una carga determinada (bulones activos o pretensados), o sin tensiones (bulones pasivos). Los bulones sirven como medio para anclar o coser un estrato menos competente a la parte superior del macizo. El diámetro, longitud y separación de los pernos depende de las fuerzas que se generen por la descompresión del macizo debido a la excavación del túnel, de la profundidad en la que sucede, y de la carga axial que puede soportar cada perno. El bulonado o empernado hoy en día está universalmente aceptado como método de sostenimiento provisional o

definitivo, y tiene como misión unir los estratos alrededor de la sección excavada para formar una bóveda natural.

**3.5.2 Mallas metálicas.** Son elementos estructurales que complementan el comportamiento mecánico del concreto al suministrarle capacidad de resistir esfuerzos de tensión en la capa de concreto ubicada en el contorno del túnel, útiles también para disminuir los efectos de retracción de fraguado. Adicionalmente, rebaja los volúmenes de pérdida de materiales por rebote cuando se aplica concreto lanzado.

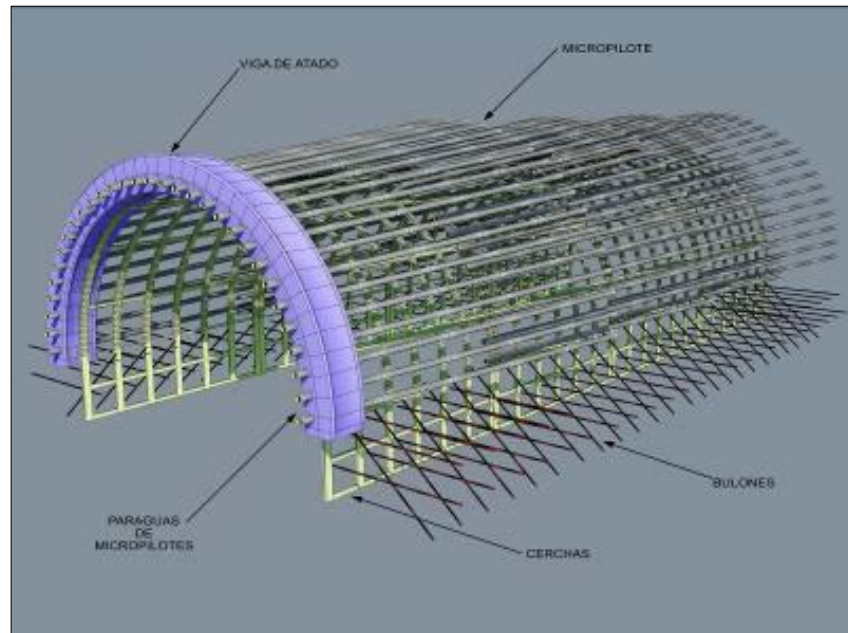
**3.5.3 Hormigón proyectado.** También denominado gunita, que básicamente consiste en la proyección sobre el perímetro de la excavación de un hormigón con eventual malla de refuerzo, cuyo tamaño de árido es superior a 8 mm, aplicado a gran velocidad sobre la superficie de la excavación. El material se adhiere perfectamente al terreno, lo que hace que las presiones sean prácticamente uniformes. Lo que se pretende con la gunita es un sostenimiento tipo lámina, con continuidad longitudinal, de forma que se consigue un reparto de los esfuerzos superficiales. El hormigón proyectado se ha convertido en una técnica que cada vez se utiliza más para el sostenimiento del terreno, solo o en combinación con bulones, cerchas o con refuerzo de malla de acero.

**3.5.4 Cerchas Metálicas.** Las cerchas son perfiles laminados metálicos, prearmados que pueden adaptarse al contorno de la excavación. Generalmente se combinan con mallazos, es frecuente que se queden instaladas permanentemente y recubiertas por gunita. Trabajando junto al hormigón proyectado constituyen un buen elemento resistente.

El problema del sostenimiento de un túnel no tiene una solución única, ya que además de poder utilizar elementos de sostenimiento variados y de resistencia

diferente, se pueden emplear métodos constructivos distintos en los que el proceso de excavación y sostenimiento también varía.

Figura 7. Combinación de elementos de sostenimiento



Fuente: CIMNE. Avances Tecnológicos en la Construcción Subterránea

Hoy en día, la tendencia generalizada es a favor de soluciones mixtas que emplean combinaciones de estas técnicas, ver Figura 7. Así bulones-gunita; cerchas-gunita o bien bulones-cerchas-gunita forman una combinación perfecta en la que cada uno de sus elementos se complementa, dándose un efecto sinérgico entre ellos, de forma que cada sistema mejora la eficacia de los restantes

## **4. MODELAMIENTO**

El surgimiento de herramientas informáticas y programas que permiten el cálculo de excavaciones subterráneas se ha impulsado gracias a la incorporación de nuevos modelos físicos y matemáticos, constituyendo herramientas eficaces de apoyo en el diseño de túneles. Sin embargo hay que tener presente que para el cálculo de excavaciones subterráneas se cuenta con parámetros resistentes y deformacionales aproximados del terreno, lo que implica simplificaciones en los cálculos, cuyo resultado es aproximado, no obstante, para el diseño de un túnel hay que apoyarse en métodos empíricos, analíticos y numéricos, para que la solución final sea lo más aproximada posible y ajustada durante la construcción.

### **4.1 SOFTWARE PHASE2**

El programa Phase2 es utilizado para los cálculos tenso-deformacionales en dos dimensiones aplicando el método de elementos finitos, el cual modeliza el terreno discretizándolo en elementos de forma variable que constituyen una malla y que están interconectados mediante puntos llamados nodos. A cada uno de estos elementos se les da unas propiedades, junto a las condiciones iniciales y de contorno, y aplicando la teoría de la elasticidad, se determina la matriz de rigidez, a partir de la cual se calculan los movimientos en cada nodo y con ellos las tensiones.

### **4.2 CAMPO DE ESFUERZOS, CONDICIONES DE BORDE Y ENMALLADO**

Las propiedades del campo de esfuerzos que se emplea en todos los modelos realizados, obedecen a las condiciones de un Campo de Esfuerzos Gravitacional. Bajo estas, se define el esfuerzo in-situ antes de la excavación, que varían linealmente con la profundidad.

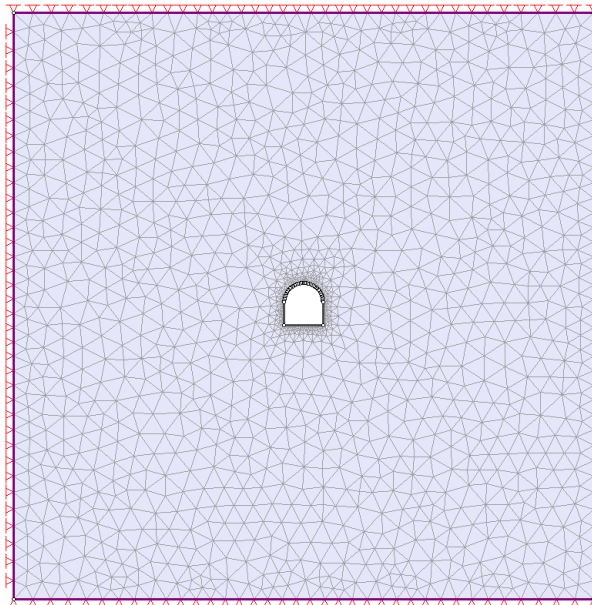
La profundidad a la que se encuentra el túnel modelado, es de 250 metros. Este valor fue escogido teniendo en cuenta las características que presenta el basalto, y

su disposición en la corteza terrestre. El peso unitario del material que recubre la excavación, es un valor solicitado por el software para realizar el análisis. Como se mostró en la Tabla 1, este varía entre 2,7 y 2,9 (gr/cm<sup>3</sup>). En este trabajo de investigación, se asume el valor medio 0,026487 (MN /m<sup>3</sup>).

Una vez se ha realizado la excavación con la sección deseada, se prosigue a definir las condiciones del borde externo, el cual representa la región a considerar alrededor de la excavación. Este borde se asume dejando una distancia de 70 metros desde los bordes de la excavación. Para el enmallado se usa la configuración de elementos finitos triangulares y las condiciones de desplazamiento de la delimitación externa del modelo, se escoge restringida en los ejes  $x$  y  $y$ , considerando que a tal distancia de la excavación el macizo rocoso no presentará una variación significativa en su comportamiento.

En la Figura 8 se puede apreciar el modelo inicial, con las condiciones de contorno y el enmallado escogido para los diferentes modelos.

Figura 8. Modelo inicial para la sección bóveda en roca sana intacta.

