

Maestría en Ingeniería Civil

**Análisis de las deformaciones en rocas durante un proceso
constructivo para un túnel en Colombia**

María Consuelo Ussa Romero

Bogotá, D.C., 8 de julio de 2020



**Análisis de las deformaciones en rocas durante un proceso
constructivo para un túnel en Colombia**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Geotecnia**

Ingeniero José Vicente Amórtegui Gil

Director

Bogotá, D.C., 8 de julio de 2020



La tesis de maestría titulada “Análisis de las deformaciones en rocas durante un proceso constructivo para un túnel en Colombia”, presentada por María Consuelo Ussa Romero, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis

José Vicente Amórtegui Gil

Jurado

Edgard Robert Barbosa Cruz

Jurado

Ramiro Gutiérrez Rodríguez

Bogotá, D.C., 3 de agosto del 2020

Dedicatoria

A mis padres María Imelda (11/06/1940 - 29/10/2015) y Julio Aníbal (20/02/1936 - 8/12/2018)

Agradecimientos

A los Ingenieros: José Vicente Amórtegui (Director de Tesis), Ramiro Gutiérrez y Edgard Barbosa (Jurados de Tesis), por el tiempo que han tomado en la revisión de este trabajo y especialmente por compartir en el aula de clases con los estudiantes de posgrado, la valiosa experiencia profesional de sus correspondientes especialidades.

A la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, por la calidad de docentes a nivel de posgrado y las herramientas que brindan a sus estudiantes.

Al Consorcio METROANDINA, por disponer la información solicitada del proyecto Túnel 1 para la realización de este trabajo académico.

A mi hijo, hermanos y amigos por su apoyo.

Resumen

Los modelos tridimensionales resultan ser métodos analíticos más completos para simular la geometría de un túnel, así como el sostenimiento, los estados de tensiones del terreno que no son de tipo hidrostático, las cargas gravitacionales y efectos en las diferentes etapas constructivas.

En este trabajo se hace un análisis de las deformaciones reales en un corto segmento de un túnel en Terreno Tipo V que se localiza sobre la Cordillera Oriental de Colombia.

Para esto, se realizó una revisión de las variables que influyen en el comportamiento en este sector crítico del túnel, con características particulares como: la geología local, la geología estructural, la foliación, las discontinuidades y bajo RMR. Adicionalmente se tuvo en cuenta la metodología constructiva empleada, es decir, el Nuevo Método Austríaco (NATM), y a partir de estas condiciones se realizó una modelación con el uso de la herramienta *RS3 2019*, considerando 19 etapas que incluyen excavación y soporte en sección superior, bancas laterales y solera en un segmento de túnel de 9.3 m, según el avance de excavación. Con una estimación de la orientación y magnitud de esfuerzos en varias iteraciones, se obtienen unas deformaciones que fueron comparadas con las reales que resultan de la suma en la medición de convergencias durante la construcción y las deformaciones por relajación del macizo antes de la colocación del soporte.

Se tuvieron en cuenta los estudios realizados en fase de diseño, y la información recopilada durante el proceso constructivo para hacer la mejor escogencia en los parámetros de entrada del modelo.

Una gran incertidumbre es la determinación de las deformaciones iniciales por relajación del macizo producidas entre el momento que se excava y el que se coloca el soporte, por lo que se revisará en la literatura el planteamiento de autores para dicha estimación.

Índice general

Capítulo 1	22
Marco Geológico.....	22
1.1 Escala del tiempo geológico	22
1.2 Relieve colombiano	24
1.3 Tipos de rocas	29
1.3.1 Rocas ígneas.....	30
1.3.2 Rocas sedimentarias	31
1.3.3 Rocas metamórficas	31
1.4 Rocas de metamorfismo regional	36
1.5 Meteorización y zonas débiles en las rocas metamórficas.....	36
1.6 Localización de las rocas metamórficas en Colombia	37
Capítulo 2	41
Parámetros de diseño en macizos rocosos.....	41
2.1 Mecánica de rocas.....	41
2.1.1 Roca intacta	41
2.1.2 Masa rocosa	41
2.2 Algunas particularidades de las rocas metamórficas foliadas	42
2.3 Deformación de macizos	44
2.3.1 Fallas.....	44
2.3.2 Pliegues.....	46
2.3.3 Diaclasas.....	47
2.3.4 Resistencia en las paredes de una discontinuidad.....	50
2.3.5 Tamaño del bloque	52
2.4 Sistemas empíricos de clasificación de rocas	53

2.4.1	Clasificación RMR.	54
2.4.2	Índice de calidad de túneles, sistema Q.....	60
2.4.3	Correlaciones entre RMR y Q.....	67
2.5	Índice de resistencia geológica GSI.....	68
2.5.1	GSI para rocas metamórficas.	69
2.6	Criterio de falla Hoek-Brown	75
2.7	Resistencia a la compresión inconfiada en rocas anisotrópicas.....	84
2.8	Resistencia de la masa rocosa	85
Capítulo 3		87
Túneles.....		87
3.1	Métodos constructivos de túneles.....	87
3.2	Nuevo Método Austriaco NATM.....	88
3.3	Medición del estado de esfuerzos.....	90
3.3.1	Medición directa	90
3.3.2	Esfuerzos in situ y resistencia.....	91
3.3.3	Geología estructural y orientación de esfuerzos	92
3.3.4	Mapa de esfuerzos en el mundo WSM	93
3.4	Soporte y refuerzo en túneles.....	93
3.4.1	Presoportes	96
Capítulo 4		100
Túnel 1 UF1.....		100
4.1	Descripción del proyecto.....	100
4.2	Estudios en etapa de diseño.....	101
4.2.1	Geología regional	101
4.2.2	Estratigrafía	104
4.2.3	Geología estructural	105

4.2.4	Geomorfología regional	106
4.2.5	Consideraciones tectónicas y estructurales	107
4.2.6	Geomorfología local.....	107
4.2.7	Condiciones de flujo	108
4.2.8	Exploración del terreno.....	109
4.2.9	Clasificación geomecánica del terreno	114
4.2.10	Parámetros mecánicos del terreno	115
4.3	Desarrollo de la obra	115
4.4	Mecanismos de falla durante la construcción.....	121
Capítulo 5	123
Metodología	123
5.1	Objetivos	123
5.2	Descripción de la metodología.....	123
5.2.1	Recolección de datos	123
5.2.2	Determinación de la orientación de esfuerzos principales a partir de la información disponible	124
5.2.3	Sector de análisis	124
5.2.4	Modelación con RS3.....	126
5.3	Desarrollo de la metodología propuesta	126
5.3.1	Registro geológico	126
5.3.2	Valores de referencia del tensor de esfuerzos	128
5.3.3	Datos de la construcción	134
5.3.4	Parámetros de resistencia del macizo rocoso adoptados	145
5.3.5	Presencia de agua.....	153
5.3.6	Soporte.....	153
5.3.7	Diaclasas.....	157

5.3.8	Resumen de los parámetros del macizo rocoso asumidos para el modelo	158
5.3.9	Modelación	158
Capítulo 6	199
Conclusiones	199
6.1	Geología.....	199
6.2	Propiedades disponibles de los materiales	200
6.3	Instrumentación	201
6.4	Resultados de las deformaciones calculadas y medidas	201
6.5	Resultados del análisis de los elementos finitos sobre las variables que inciden en el comportamiento del macizo rocoso	202
6.6	Comparación diseño y construcción	202
6.7	Limitaciones de la metodología empleada	203
Capítulo 7	204
Recomendaciones para trabajos futuros.....		204

Índice de tablas

Tabla 1. Cronoestratigrafía Internacional V.2018/08.....	22
Tabla 2. Tipos de rocas metamórficas y su origen.....	35
Tabla 3. Clasificación del espaciamiento	48
Tabla 4. Longitud de la discontinuidad	49
Tabla 5. Apertura de las discontinuidades	49
Tabla 6. Valoración de los parámetros del sistema RMR en las distintas versiones	54
Tabla 7. Valores típicos del Índice de Carga Puntual – Broch y Franklin (1972).....	56
Tabla 8. Evaluación de RMR (Bieniawski, 1989)	57
Tabla 9. Evaluación de RMR (Bieniawski 1989)	60
Tabla 10. Estimación del ángulo de fricción interna a partir de los parámetros J_r y J_a	62
Tabla 11. Clasificación sistema Q (Barton, 2000).	63
Tabla 12. Valores del índice ESR de la clasificación Q (Barton, 2000).	66
Tabla 13. Principales correlaciones establecidas entre el sistema RMR y Q	68
Tabla 14. Cambios de resistencia intacta y GSI para grados de meteorización W-1 a grado W-VI. Grados de acuerdo a ISRM (1981) con adiciones después de Stacey y Page (1986)	71
Tabla 15. Valores típicos de σ_{ci} y m_i para rango de rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias (se debe considerar las características del tipo de roca parental)	72
Tabla 16. Guía para la estimación del factor de perturbación D debido a relajación de esfuerzos y daños por explosivos.	77
Tabla 17. Límite elástico de los aceros para las armaduras tubulares, f_y	97
Tabla 18. Reducción de espesor de armadura por efectos de la corrosión, r_e (mm)	97
Tabla 19. Coeficiente F_{ut}	98
Tabla 20. Ensayos de compresiones simples	110
Tabla 21. Ensayos de carga puntual	110
Tabla 22. Ensayos de módulos de elasticidad	111
Tabla 23. Ensayos de tensión en filitas	111
Tabla 24. Valores de la variable k para cálculo de compresiones simples.....	112
Tabla 25. Parámetros mecánicos del terreno etapa de estudios y diseños.....	115
Tabla 26. Excavación subterránea Túnel 1	116
Tabla 27. Comparativo en longitud clasificación RMR Diseño/Construcción	116