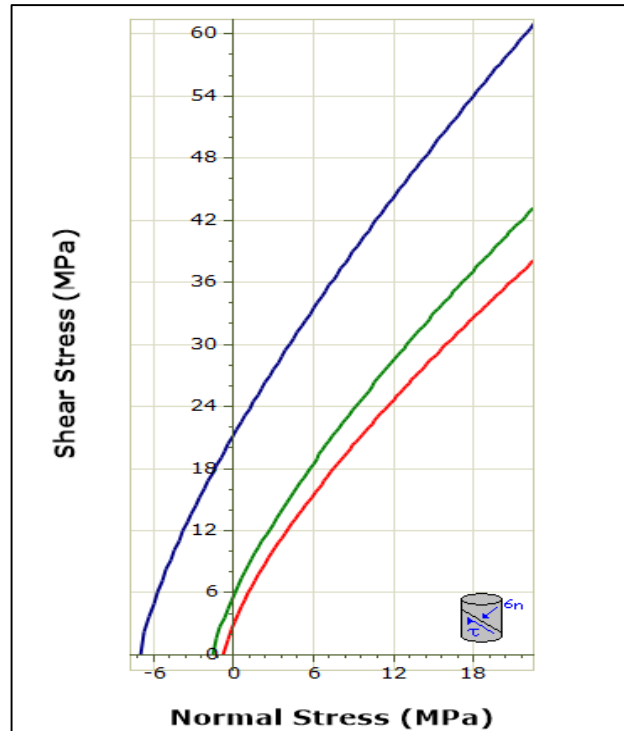


### 4.3 PROPIEDADES ELÁSTICAS DEL MATERIAL

En lo referente a la definición de las propiedades del material (Basalto), se considera que el estado de carga inicial corresponde al campo de esfuerzos definido inicialmente e incluye el peso propio del terreno, derivado del peso unitario del material, que además es considerado con propiedades elásticas de tipo isotrópico. Lo último implica que las propiedades del material no varían con la dirección y están definidas por un valor del Módulo de Young y un valor de la Relación de Poisson. La relación de Poisson escogida, está dentro del rango que establece la teoría consultada  $\nu = 0,25$ .

**4.3.1 RocData.** Los valores de Módulo de Elasticidad, son calculados para cada caso por medio del software RocData, el cual incluye herramientas para el análisis de los datos de roca, resistencia del suelo, envolventes de falla y otros parámetros físicos. Es necesario definir el valor de Resistencia a la Compresión Uniaxial del Basalto ( $\sigma_{ci} = 175$  MPa); el Índice Geológico de Resistencia (GSI), la constante correspondiente a la matriz rocosa ( $m_i = 25$ ); el factor de alteración del criterio de rotura de Hoek & Brown ( $D = 0$ ), correspondiente a la perturbación mínima del macizo rocoso excavado con excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora; el Módulo de Relación ( $MR = 350$ ), el cual permite el cálculo del módulo intacto. RocData también permite conocer la envolvente de falla, como se ve en la Figura 9, donde la línea azul corresponde al macizo intacto, y las líneas verde y roja describen la envolvente de falla de macizo fracturado por 2 y 3 diaclasas, respectivamente.

Figura 9. Envoltente de falla para los tres estados de la roca.



Los parámetros de esfuerzo obtenidos para las diferentes condiciones del macizo rocoso por medio de RocData se muestran en la Tabla 11.

Tabla 13. Parámetros obtenidos por medio del software RocData para las diferentes condiciones del macizo.

Macizo	$m$	$s$	$\alpha$	E [MPa]
Intacto	25	1	0,5	60903,6
Fracturado 2 Diaclasas	12,2	0,11	0,501	53921,3
Fracturado 3 Diaclasas	8,6	0,04	0,501	44885,9

#### 4.4 PARÁMETROS DE ESFUERZO

Los parámetros de esfuerzo solicitados por el programa Phase2 en la definición de materiales, dependen del Criterio de rotura escogido. A continuación se menciona las diferentes condiciones de macizo y el Criterio empleado para su análisis

**4.4.1 Macizo Masivo sin Discontinuidades.** En este primer caso, se emplea el Criterio de Falla de Hoek & Brown por posible rotura a favor de la matriz rocosa. En macizos rocosos isótropos se emplea el **Criterio de Hoek & Brown**, desarrollado para su aplicación a macizos rocosos con matriz rocosa resistente. Además se asume que el material es de tipo plástico, es decir, una vez se produzca fluencia, los parámetros de esfuerzo serán usados en el análisis. Al considerar un material de tipo plástico, debe introducirse parámetros residuales. En este caso, los parámetros de esfuerzo residual se tomaron equivalentes a los valores pico.

La resistencia del macizo queda definida por la expresión (Hoek & Brown, 1980):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m * \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \quad (6)$$

Siendo  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  los esfuerzos principales mayor y menor en rotura respectivamente;  $\sigma_{ci}$  la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa;  $m$  y  $s$  constantes que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturación.

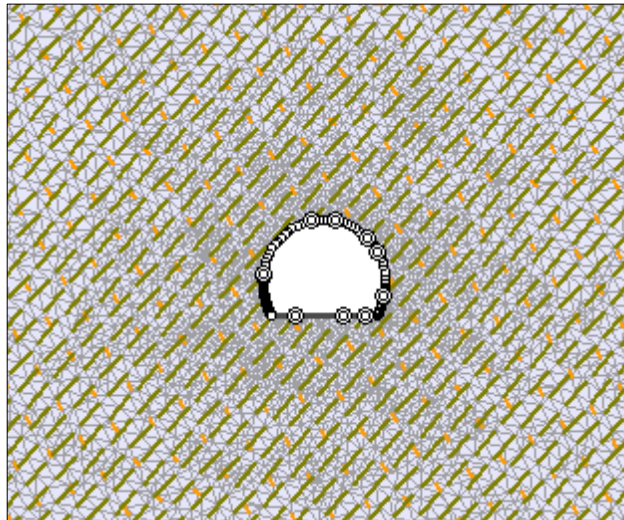
Para roca intacta  $m = m_i$  ( $m_i$ : constante correspondiente a la matriz rocosa), determinada por ajuste a la anterior ecuación de valores de ensayos triaxiales, tomando  $s = 1$ .

**4.4.2 Macizo con 2 Familias de Discontinuidades.** Para el análisis de este tipo de macizo, se recomienda el uso de dos criterios, tal como se muestra en la Tabla 4.

En la definición de las propiedades del material, se escoge el **Criterio de Hoek & Brown** para analizar los parámetros de esfuerzo. Como se muestra en la Tabla 10, el valor del GSI descendió a 80 debido a la presencia de 2 familias de discontinuidades. Los demás parámetros usados para el análisis de este caso se pueden observar en la Tabla 11.

Para el análisis de las juntas se definió el **Criterio de deslizamiento de Mohr - Coulomb**, en el cual, para este tipo de macizo se usaron los parámetros y propiedades de las familias de diaclasas 1 y 2, establecidas en la Tabla 3.

Figura 10. Modelo final para la sección herradura en roca fractura con dos familias de diaclasas.



**4.4.3 Macizo con 3 Familias de Discontinuidades.** La fracturación en este macizo es mayor, lo cual permite el uso del **Criterio Generalizado de Hoek & Brown**, pues se hizo necesario el ajuste de los parámetros  $m$  y  $s$  para que fuesen

valores representativos del macizo rocoso alterado. El criterio se define por medio de la siguiente expresión:

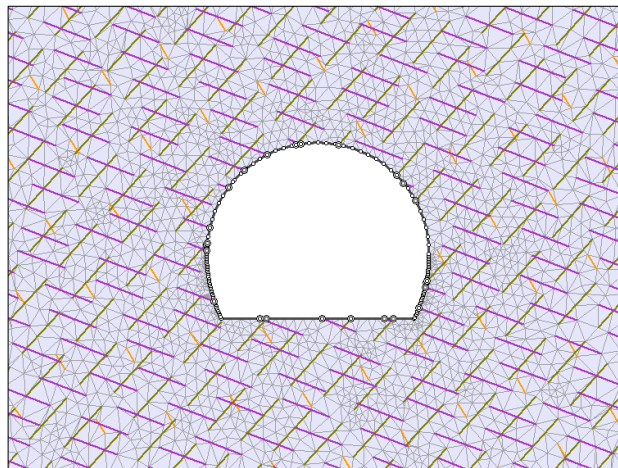
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m * \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (7)$$

En donde  $m$ ,  $s$  y  $\alpha$ , dependen de las propiedades y características del macizo rocoso. Estos parámetros fueron hallados por medio de RocData y se muestran en la Tabla 11.

Para este último caso, con mayor grado de fracturación, se usaron las tres familias de diaclasas definidas anteriormente cuyas propiedades se muestran en la Tabla 3. Las propiedades de las tres familias de juntas son introducidas al software para su respectivo análisis por el Criterio de deslizamiento de Mohr Coulomb.

En la Figura 11 se presenta el modelo final para el macizo con tres familias de discontinuidades, en ella se puede diferenciar la presencia de las tres familias de diaclasas.

Figura 11. Modelo final para la sección herradura en roca fractura con tres familias de diaclasas.



## 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Para poder analizar el comportamiento del macizo rocoso al estar expuesto a excavaciones con diferente geometría, se usó el Software Phase2 para realizar las respectivas simulaciones que permitieran observar las alteraciones del macizo ante las diferentes condiciones.