Tabla 28. Descripción geológica de la etapa de construcción.....	117
Tabla 29. Mecanismos de falla	122
Tabla 30. Resultado con proyección estereográfica por sectores	128
Tabla 31. Resultados esfuerzos principales por pares conjugados.....	130
Tabla 32. Esfuerzos principales finales metodología pares conjugados	131
Tabla 33. Esfuerzos principales medidos en sitio PH Guavio	132
Tabla 34. Esfuerzos principales registrados en WSM.....	132
Tabla 35. Magnitud de principales – datos de partida.....	133
Tabla 36. Orientación de esfuerzos principales – datos de partida	133
Tabla 37. Proceso constructivo sector K62+480 a K62+518.....	134
Tabla 38. Medidas de convergencias en milímetros en las estaciones E15 a E20	139
Tabla 39. Tabla de convergencias.....	140
Tabla 40. Localización de pernos, arcos y enfilajes	144
Tabla 41. Evaluación de las discontinuidades	146
Tabla 42. Evaluación de las continuidades	146
Tabla 43. Evaluación de las continuidades a partir de los parámetros Jr y Ja	147
Tabla 44. Resumen de los parámetros del macizo	151
Tabla 45. Características del enfilaje	156
Tabla 46. Características del concreto lanzado	156
Tabla 47. Características de los arcos.....	157
Tabla 48. Parámetros de las discontinuidades	157
Tabla 49. Magnitudes y orientaciones de esfuerzos principales sin correlación en el modelo	167
Tabla 50. Análisis de desplazamientos para diferentes magnitudes y orientaciones de esfuerzos principales	170
Tabla 51. Esfuerzos asumidos para cálculo de deformaciones	181
Tabla 52. Convergencias medidas, estaciones E18, E19 y E20	182
Tabla 53. Cálculo del porcentaje de deformación inicial	182
Tabla 54. Cálculo del porcentaje de deformación inicial	184

Índice de figuras

Figura 1. Colombia y la tectónica de placas. Fuente Flórez (2003)	24
Figura 2. Perfiles probables en terrenos del basamento continental (en diferentes épocas). Fuente Flórez (2003)	26
Figura 3. Subducción de la placa del Pacífico bajo el basamento continental. Eventos plutónicos, metamórficos y volcánicos. Fuente Flórez (2003)	28
Figura 4. Subducción de la placa del Pacífico bajo la proto-cordillera Occidental y formación de la fosa del Atrato-San Juan. Fuente Floórez (2003)	29
Figura 5. Ciclo de las rocas. Fuente González (2019)	30
Figura 6. Formación de rocas metamórficas. Fuente Ingeominas (2001)	33
Figura 7. Mapa de terrenos geológicos de Colombia. Fuente Montero (2017)	38
Figura 8. Macizo Quetame. Fuente Ingeominas 2011	40
Figura 9. Litología de unidad filitas y cuarcitas de Guayabetal. A) Filitas grises con baja lustrosidad. B) Filitas verdes. C) Metalodolitas a filitas grises a negras, tabulares, masivas. D) Cuarcitas de color blanco, grano grueso y filitas friables de color gris. Fuente Ingeominas 2011	40
Figura 10. (a) Masa rocosa (b) Grafica esfuerzo deformación. Fuente Sivakugan et al. (2013)	42
Figura 11. Valores de rebote de rocas metamórficas seleccionadas obtenidas en laboratorio después de la aplicación de los martillos Schmidt de tipo N y L en las direcciones perpendicular y paralela a los bordes cortos y largos de las superficies de foliación. Fuente Ozbek et al. (2018)	43
Figura 12. Falla inversa. Fuente Anderson (1951)	45
Figura 13. Falla normal. Fuente Anderson (1951)	45
Figura 14. Falla de rumbo. Fuente Anderson (1951)	46
Figura 15. Longitud de pase (Bieniawski 1989). Fuente González de Vallejo (2002)	59
Figura 16. Sostenimiento según el índice Q (Barton, 2000). Fuente González de Vallejo (2002)	67
Figura 17. Ejemplo indicativo de una alteración típica o fragilización (p. ej. Procesos de sericitización); rangos comunes de GSI para esquistos. Elaboración propia. Fuente Marinos y Carter (2018)	74

Figura 18. Límite de aplicabilidad del criterio Hoek-Brown y para máxima presión de confinamiento en pruebas triaxiales sobre limolita de Indiana. Elaboración propia. Fuente Hoek y Brown (2018).	79
Figura 19. Gráfico sin dimensiones de datos de prueba triaxiales para mármol de Carrara que muestra el uso de la teoría generalizada de Griffith (1921, 1924) para la falla por tracción y el criterio de Hoek-Brown para la falla de corte. Elaboración propia. Fuente Hoek (2018).	80
Figura 20. Diagrama de flujo para determinar las propiedades de la roca intacta. Elaboración propia. Fuente Hoek y Brown (2018).	82
Figura 21. Efecto del tamaño en caracterización de masas rocosas Hoek-Brown 1980. Elaboración propia. Fuente Hoek y Brown (2018).	83
Figura 22. Influencia de la dirección de carga en la resistencia de la filita gráfitica probada por Salcedo (1983). Elaboración propia. Fuente Hoek y Guevara (2009).	85
Figura 23. Relación a partir del cálculo de σ'_{3max} para equivalentes Mohr-Coulomb y parámetros Hoek-Brown en túneles. Fuente Hoek-Brown (2002).	86
Figura 24. Muestra los diferentes tipos de construcción de túneles TBM=Tunnel Boring Machine, EPB=Earth Pressure Balance, VD-TBM= Variable Density Tunnel Boring Machine, NATM= New Austrian Tunnelling Method (Nuevo Método Austriaco). Elaboración propia	87
Figura 25. Distribución de esfuerzos alrededor de una cavidad bajo presión hidrostática (modificado de Kastner, citada por Rabcewicz 1964). Fuente Karakus y Fowell (2004)...	89
Figura 26. Curva de reacción soporte-terreno (modificado de Pacher 1975, citada por Rabcewicz y Golser 1973). Fuente Karakus y Fowell (2004).	90
Figura 27. Datos de medidas in situ; K_0 con la profundidad. Fuente Hoek y Brown (1980).	92
Figura 28. (a) Orientación de los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 respecto de dos fallas conjugadas (1) y (2), que forman un ángulo 2θ . (b) Representación en Red de Schmidt (hemisferio inferior) del esquema señalado en (a). (e1) corresponde a la estría de la falla (1). (e2) corresponde ala estría de la falla (2). Fuente Niemeyer (1999).	92
Figura 29. Representación de contorno y magnitud de desplazamiento para la última etapa de excavación. Fuente Hoek et al. (2000).	94
Figura 30. Diagramas de capacidad de soporte para un revestimiento de hormigón proyectado de 20 cm, reforzado con 3 barras lattice girders. Fuente Hoek et al (2000) ...	95

Figura 31. Disposición estructural del sistema de soporte temporal del arco paraguas con elementos de enfilaje. (a) Vista del soporte oblicuo diseño. (b) Vista de (d) (c) Vista de perfil del diseño de soporte (d) Vista en sección transversal. Fuente Oke et al (2014)	99
Figura 32. Ubicación del proyecto UF-1. Fuente Consorcio Metroandina.....	100
Figura 33. Planta geológica y perfil geológico Túnel 1. Fuente Consorcio Metroandina	103
Figura 34. Planta geológica y perfil geológico Túnel 1. Fuente Consorcio Metroandina	109
Figura 35. Localización línea de refracción sísmica. Fuente Consorcio Metroandina ...	113
Figura 36. Tomografía sísmica del perfil LRS. Fuente Consorcio Metroandina	114
Figura 37. Distribución de los frentes de excavación. Fuente Consorcio Metroandina .	115
Figura 38. Localización en planta sector K62+480/518. Fuente Consorcio Metroandina	125
Figura 39. Localización en perfil sector K62+480/518. Fuente Consorcio Metroandina	125
Figura 40. Cobertura lateral en Galería 2. Fuente Consorcio Metroandina.....	126
Figura 41. Representación estereográfica, sector 1 K61+256/285. Elaboración propia.	127
Figura 42. Determinación grafica esfuerzos principales sector 6, D1/D2. Elaboración propia.	129
Figura 43. Orientación de los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 (Trend/Pungle). Elaboración propia.	131
Figura 44 Estado de esfuerzos en relación con la morfología superficial. Fuente: Gutiérrez (2014).....	133
Figura 45. Registro fotográfico frente de excavación. Fuente: Consorcio Metroandina.	135
Figura 46. Soporte estándar 2.1 para Terreno Tipo V. Fuente: Consorcio Metroandina	136
Figura 47. Detalle de enfilaje. Fuente: Consorcio Metroandina	136
Figura 48. Detalle de pernos. Fuente: Consorcio Metroandina.....	137
Figura 49. Detalle de arcos Lattice Girder. Fuente: Consorcio Metroandina.....	137
Figura 50. Excavación por secciones para modelo. Elaboración propia.....	138
Figura 51 Túnel 1 F3 G2 (UF1). Tramo de solera entre el K62+695-K62+478.40. Fuente: Consorcio Metroandina.....	138
Figura 52 Esquema de referencia para toma de convergencias. Fuente: Consorcio Metroandina.....	139
Figura 53 Seguimiento de convergencias, Estación 20 K62+484.8. Fuente: Consorcio Metroandina.....	141