Los resultados obtenidos por medio del Software Phase2 se pueden interpretar de dos maneras:

- La primera es una representación visual del comportamiento del terreno por medio de rangos de valores, representados por contornos con colores en diferentes tonalidades que varían del azul al rojo, en donde se puede apreciar las zonas del terreno más afectadas por la excavación. Para todos los modelos realizados las zonas con tonalidades cercanas al azul son las menos alteradas y por el contrario las zonas más cercanas al rojo son las más afectadas por la excavación.
- La segunda metodología para analizar los resultados, deja de ser un análisis meramente visual y constituye una representación gráfica extraída de los valores obtenidos del parámetro de interés analizado, permitiendo identificar con mayor precisión los puntos o zonas más afectadas, y con la posibilidad de extraer el valor exacto que resulta en puntos establecidos.

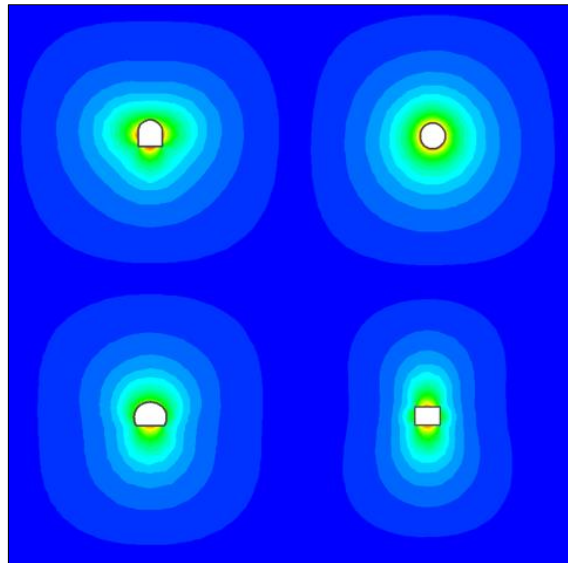
En esta investigación el análisis está enfocado a la identificación de la deformación y esfuerzos en el contorno de la excavación, con el fin de definir el comportamiento del macizo rocoso ante la pérdida de estabilidad por remoción de material.

## 5.1 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO

A continuación se presentan los resultados obtenidos después de realizar las simulaciones de excavación en cada tipo de terreno.

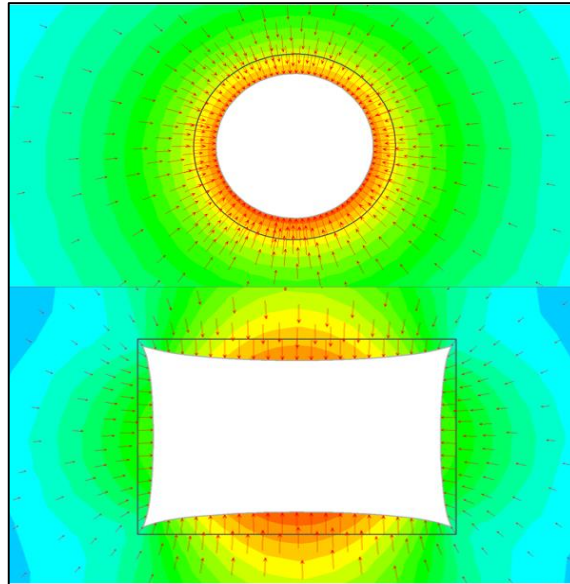
**5.1.1 Roca Sana Intacta.** En la Figura 12 se puede observar la deformación del terreno al ser expuesto a excavaciones con diferente geometría. Es evidente que la forma de la sección excavada produce alteraciones particulares en el macizo rocoso, así como variación en el sentido de la deformación

Figura 12. Representación visual de la deformación del terreno ante diferentes secciones.



Lo anterior se puede apreciar fácilmente con la sección circular, en donde los contornos del borde deformado, se orientan hacia el centro de la excavación, de manera casi uniforme, como se puede ver en la Figura 13, mientras que las demás secciones presentan variaciones debido a su geometría.

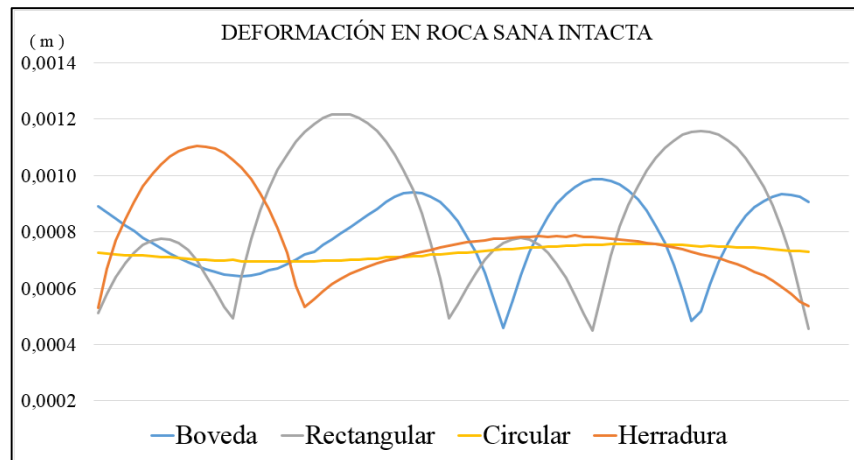
Figura 13. Sentido de las deformaciones para la sección circular y rectangular.



En la Figura 13, la deformación resultante del contorno se plasma con un factor de escala, lo que la hace apreciable, pero en realidad, la deformación arrojada por el programa de modelamiento es muy baja, a tal punto que se encuentra sin superar 1.25 [mm] y esto se debe a que la resistencia de la roca escogida es muy alta. Un análisis más detallado consiste en comparar los valores de las deformaciones en el contorno de la excavación para las diferentes secciones. Esto permite relacionar en términos de magnitud el impacto que produce cada tipo de geometría en la alteración del macizo rocoso.

Para realizar la correspondiente grafica se extraen los valores obtenidos del análisis en el software Phase2 para cada tipo de sección y con la ayuda de Microsoft Excel es posible realizar una superposición de la deformación mediante una gráfica que permita encontrar semejanzas o diferencias entre los tipos de secciones.

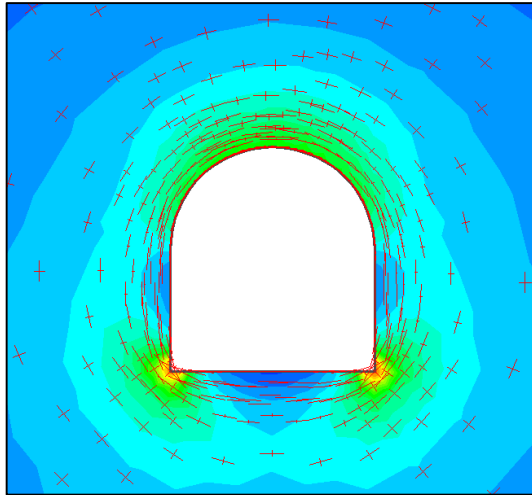
Figura 14. Gráfica de deformación para las diferentes secciones en roca sana intacta.



En la Figura 14 se puede apreciar la variación de las deformaciones para las diferentes secciones en roca sana intacta. En general, es evidente que la sección rectangular (línea gris), presenta mayores valores de deformación en el contorno en comparación con las demás secciones, mientras que la sección circular (línea amarilla), es la que produce menor alteración del macizo rocoso debido a que presenta las menores deformaciones.

Es posible encontrar la variación de los esfuerzos en el borde de la cada sección excavada, los cuales siguen una trayectoria como la mostrada en la figura 15.

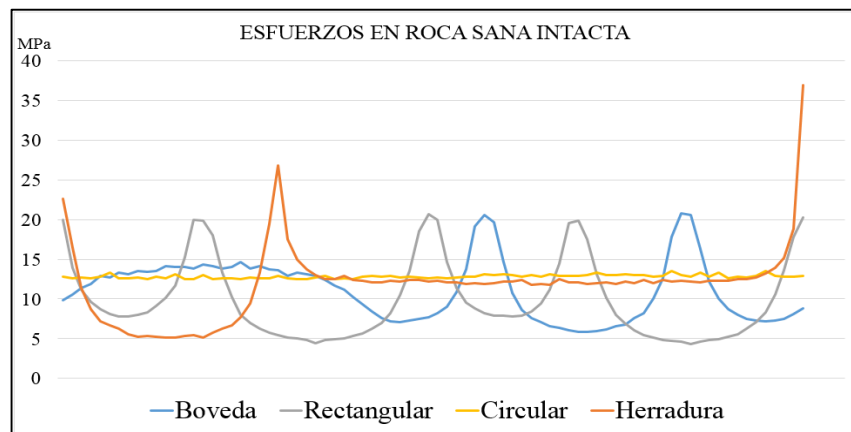
Figura 15. Trayectoria de los esfuerzos alrededor de la excavación.



En la trayectoria descrita por medio de pequeñas cruces, el eje largo está orientado en la dirección del esfuerzo principal mayor, mientras que el eje corto está en dirección del esfuerzo principal menor. Para este caso, el análisis de los esfuerzos se realiza considerando los valores obtenidos para el esfuerzo principal mayor

De la misma forma que se analizaron los efectos de las secciones en términos de deformación, se puede interpretar los resueltos obtenidos de los esfuerzos en el contorno de la excavación.

Figura 16. Gráfica de esfuerzos para las diferentes secciones en roca sana intacta.