Figura 54 Seguimiento de convergencias, Estación 19 K62+495.2. Fuente: Consorcio Metroandina.....	141
Figura 55 Seguimiento de convergencias, Estación 18 K62+499.8. Fuente: Consorcio Metroandina.....	142
Figura 56 Seguimiento de convergencias, Estación 17 K62+504.4. Fuente: Consorcio Metroandina.....	142
Figura 57 Seguimiento de convergencias, Estación 16 K62+509.2. Fuente: Consorcio Metroandina.....	143
Figura 58 Seguimiento de convergencias, Estación 15 K62+515. Fuente: Consorcio Metroandina.....	143
Figura 59 Detalle de colocación enfilajes y cerchas metálicas. Fuente: Consorcio Metroandina.....	145
Figura 60 Detalle de colocación enfilajes y pernos. Fuente: Consorcio Metroandina ...	145
Figura 61 GSI para Túnel 1. Fuente: Marinos (2018). Elaboración propia.....	149
Figura 62 Parámetros E_m , $m_{b,s}$ y a . Rocdata V5.5.009. Fuente: Rocscience Inc.....	152
Figura 63 Geometría de un elemento embebido. Fuente: Manual RS3 2019.	155
Figura 64 Parámetros de entrada del macizo rocoso. Elaboración propia, tomado de RS3	158
Figura 65 Dimensiones de la malla. Elaboración propia.....	160
Figura 66 Mallado inicial. Elaboración propia.	160
Figura 67 Excavación subterránea sección superior (1), bancas (2) y solera (3). Fuente: Consorcio Metroandina.....	162
Figura 68 Excavación y soporte, Etapa 19. Elaboración propia.....	162
Figura 69 Excavación y soporte, Etapas 1 a 9. Elaboración propia.....	163
Figura 70 Excavación y soporte, Etapas 10 a 19. Elaboración propia.....	164
Figura 71 Límites de frontera y restricción. Elaboración propia	165
Figura 72 Representación estereográfica de resultados sin correlación . Elaboración propia	168
Figura 73 Modelación 1. Elaboración propia	171
Figura 74 Modelación 2. Elaboración propia	172
Figura 75 Modelación 3. Elaboración propia	173
Figura 76 Modelación 4. Elaboración propia	174
Figura 77 Modelación 5. Elaboración propia	175

Figura 78 Modelación 6. Elaboración propia	176
Figura 79 Modelación 7. Elaboración propia	177
Figura 80 Modelación 8. Elaboración propia	178
Figura 81 Radio plástico. Elaboración propia	179
Figura 82 Deformación total sin soporte. Elaboración propia	179
Figura 83 Ábaco para cálculo de deformación por relajación. Fuente: Vlachopoulos & Diederichs (2009)	180
Figura 84 Deformación en pared izquierda. Elaboración propia	185
Figura 85 Deformación en pared derecha. Elaboración propia.....	186
Figura 86 Deformación inferior izquierda. Elaboración propia.	187
Figura 87 Deformación inferior derecha. Elaboración propia.....	188
Figura 88 Deformaciones en secciones superiores 1 a 4. Elaboración propia.....	189
Figura 89 Deformaciones en secciones superiores 5 y 6 y bancas secciones 1 y 2. Elaboración propia.....	190
Figura 90 Deformaciones en bancas secciones 3 a 6. Elaboración propia.....	191
Figura 91 Deformaciones en solera secciones 1 a 4. Elaboración propia.....	192
Figura 92 Deformaciones en solera secciones 5 y 6. Elaboración propia.....	193
Figura 93 Distribución de esfuerzo principal mayor σ_1 en el contorno de la excavación. Elaboración propia.....	194
Figura 94 Distribución de esfuerzo principal menor σ_3 en el contorno de la excavación. Elaboración propia.....	195
Figura 95 Diagrama fuerza de corte enfilajes. Elaboración propia.....	196
Figura 96 Diagrama fuerza axial en pernos. Elaboración propia.	197
Figura 97 Fuerza axial en dirección Z Concreto lanzado y arcos. Elaboración propia..	198

Índice de anexos

Anexo 1. Características del frente de excavación Túnel 1

Anexo 2. Representación estereográfica por sectores Túnel 1

Anexo 3. Clasificación de discontinuidades, registro de perforaciones y ensayos de compresión inconfiada

Introducción

La construcción de un túnel se basa en la calidad de los estudios que se hayan realizado y en la correcta interpretación que se pueda tener. Sin embargo, existe un nivel de incertidumbre en el comportamiento de un macizo rocoso debido, a que el mismo no es un medio continuo y tendrá características propias asociadas a todas las variables que le dieron origen.

En el caso de Colombia para la construcción de túneles, es importante considerar los procesos orogénicos que inciden en las formas del relieve, la litología y además las zonas de falla. Debido a la complejidad de la geología, se ha utilizado mayormente el Nuevo Método Austriaco (NATM), que permite hacer una revisión del comportamiento del macizo en tramos cortos de excavación, y si es el caso, realizar modificaciones en el tipo de sostenimiento para garantizar la estabilidad.

Por otra parte, son varios los aspectos que se consideran en un proyecto de túnel como son, cobertura, geometría del túnel, discontinuidades en el macizo, mineralogía, resistencia, presencia de agua, geología regional, proceso constructivo, diseño de sostenimiento entre otros. Inicialmente el terreno se encuentra en un estado de equilibrio que se modifica por efectos de la excavación lo que produce un cambio en las condiciones de estabilidad y por consiguiente se deben adoptar las medidas específicas de sostenimiento.

Se cuenta con herramientas informáticas que permiten realizar modelaciones en elementos finitos para el cálculo de las condiciones tensionales del túnel, y que debería emplearse en la toma de decisiones cuando se requieran modificaciones en la escogencia del soporte. Sin embargo la situación real es bastante compleja teniendo en cuenta que el terreno no es homogéneo, no hay un comportamiento elástico lineal durante la ejecución, puede existir una influencia del agua, presentarse procesos diferidos en el tiempo como fluencia hinchamiento, o liberación súbita de energía que no son detectados hasta el mismo momento de la construcción, por tanto, el ingeniero debe tener el mejor criterio para relacionar estas variables en un modelo.

En el caso particular de este trabajo, se decidió realizar el análisis en rocas metamórficas de tipo filitas de la Formación Filitas de Guayabetal, del macizo de Quetame ubicada en la Cordillera Oriental de Colombia, en la que pudo identificarse la presencia de dos familias principales de diaclasas, Terreno Tipo V (RMR con un valor de 17 determinado a partir del levantamiento del frente durante el proceso constructivo), una cobertura vertical promedio de 147m, una cobertura lateral promedio de 140m, un sostenimiento que consistió en pernos de 1" con inyección de lechada a base de cemento en longitudes de 2m, 4m y 6m colocados según se indica en planos, concreto neumático de 28MPa reforzado con fibra en un espesor de 20cm, arcos de tipo lattice girder cada 1.5m y enfilajes pesados de 76.2mm de diámetro, 9m de longitud y separados cada 50cm. A partir de las condiciones reales de construcción, se realizó un retroanálisis estimando los esfuerzos actuantes y definiendo los parámetros fijos más probables para llegar a unas deformaciones simuladas que sean similares a las reales.

El desarrollo del trabajo se lleva a cabo en seis capítulos de los cuales los capítulos 1, 2 y 3 corresponden al marco teórico, el capítulo 4 a la descripción del proyecto, el capítulo 5 a la metodología empleada, y el capítulo 6 a las conclusiones.

El Capítulo 1 desarrolla los conceptos generales de geología, la importancia del conocimiento de la formación del relieve colombiano, las características más relevantes de las rocas metamórficas y la presencia de las mismas en Colombia.

El Capítulo 2 resume los principales aspectos en macizos rocosos, los sistemas de clasificación empíricos más utilizados, la importancia de la correcta interpretación del GSI especialmente en rocas metamórficas foliadas, y el desarrollo del criterio de Hoek & Brown.

El Capítulo 3 presenta de manera general los métodos constructivos de túneles y se explica el Nuevo Método Austriaco NATM. Igualmente se describen las diferentes técnicas para estimación del estado de esfuerzos en un macizo y la esencia del soporte para refuerzo en túneles.

El Capítulo 4 hace una descripción del proyecto construido Túnel 1 ubicado sobre la carretera Bogotá – Villavicencio.

El Capítulo 5 desarrolla la metodología utilizada, en la cual es importante definir todas las variables de entrada para la utilización de la herramienta *RS3 2019*.

El Capítulo 6 presenta las conclusiones generales del trabajo realizado.

Capítulo 1

Marco Geológico

1.1 Escala del tiempo geológico

El tiempo geológico hace referencia a millones de años, desde los inicios de formación del planeta hasta la actualidad. A partir de métodos de datación, se ha determinado una edad aproximada de la tierra de 4.600 millones de años, lapso que incluye eones, eras, periodos y épocas. El tiempo geológico mide todo tipo de proceso geológico que ha existido incluyendo la evolución de la vida; la medición del tiempo en términos geológicos se hace con el uso de una tabla dividida por unidades, con límites determinados por técnicas geocronológicas, como el uso de isótopos estables e inestables, paleomagnetocronología y otros. La tabla 1 es una adaptación de la carta cronoestratigráfica internacional de la escala del tiempo geológico (ICS, 2018).

Tabla 1. Cronoestratigrafía Internacional V.2018/08

Eonotema/Eón		Precámbrico							
Eratema/Era		Arcaico				Proterozoico			
Hádico		Eo-arcaico	Paleo-arcaico	Meso-arcaico	Neo-arcaico	Paleo-proterozoico	Meso-proterozoico	Neo-proterozoico	
Sistema/Periodo									
4.600	4.000		3.600	3.200	2.800	2.500	1.600	1.000	541±10
						Sidérico 2300	Calímico 1400	Tónico 720	
						Riácico 2050	Ectásico 1200	Criogénico 635	
						Orosírico 1800	Esténico	Eclacárico	
						Estatérico			
Eonotema/Eón		Fanerozoico							
Eratema/Era		Paleozoico							
Sistema/Periodo		Cámbrico				Ordovícico			
Serie/Época		Serie 2	Miaolingense	Furongiense	Inferior	Medio	Superior		
Terreneuviense									
Piso/Edad									
541±1.0	Fortuniense								
	529								
	Piso 2								
	521								
	Piso 3								
	514								
	Piso 4								
	509								
	Wuliense								
	504.5								
	Diumiense								
	500.5								
	Guzhangliense								
	497								
	Pabiense								
	494								
	Jiangshantense								
	489.5								
	Piso 10								
	485±1.9								
	Tremadociense								
	477.7±1.4								
	Flojiense								
	470±1.4								
	Dapingliense								
	467.3±1.1								
	Damiviliense								
	458.4±0.9								
	Sandbiense								
	453±0.7								
	Katiense								
	445.2±1.4								
	Himantiense								
	443.8±1.5								