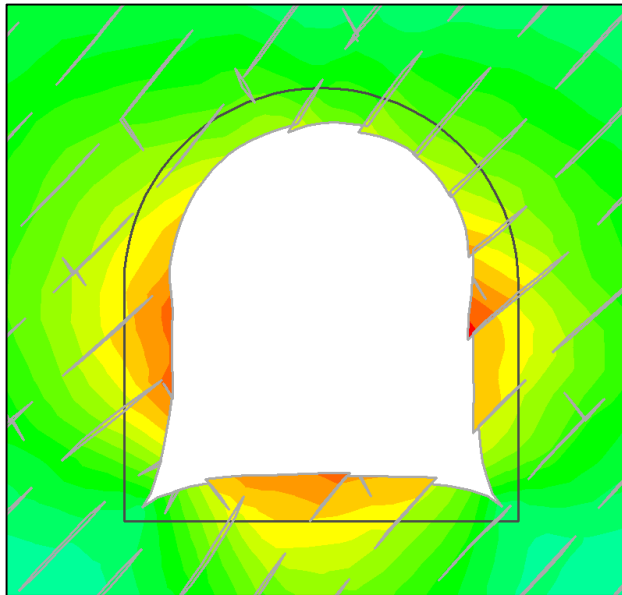


En la Figura 16 se presentan las variaciones del esfuerzo a lo largo del perímetro de excavación para las diferentes secciones.

Si hacemos una comparación entre la Figura 14 y la Figura 16, se puede observar que la relación entre los esfuerzos y las deformaciones es inversa, debido a que al realizar una excavación, la descompresión interna del macizo produce disminución en las tensiones en el contorno del túnel.

**5.1.2 Roca Sana Fracturada con dos Familias de Diaclasas.** Para esta situación se cuenta con la presencia de discontinuidades que afectan el comportamiento del macizo, lo cual se puede apreciar en la Figura 17.

Figura 17. Detalle del desplazamiento relativo entre las caras de las discontinuidades.

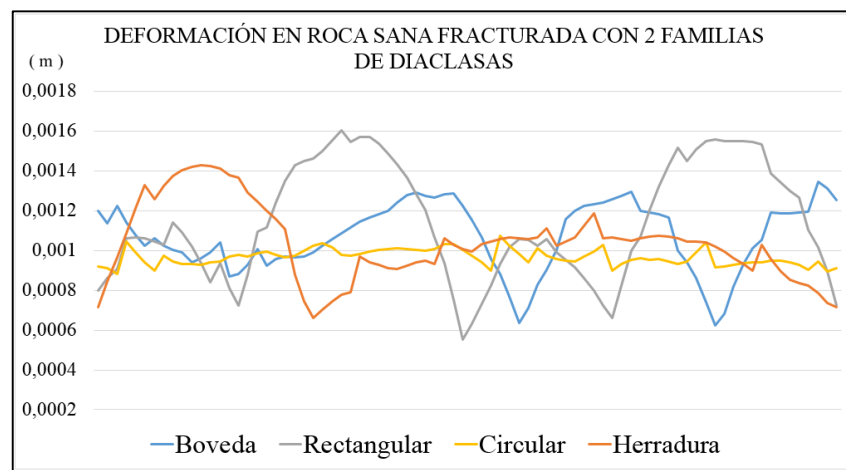


En Figura 17 se visualiza la diferencia de desplazamientos entre las dos caras de cada discontinuidad al ser afectadas por la excavación. Esto se debe a que el

esfuerzo cortante que experimentan las juntas supera la resistencia al corte que se estipuló en los parámetros del criterio de deslizamiento de diseño.

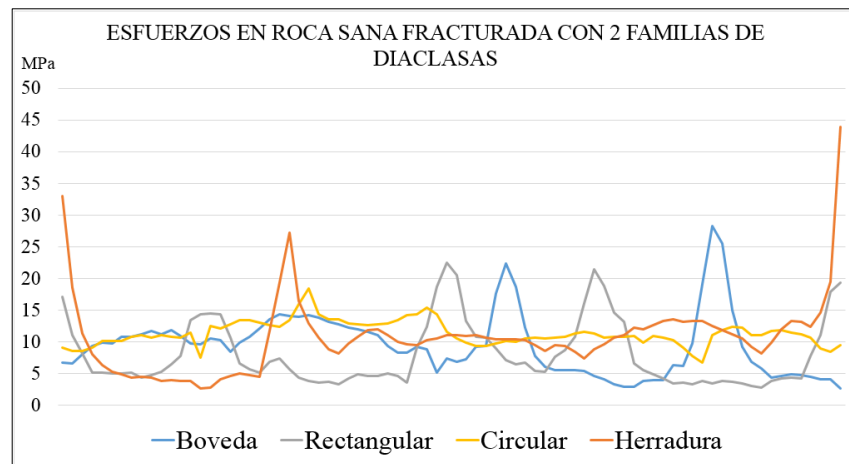
En la Figura 18 se puede apreciar la variación de las deformaciones para las diferentes secciones en roca sana fracturada con dos familias de diaclasas.

Figura 18. Grafica de deformación para las diferentes secciones en roca sana fracturada con dos familias de diaclasas.



Si comparamos las curvas obtenidas con las presentadas anteriormente en la Figura 14, se puede apreciar la alteración que producen las discontinuidades en el contorno de la excavación. La presencia de diaclasas aumenta la deformación en el macizo rocoso y por lo tanto la curva de deformación se ve un poco alterada en comparación con la encontrada para roca sana intacta, aunque presenta un comportamiento similar.

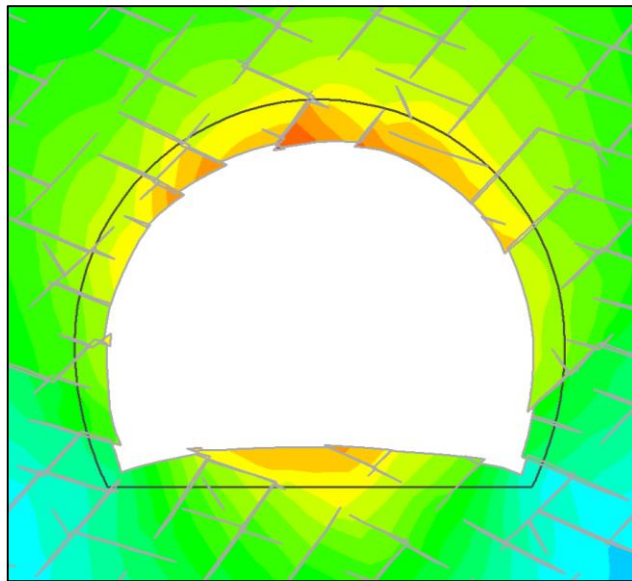
Figura 19. Gráfica de esfuerzos para las diferentes secciones en roca sana fracturada con dos familias de diaclasas.



Los valores de los esfuerzos inducidos por la excavación en roca sana fracturada describen un comportamiento similar en comparación a los obtenidos en roca sana intacta, aunque se presenta alteración en la suavidad de la curva debido a la presencia de discontinuidades que permiten liberación de tensiones cuando ocurre desplazamiento (ver Figura 16 y Figura 19).

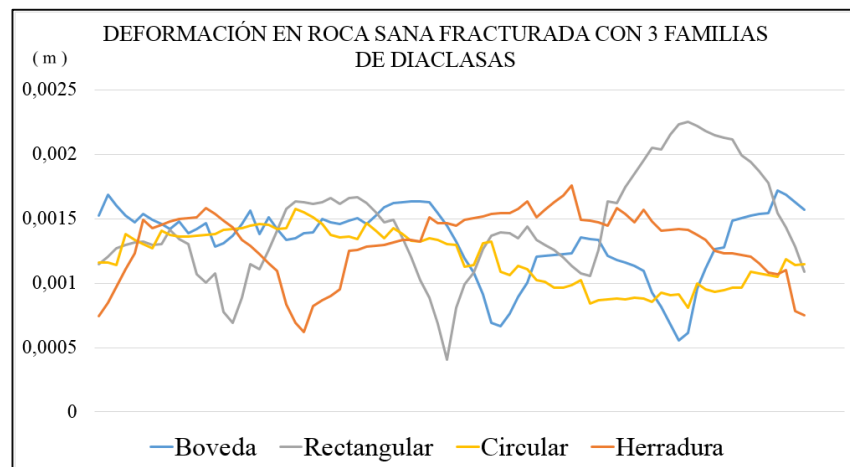
**5.1.3 Roca Sana Fractura con tres Familias de Diaclasas.** En este tipo de macizo rocoso, las deformaciones se dan en mayor magnitud, produciéndose cambios significativos en las relaciones geométricas internas. La existencia de más planos de discontinuidad hace que la deformación sea más perceptible que al excavar cuerpos masivos (ver Figura 20).

Figura 20. Detalle del desplazamiento relativo entre las caras de las discontinuidades.