Eonotema/Eón							Fanerozoico														
Eratema/Era							Paleozoico														
Sistema/Periodo				Silúrico			Devónico														
Serie/Época		Llandovery		Wenlock		Ludlow		Pridoli		Inferior		Medio		Superior							
Piso/Edad		Rhuddaniense		Sheinwoodiense		Gorstiense		Ludfordiense		Lochkoviense		Eifelliense		Famieniense							
443.8±1.5		440.8±1.2		433.4±0.8		427.4±0.5		423.0±2.3		419.2±3.2		383.3±1.2		358.9±0.4							
Aeroniense		Telychiense		Homeiense		Gorstiense		Ludfordiense		Pragiense		Givetliense		Famieniense							
438.5±1.1		438.5±1.1		430.5±0.7		425.6±0.9		423.0±2.3		410.8±2.8		387.7±0.8		372.2±1.6							
Toumaiense		Viseense		Serpukhoviense		Bashkiriense		Moscoviense		Kasimoviense		Gzheliense		Famieniense							
358.9±0.4		346.7±0.4		330.9±0.2		323.2±0.4		315.2±0.2		307.0±0.1		303.7±0.1		298.9±0.15							
Eonotema/Eón							Fanerozoico														
Eratema/Era							Paleozoico														
Sistema/Periodo							Carbonífero														
Serie/Época							Misisípico			Pensilvánico											
Inferior		Medio		Superior		Inferior		Medio		Superior											
Piso/Edad							Toumaiense		Viseense		Serpukhoviense		Bashkiriense		Moscoviense						
298.9±0.15							346.7±0.4		330.9±0.2		323.2±0.4		315.2±0.2		307.0±0.1		303.7±0.1				
Asseliense							Wuchiapingiense		Changhsiangiense		Induense		Olenekiense		Anisiense		Ladiniense				
293.5±0.17							288.8±0.5		254.14±0.07		251.2		247.2		242		237				
Sakmarense							Captianiense		Wuchiapingiense		Changhsiangiense		Induense		Olenekiense		Anisiense		Ladiniense		
290.1±0.26							265.1±0.4		259.1±0.5		251.90±0.024		251.2		247.2		242		237		
Artinskense							Wuchiapingiense		Changhsiangiense		Induense		Olenekiense		Anisiense		Ladiniense		Kasimoviense		
283.5±0.6							272.95±0.11		254.14±0.07		251.90±0.024		251.2		247.2		242		307.0±0.1		
Kunguriense							Wuchiapingiense		Changhsiangiense		Induense		Olenekiense		Anisiense		Ladiniense		Gzheliense		
272.95±0.11							265.1±0.4		259.1±0.5		251.90±0.024		251.2		247.2		242		298.9±0.15		
Eonotema/Eón							Fanerozoico														
Eratema/Era							Paleozoico				Mesozoico										
Sistema/Periodo							Pérmico				Triásico										
Serie/Época							Cisuraliense		Guadalupiense		Lopingiense		Inferior		Medio		Superior				
Piso/Edad							Asseliense		Roadiense		Wuchiapingiense		Induense		Olenekiense		Anisiense				
298.9±0.15							293.5±0.17		288.8±0.5		254.14±0.07		251.2		247.2		242				
Sakmarense							Wuchiapingiense		Changhsiangiense		Induense		Olenekiense		Anisiense		Ladiniense				
290.1±0.26							265.1±0.4		259.1±0.5		251.90±0.024		251.2		247.2		242				
Artinskense							Wuchiapingiense		Changhsiangiense		Induense		Olenekiense		Anisiense		Ladiniense				
283.5±0.6							272.95±0.11		254.14±0.07		251.90±0.024		251.2		247.2		242				
Kunguriense							Wuchiapingiense		Changhsiangiense		Induense		Olenekiense		Anisiense		Ladiniense				
272.95±0.11							265.1±0.4		259.1±0.5		251.90±0.024		251.2		247.2		242				
Eonotema/Eón							Fanerozoico														
Eratema/Era							Mesozoico														
Sistema/Periodo							Jurásico				Cretácico										
Serie/Época							Inferior		Medio		Superior		Inferior		Superior						
Piso/Edad							Hettangiense		Aalenense		Oxfordiense		Berniense		Cenomaniense		Turoniense				
201.3±0.2							199.3±0.3		170.3±1.4		157.3±1.0		139		100.5		93.9				
Sinemuriense							Bajociense		Kimmeridgiense		Valangiense		Hautiviense		Coniaciense		Turonense				
190.8±1.0							168.3±1.3		152.1±0.9		132.9		129.4		86.3±0.5		83.6±0.2				
Pliensbachiense							Bathonense		Titoniense		Barremiense		Aptiense		Santoniense		Campaniense				
182.7±0.7							166.1±1.2		163.5±1.0		145		125		113		72.1±0.2				
Toarciense							Callovíense		Oxfordiense		Berniense		Cenomaniense		Maastrichtiense						
174.1±1.0							163.5±1.0		157.3±1.0		139		100.5		66						