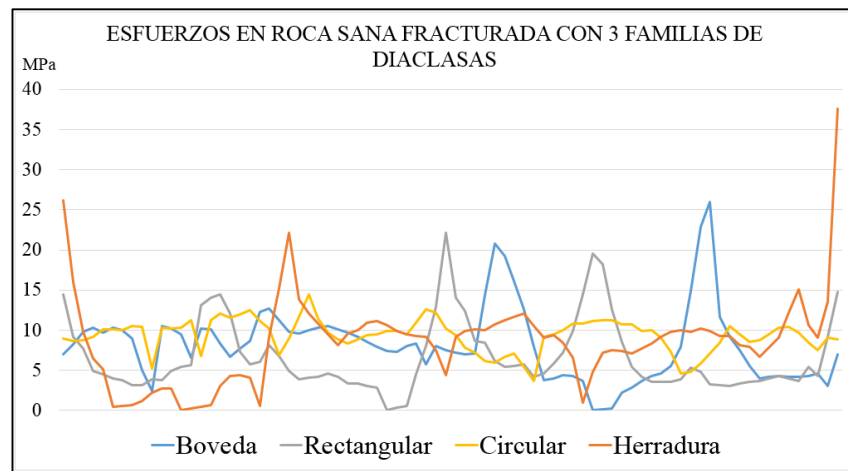
En la Figura 21 se puede apreciar la variación de las deformaciones para las diferentes secciones en roca sana fractura con tres familias de diaclasas.

Figura 21. Gráfica de deformación para las diferentes secciones en roca sana fracturada con tres familias de diaclasas.



Si comparamos las curvas obtenidas con las presentadas anteriormente en las Figura 14 y Figura 18, se puede apreciar con más detalle las alteraciones que producen las discontinuidades, en relación a las deformaciones en el borde de la excavación.

Figura 22. Gráfica de esfuerzos para las diferentes secciones en roca sana fracturada con tres familias de diaclasas.



En cada análisis hecho, podemos ver que hay dos factores que influyen sustancialmente en la conducta del macizo al ser excavado; el primero de estos factores es la caracterización que presenta el medio rocoso, y el segundo, la geometría de la sección transversal que presente la excavación subterránea.

En general para la mayoría de los casos, las deformaciones están relacionadas con la geometría de la excavación, que bajo las mismas condiciones de terreno, lo recomendable será usar secciones que presenten en lo posible la mayor parte de su perímetro con tramos circulares. Esto se vio evidenciado en los resultados en donde las secciones que presentaban tramos rectos presentaron las mayores deformaciones en comparación con aquellas que presentaban tramos curvos.

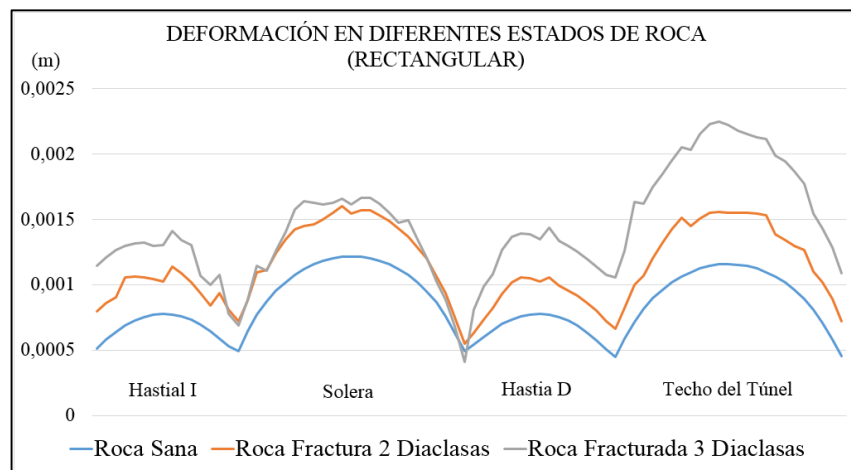
## 5.2 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS SECCIONES

Una vez realizados los modelos para las diferentes condiciones de roca es posible analizar la variación de las deformaciones y esfuerzos para cada tipo de geometría.

**5.2.1 Sección Rectangular.** En la Figura 23 se puede observar la variación de las deformaciones en el borde de la excavación para la sección rectangular. Es evidente que a medida que disminuye la calidad de la roca, aumentan las deformaciones debido a la presencia de diaclasas, que afectan la estabilidad del macizo rocoso en comparación con su estado inicial.

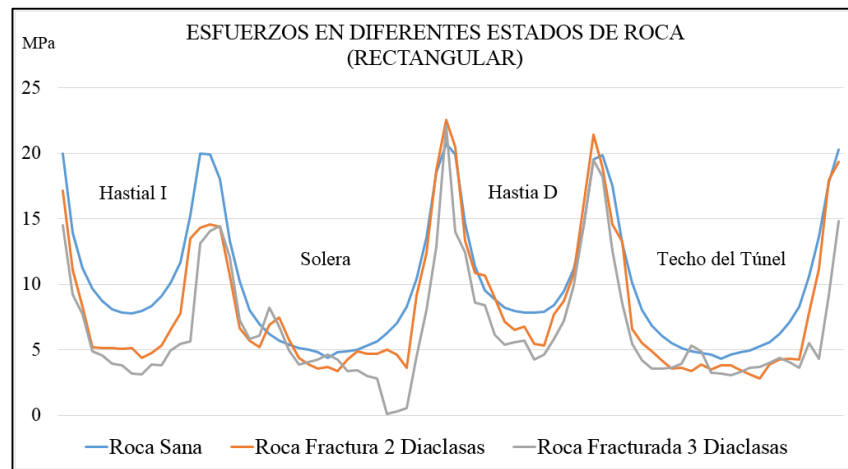
En este caso, es posible determinar que las zonas que presentan mayor deformación son la solera y el techo del túnel, mientras que los hastiales tienen un comportamiento similar entre ellos. El techo de la excavación rectangular aumenta su deformación notablemente a medida que la calidad del macizo disminuye, y se convierte en la zona más afectada por el aumento de fracturación de la roca.

Figura 23. Gráfica de deformación para la sección rectangular en diferentes tipos de roca.



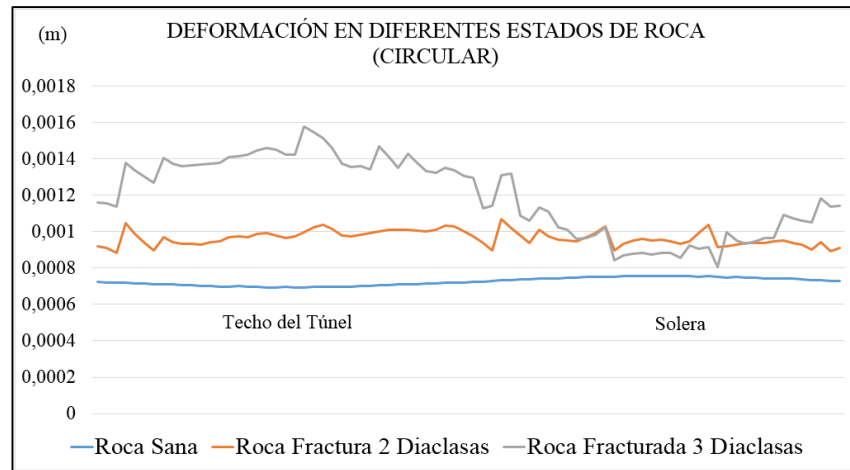
En cuanto a la variación de los esfuerzos en el borde de la excavación para cada tipo de roca, esta tiende a tener un comportamiento similar en cada caso, disminuyendo levemente su valor a medida que la calidad del macizo rocoso disminuye. Los puntos cercanos a las esquinas de la sección presentan mayores valores de concentración de esfuerzos, mientras que en la parte media de los tramos rectos, disminuye los esfuerzos inducidos, como lo muestra la Figura 24.

Figura 24. Gráfica de esfuerzos para la sección rectangular en diferentes tipos de roca.



**5.2.2 Sección Circular.** Como se puede observar en la Figura 25 la curva de deformación en el borde de la excavación para sección circular, sufre notables cambios debido a la presencia de discontinuidades. Esto se debe a que la presencia de diaclasas condiciona el comportamiento de la roca que se encuentra sobre la excavación, producción mayor inestabilidad en esta zona, que se ve reflejada en el aumento de las deformaciones en el techo en comparación al estado sano de la roca.

Figura 25. Gráfica de deformación de la sección circular en diferentes tipos de roca.



En la Figura 26, se muestra la deformación en los diferentes estados de la roca producto de la excavación de la sección circular, se puede diferenciar el cambio de la zona de afectación a medida que aumenta en nivel de fracturación del macizo. En la imagen de la parte izquierda, se presenta aproximadamente la misma cantidad de deformación del contorno en todas las direcciones, mientras que en las otras dos, la distribución de las zonas afectadas no presenta uniformidad. A medida que se considera fracturación en el macizo, la deformación aumenta y la orientación de las discontinuidades hace que la concentración de esfuerzos sea, en algunas zonas, notoriamente mayor que otras. En la imagen de la derecha (macizo con tres familias de discontinuidades), por ejemplo, se presenta desplazamiento importante de una amplia zona de terreno sobre la excavación, lo que se refleja en un desplazamiento considerable del techo.

Figura 26. Variación de la deformación para la sección circular en diferentes condiciones del macizo.

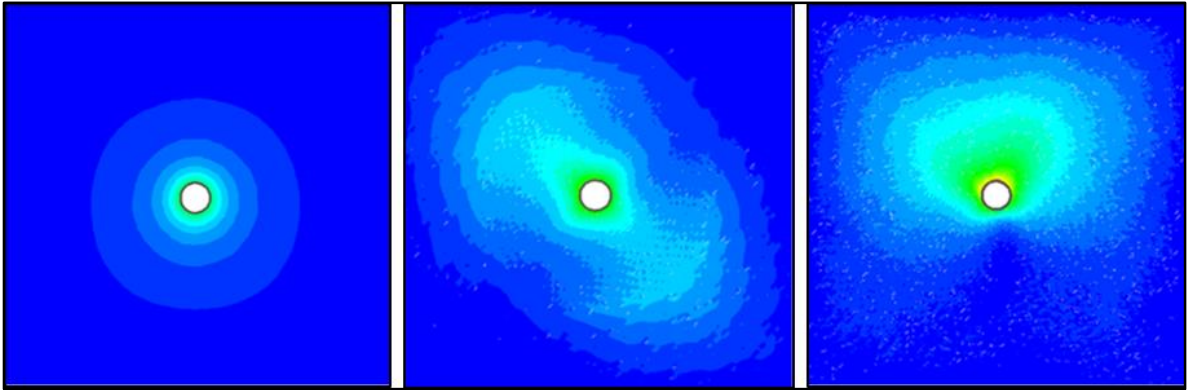
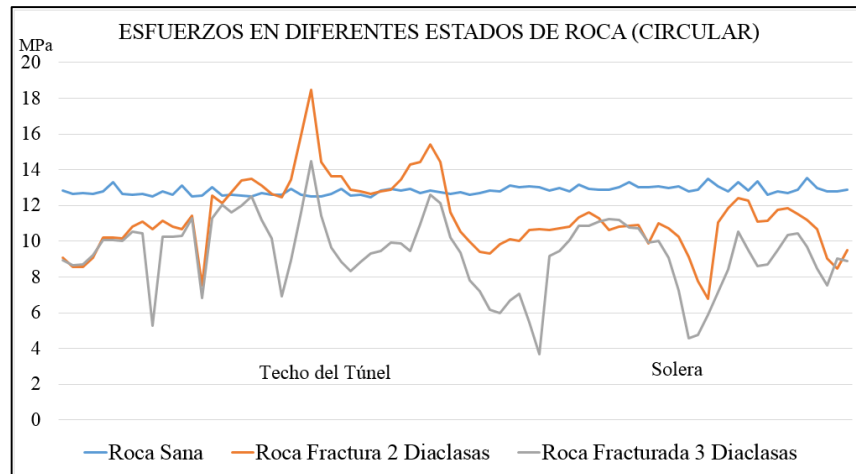


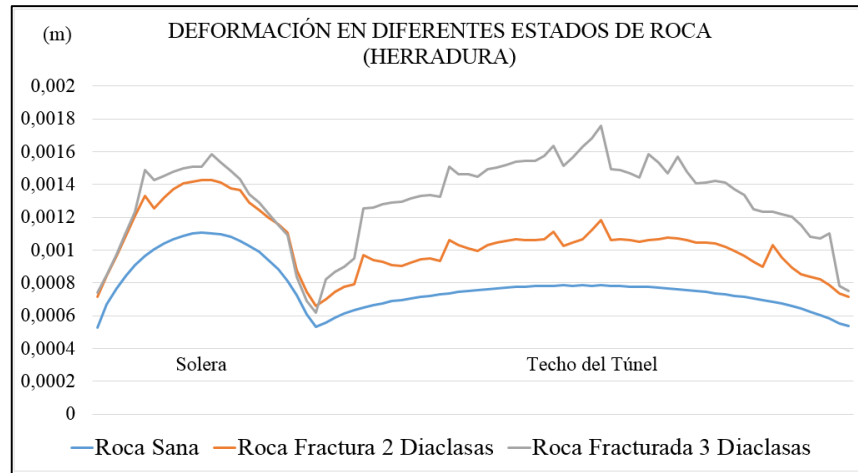
Figura 27. Gráfica de esfuerzos para la sección circular en diferentes tipos de roca.



En la figura 27 se evidencia que al aumentar la presencia de diaclasas en el macizo, disminuye los esfuerzos en el contorno de la excavación, lo que produce un aumento en la deformación.

**5.2.3 Sección Herradura.** En la figura 28, se muestra la variación del comportamiento de la deformación de esta sección en diferentes condiciones de macizo rocoso.

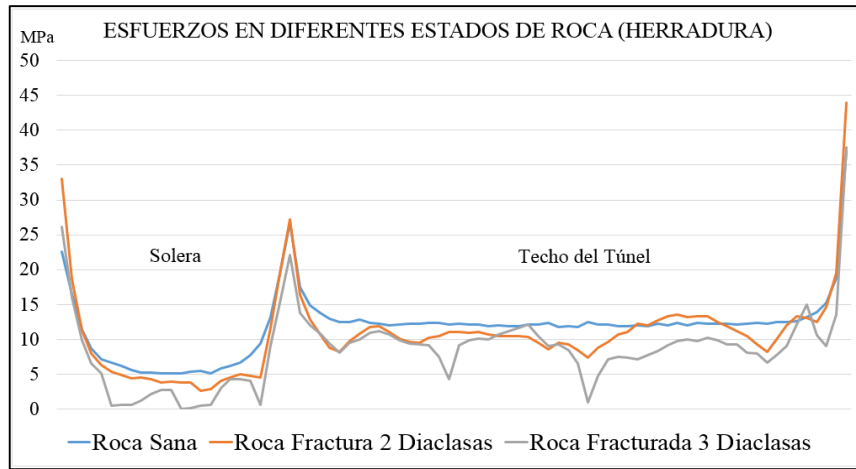
Figura 28. Gráfica de deformación para la sección herradura en diferentes tipos de roca.



Inicialmente la solera presenta mayor deformación con respecto al techo del túnel, pero a medida que las condiciones del macizo empeoran, las deformaciones del techo aumentan a tal punto de alcanzar valores máximos de desplazamiento, similares en ambos sectores.

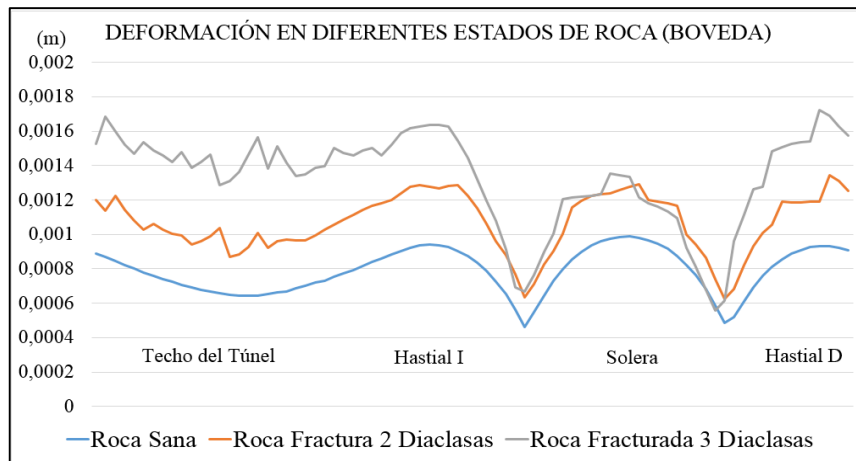
Las intersecciones entre los hastiales curvos y la solera concentran los mayores esfuerzos, como se puede ver en la Figura 29. De igual forma se puede apreciar que los menores esfuerzos se presentan en la solera, lo que indica que allí se están presentando mayores deformaciones.

Figura 29. Gráfica de esfuerzos para la sección herradura en diferentes tipos de roca.



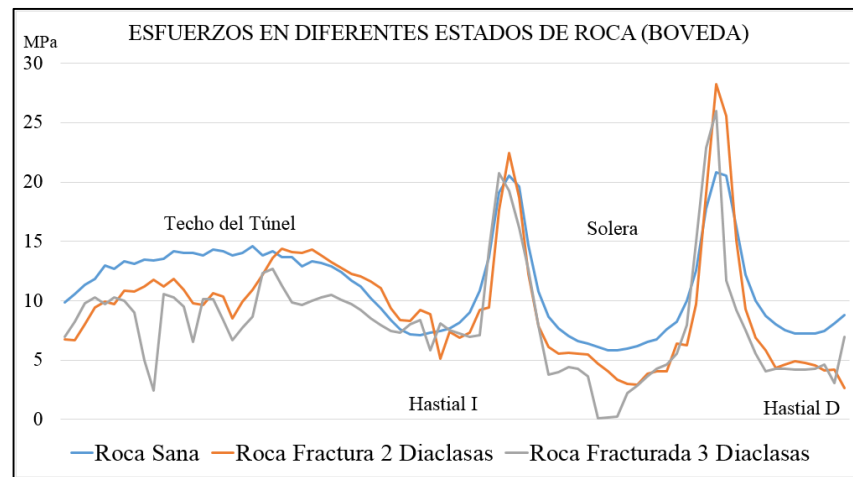
**5.2.4 Sección Bóveda.** En la Figura 30 se distingue que la solera presenta deformación máxima cuando el terreno está intacto, pero al simular un terreno con discontinuidades, son las paredes verticales las que presentan mayor desplazamiento.

Figura 30. Gráfica de deformación para las secciones bóveda y herradura en diferentes tipos de roca.



En la Figura 31, aparecen dos zonas correspondientes a sectores con máxima concentración de esfuerzos, y se atribuye, como en la sección herradura, a las intersecciones entre las paredes y el piso del túnel.

Figura 31. Gráfica de esfuerzos para la sección bóveda en diferentes tipos de roca.



Tanto la sección Herradura y la Bóveda, presentan tramos rectos y curvos, lo cual genera que tengan un mejor comportamiento con relación a las deformaciones que se puedan presentar en la tramo circular, pero es de especial atención el control de las deformaciones de los tramos rectos.

### 5.3 REQUERIMIENTOS DE SOPORTE

Partiendo de las clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso (Índice Q y RMR), se puede obtener una estimación del sostenimiento a emplear para cada estado del macizo.

Inicialmente en base a las alternativas de sostenimiento presentadas por Bieniawski, a partir del índice RMR, se encontró que el sostenimiento requerido para cada condición del macizo corresponde al presentado en la Tabla 12.

Tabla 14. Sostenimiento a partir del Índice RMR.

Macizo	Sostenimiento Requerido
Intacto	Innecesario, Salvo algún bulón ocasional
Fracturado 2 Diaclasas	Innecesario, Salvo algún bulón ocasional
Fracturado 3 Diaclasas	Bulón local en clave, con longitudes de 2,3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente con mallazo Hormigón de 5 cm para impermeabilización en clave.

Del mismo modo mediante el índice Q, se puede obtener una estimación del sostenimiento requerido, esta presenta una variación, porque además de tener en cuenta la calidad de la roca, también tiene en cuenta características de la sección como el diámetro, ancho o altura. Para este caso se realizara la estimación de sostenimiento para la sección rectangular, debido a que produce mayor alteración en el comportamiento del macizo rocoso.

Tabla 15. Sostenimiento a partir del índice Q.

Macizo	Sostenimiento Requerido
Intacto	Sin Sostenimiento
Fracturado 2 Diaclasas	Bulonado Puntual
Fracturado 3 Diaclasas	Bulonado Sistemático

Como se puede apreciar el sostenimiento requerido para estas condiciones del macizo es mínimo, esto se debe a que se tiene en consideración una roca con muy buena resistencia (basalto), lo que produce que el macizo presente buena estabilidad ante los efectos producidos por las excavaciones. A pesar de que se cuenta con la presencia de roca fracturada, el sostenimiento para este caso es de bulones locales con eventual mallazo y una mínima capa de hormigón proyectado.

Para estas condiciones no se encuentran muchas diferencias en el sostenimiento, la calidad de la roca y el poco grado de fracturación, no permitieron observar variaciones significativas en los requerimientos de soporte.

#### **5.4 OTRAS CONCLUSIONES**

La excavación de un macizo rocoso produce alteraciones en las tensiones del terreno, disminuyendo la estabilidad y ocasionando desplazamientos hacía el vacío creado por la perforación. Dependiendo de la geometría de la sección de excavación se afecta el comportamiento del macizo con mayor o menor intensidad.

Según los resultados obtenidos, se puede determinar que la presencia de secciones circulares permite un mejor comportamiento del macizo rocoso durante la redistribución de esfuerzos. Lo cual se vio evidenciado notablemente en las deformaciones presentadas para la sección circular y aquellas otras, como la herradura y bóveda, que presentaron comportamientos aceptables en sus tramos circulares. Esto se debe a que el material tiene la capacidad de generar un arco de soporte natural permitiendo la redistribución de las tensiones del terreno hacia zonas más estables.

La presencia de diaclasas disminuye la calidad del macizo y por lo tanto su resistencia, lo que produce un aumento en las deformaciones cuando se encuentra sometido a cambios que alteran su estabilidad o estado de equilibrio.

Se observó que las magnitudes de las deformaciones encontradas resultaron ser muy pequeñas, esto se debe a la calidad y resistencia que presenta la matriz rocosa, lo cual permite gran estabilidad ante excavaciones y requerimiento mínimo de soporte.

Según los resultados obtenidos, las excavaciones con sección rectangular producen los peores efectos en el macizo rocoso, por estar constituida únicamente de tramos rectos, en cuya mitad, la deformación por desconfinamiento es máxima debido a la liberación de tensiones sin ningún efecto que lo contrarreste.

## BIBLIOGRAFÍA

GARCÍA CHINCHILLA, Hernando. Principios de Geotecnia y Geología Ambiental. Bucaramanga. Escuela de Geología UIS. 2000. 404p.

GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I. FERRER, Mercedes. ORTUÑO, Luis. OTEO, Carlos. Ingeniería Geológica. Madrid. Pearson Education. 2002. 715p.

GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I. Manual de Ingeniería geológica. Capítulo 9: Ingeniería Geológica en Túneles. España, Instituto tecnológico GeoMinero de España. 67p.

HERNÁNDEZ Katherine. Criterios de Resistencia al Corte de las Discontinuidades Rocosas. Madrid (España). 2014, 109p. Trabajo de Investigación [Máster en Ingeniería de Estructuras, Cimentaciones y Materiales]. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

HOEK, Evert. BROWN, Edwin T. Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill. México. 1985. 634p.

HOEK, Evert. CARRANZA - TORRES; CORKUM B. El Criterio de Rotura de Hoek-Brown. University of Minnesota. Consulting Engineer. RocScience Inc [online], Edición 2002 [Citado 11 de Febrero de 2015]. Disponible en: (<https://www.rocscience.com/assets/files/uploads/7713.pdf>).

HOEK, Evert. Rock Mass Properties. RocScience [Online]. [Consultado 8 de Febrero de 2015]. Disponible en: ([http://www.rocscience.com/hoek/corner/11\\_Rock\\_mass\\_properties.pdf](http://www.rocscience.com/hoek/corner/11_Rock_mass_properties.pdf))

LÓPEZ MARINAS, Juan Manuel. Geología Aplicada a la Ingeniería Civil. Tercera edición. Madrid (España). 2006. 564p.

NAVARRO CARRASCO, Salvador. ORTIZ GÓMEZ, Raúl. RUIZ MARÍN Juan A. Geotecnia Aplicada a la Construcción de Túneles, Parte II: Geotecnia de Túneles en Roca Dura. España. 103p.

PRIEGO DE LOS SANTOS, E. Túneles y Tuneladoras, Nociones Generales y Topografía para su guiado. México. Universidad Politécnica de Valencia Editorial. 2011, 214p.

REIG José. Ingeo Túneles, Serie Ingeniería de Túneles Libro 1. Madrid (España). 1998. 459p.

RUIZ, Mariano. GONZALEZ, Silvia. Geología Aplicada a la Ingeniería Civil. México. Limusa. 2001. 256p.

TAPIA GÓMEZ, Ana. Topografía Subterránea. Barcelona, España. Alfa Omega Grupo Editor. 1999. 211p.

## ANEXOS

### Anexo A: Tablas de Propiedades Índice de las Rocas

#### Valores típicos del peso específico y porosidad de las rocas

Roca	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	Porosidad (%)
Andesita	2,2-2,35	10-15
Anfibolita	2,9-3,0	—
Arenisca	2,3-2,6	5-25 (16,0)
Basalto	2,7-2,9	0,1-2
Caliza	2,3-2,6	5-20 (11,0)
Carbón	1,0-2,0	10
Cuarcita	2,6-2,7	0,1-0,5
Creta	1,7-2,3	30
Diabasa	2,9	0,1
Diorita	2,7-2,85	—
Dolomía	2,5-2,6	0,5-10
Esquisto	2,5-2,8	3
Gabro	3,0-3,1	0,1-0,2
Gneiss	2,7-3,0	0,5-1,5
Granito	2,6-2,7	0,5-1,5 (0,9)
Grauvaca	2,8	3
Mármol	2,6-2,8	0,3-2 (0,6)
Lutita	2,2-2,6	2-15
Pizarra	2,5-2,7	0,1-1
Riolita	2,4-2,6	4-6
Sal	2,1-2,2	5
Toba	1,9-2,3	14-40
Yeso	2,3	5

Entre paréntesis algunos valores medios de porosidad eficaz.  
 Datos seleccionados a partir de Goodman (1989), Rahn (1986),  
 Waltham (1999), Farmer (1968).

Fuente: Ingeniería Geológica. González de Vallejo (2002)

### Valores típicos de $c$ y $\phi$ para roca sana

Roca	Cohesión $c$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción básico $\phi_b$ (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarcita	250-700	40-55
Diabasa	900-1.200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	25-30*
	20-150*	20-30*
Gabro	300	35
Gneiss	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Grauvaca	60-100	45-50
Mármol	150-350	35-45
Lutita	30-350	40-60
		15-25*
Pizarra	100-500	40-55
	< 100*	15-30*
Toba	7	—
Yeso	—	30

(\*) En superficies de laminación o esquistosidad.

Datos seleccionados a partir de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Jiménez Salas y Justo Alpañés (1975).

Fuente: Ingeniería Geológica. González de Vallejo (2002)

### Constantes elásticas de las rocas

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático, $E$ $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Módulo de elasticidad dinámico, $E_d$ $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Coefficiente de Poisson, $\nu$
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,1-0,4 (0,24-0,31)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,19-0,38 (0,25)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Cuarcita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,08-0,24 (0,11-0,15)
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,28
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34
Gabro	1-6,5		0,12-0,20
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,08-0,40 (0,20-0,30)
Esquisto	0,6-3,9 (2,0)		0,01-0,31 (0,12)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	0,25-0,29
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	
Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4 (0,23)
Micaesquisto	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		
Sal	0,5-2,0		0,22
Toba	0,3-7,6		0,24-0,29
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.

Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Waltham (1999), Duncan (1999).

Fuente: Ingeniería Geológica. González de Vallejo (2002)

## Anexo B: Clasificaciones Geomecánicas

### Tablas de Clasificación según Barton

<b>Q</b>	<b>VALORIZACIÓN</b>
0,001 - 0,01	Excepcionalmente Mala
0,01 - 0,1	Extremadamente Mala
0,1 - 1,0	Muy Mala
1,0 - 4	Mala
4 - 10	Regular
10 - 40	Buena
40 - 100	Muy Buena
100 - 400	Extremadamente Buena
400 - 1000	Excepcionalmente Buena

<b>1. RQD</b>		<b>Valoración</b>
A	Muy Mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-70
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100

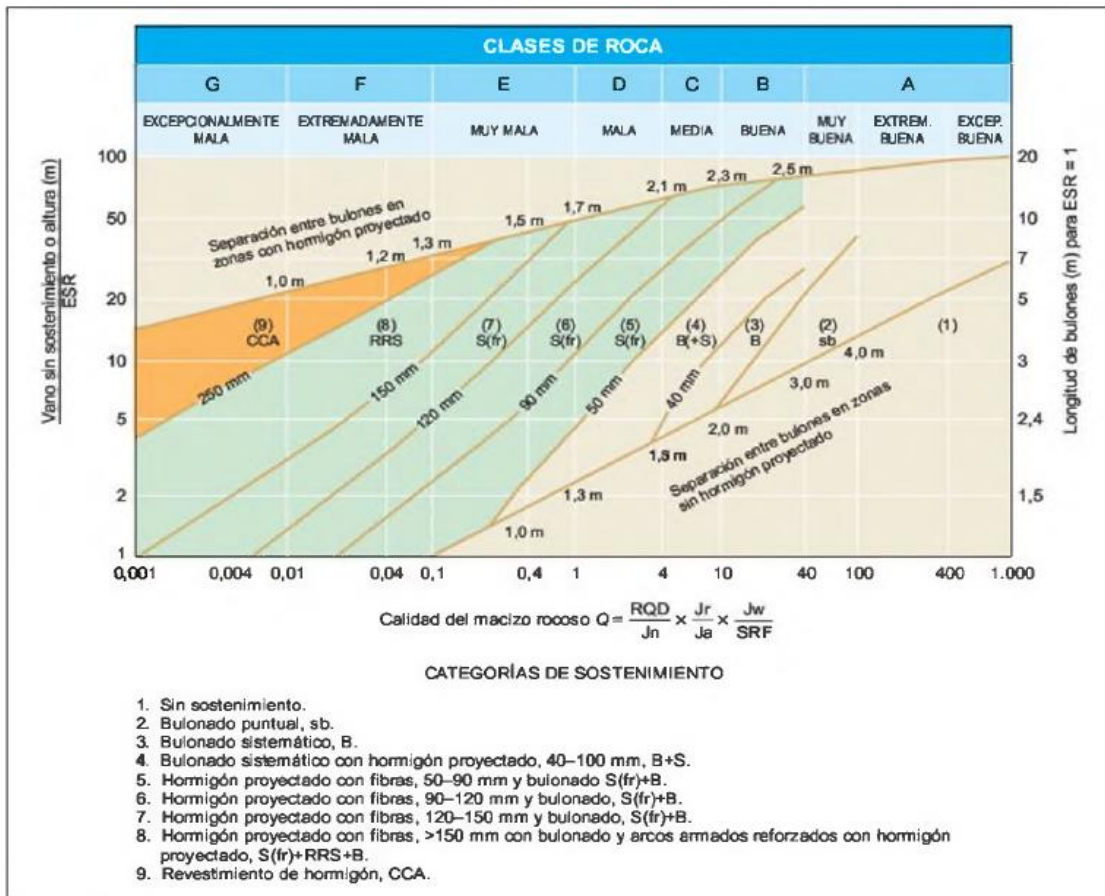
<b>2. Jn</b>		<b>Valoración</b>
A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa	0.5-1.0
B	Una familia de diaclasas	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro o mas familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
J	Roca triturada, terrosa.	20

<b>3. Jr</b>		<b>Valoración</b>
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad o inferior a 10 cm.		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas e irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1.5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1.5
F	Diaclasas planas, lisas	1.0
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0.5
b) No existe contacto		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.	1.0
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad.	1.0

<b>4. Ja</b>		<b>Valoración</b>
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad o aberturas menores a 5 cm.		
A	Discontinuidad cerrada, cuarzo.	0.75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas.	1.0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	2.0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas.	3.0
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc.	4.0
b) Abertura entre planos de discontinuidad de 5 cm a 10cm		
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	4.0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos.	6.0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos.	8.0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita.	8-12
c) Aberturas mayores a 10 cm.		
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G,H, y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6,8 ó 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles.	5.0
O P R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G,H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas)	10,13 ó 13-20

<b>5. Jw</b>		<b>Valoración</b>
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5l/min., de forma localizada.	1.0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades.	0.66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno.	0.5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas.	0.33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo.	0.2-0.1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable.	0.1-0.05

<b>6. SRF</b>		<b>Valoración</b>
a) Las zonas débiles en rocas competentes.		
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $\leq 50m$ )	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $> 50m$ )	2.5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7.5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas), (profundidad de la excavación $\leq 50m$ )	5.0
F	Zonas de fracturas aisladas en roca competente (libre de arcillas), (profundidad de la excavación $> 50m$ )	2.5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5.0
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	2.5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	1
K	Tensiones elevadas, estructura, muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	0.5-2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	200-400
c) Rocas deformables.		
O	Presión de deformación baja	5-10
P	Presión de deformación alta	10-20
d) Rocas expansivas.		
R	Presión de expansión baja	5-10
S	Presión de expansión alta	10-15



Fuente: Ingeniería Geológica. González de Vallejo (2002)

**Valores del índice ESR de la Clasificación Q**

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	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 hidroeléctrica.	1,6-2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de 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, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0,5-0,8

(Barton, 2000).

Fuente: Ingeniería Geológica. González de Vallejo (2002)

## Tablas de Clasificación según Bieniawski

CLASE	Calidad de la Roca	RMR
I	Muy Buena	81 - 100
II	Buena	61 - 80
III	Regular	41 - 60
IV	Mala	21 - 40
V	Muy Mala	< 20

1	<b>Resistencia De la matriz Rocosa (MPa)</b>	Ensayo de Carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión Simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0
2	<b>RQD</b>		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	<b>Separación entre diaclasas</b>		>2m	0.6-2m	0.2-0.6m	0.06-0.2m	<0.06m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	<b>Estado de las discontinuidades</b>	<b>Longitud de la discontinuidad</b>	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		<b>Abertura</b>	Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		<b>Rugosidad</b>	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		<b>Relleno</b>	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
<b>Alteración</b>	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta				
Puntuación	6	5	3	1	0				
5	<b>Agua freática</b>	<b>Caudal por 10m de túnel</b>	Nulo	<10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		<b>Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor</b>	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		<b>Estado general</b>	seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
Puntuación		15	10	7	4	0			

### Corrección por la orientación de las discontinuidades

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

### Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

### Características geotécnicas

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15m de vano	6 meses con 8m de vano	1 semana con 5m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 min. con 1m de vano
Cohesión	>4Kg/cm <sup>2</sup>	3-4Kg/cm <sup>2</sup>	2-3 Kg/cm <sup>2</sup>	1-2 Kg/cm <sup>2</sup>	<1Kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

### Orientación de las discontinuidades en el túnel

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20°. Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz.45-90	Buz.20-45	Buz.45-90	Buz.20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

### Sostenimientos a partir del índice RMR

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Bulones	Gunita	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No.	No.
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1,5 m.	Bulonado local en clave, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente con mallazo.	5 cm en clave para impermeabilización.	No.
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5 a 3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en clave y hastiales. Mallazo en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No.
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1 a 1,5 m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m cuando se requieran.
V ≤ 20	Fases múltiples. Avances de 0,5-1 m. Gunitar inmediatamente el frente después de cada avance.	Bulonado sistemático de 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo. Bulonado en solera.	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Fuente: Ingeniería Geológica. González de Vallejo (2002)

## **Anexo C: Videos Tutoriales de Phase2**

Disponibles en base de datos de la Biblioteca UIS