Eonotema/Eón							Fanerozoico											
Eratema/Era							Cenozoico											
Sistema/Periodo							Paleógeno			Neógeno			Cuaternario					
Serie/Época							Eoceno		Oligoceno		Mioceno			Plioceno	Pleistoceno		Holoceno	
Paleoceno																		
Piso/Edad							Ypresiense		Rupeliense		Aquitaniense			Zancliense	Gelasense		Superior	Actualidad
66							65											
Dantiense							27.82		Chatitiense		Burdigaliense			3.6	Piacenziense		0.0117	
61.6									23.03		Langhiense			2.58	Calabriense		0.0062	
59.2									20.44		Serravallense			1.8	Medio		0.0042	
59.2									15.97		Tortonense			0.781	Superior		0.0042	
47.8									13.82		Messiniense			0.126	Groenlandiense		0.0042	
41.2									11.63		Zancliense			0.0117	Norgripiense		0.0042	
37.8									7.246		Plioceno			3.6	Megalayense		0.0042	
33.9									5.333		Plioceno			3.6	Megalayense		0.0042	

Elaboración propia, fuente ICS (2018)

1.2 Relieve colombiano

El relieve colombiano es el resultado de la acreción de terrenos, orogénesis y modelados de fuerzas dinámicas en diferentes tiempos y espacios. Colombia, ubicada en el extremo noroccidental de Suramérica ha estado sometida a un espacio de convergencia entre placas tectónicas que chocan con velocidades y direcciones diferentes; son las placas de Nazca, la Suramericana y la del Caribe (figura 1), la interacción de estas placas hace que el territorio colombiano esté caracterizado por la presencia de cadenas montañosas jóvenes, que favorecen la ocurrencia de sismos, erupciones volcánicas y movimientos en masa.



Figura 1. Colombia y la tectónica de placas. Fuente Flórez (2003)

El trabajo de Flórez (2003) sintetiza diferentes teorías y explicaciones de autores que se refieren a la formación de los Andes colombianos y que se resumen en los siguientes párrafos.

Durante el Precámbrico entre 2.200 y 1.800 m.a en Colombia sobresalían algunos relieves del escudo guayanés que corresponden al complejo migmatítico del Mitú y afloramientos del oriente del Vichada como resultado de la orogenia transamazónica, mientras el suroccidente estaba cubierto por el mar, donde se sedimentaron capas de cuarzoarenitas, lodolitas y conglomerados en posición de plataforma en el mar somero. Posteriormente el macizo de Garzón y la serranía de la Macarena hicieron parte de un terreno metamórfico que se unió al escudo durante la orogenia nickeriana (u orinoquense, 1.300 a 1.000 m.a).

También durante el Precámbrico ocurrieron eventos metamórficos, intrusivos, volcánicos y fallamiento, que contribuyeron a la diferenciación litológica y estructural, mientras que la sedimentación ocurrió principalmente en ambiente litoral y posteriormente fue plegada.

En la historia geológica de la tierra se han presentado varias transgresiones y regresiones, por las que se entiende el avance y retroceso del nivel del mar, hacia el continente o alejándose de él. Estos movimientos se identifican por la secuencia en la sedimentación según el orden en el cual se depositan los materiales finos y gruesos; en las transgresiones las capas posteriores van teniendo más extensión depositando materiales gruesos cerca de la costa y finos alejados cuanto menor es su tamaño; en las regresiones la extensión superficial de los nuevos sedimentos se hace menor y los gruesos se depositan sobre otros más finos que corresponden a estratos que se han depositado anteriormente.

En el Paleozoico inferior, la transgresión cubrió el borde occidental, incluyendo La Macarena, los Llanos Orientales y Casanare, lo que dio lugar a la formación de una plataforma que hoy caracteriza gran parte de la Orinoquía y Amazonia, y en la que sobresalen bloques levantados por fallamiento; el resto estuvo, al parecer, emergido.

Al final del Paleozoico el terreno formado por los macizos de la sierra nevada de Santa Marta, península de la Guajira, serranía de Perijá, Santander, La Floresta y Quetame, se habrían acrecido al escudo, a lo largo del sistema de fallas que hoy separan la Orinoquia-Amazonia de la cordillera Oriental: Guaicáramo-Santa María-Yopal. Al occidente del núcleo

de la cordillera central estaba la placa de Nazca bajo el océano Pacífico y la placa subducía bajo el terreno continental.

En el Mesozoico también ocurren eventos tectodinámicos y sedimentarios en el oriente; en el Cretáceo tardío, se formó la parte norte del núcleo de la Cordillera Central, este terreno es de corteza continental y fue acrecido a lo largo de la falla Otú-Pericos.

La apertura del Atlántico sur comenzó en el Mesozoico medio, cerca de 160 m.a y su separación formal tarda hasta el cretácico inferior. Solo a finales del periodo Cretácico se formó el bloque andino; la acreción se hizo a lo largo de la falla Otú-Pericos.

Los esquemas de la figura 2 presentan el relieve del oriente colombiano desde el Paleozoico hasta el Mesozoico tardío.

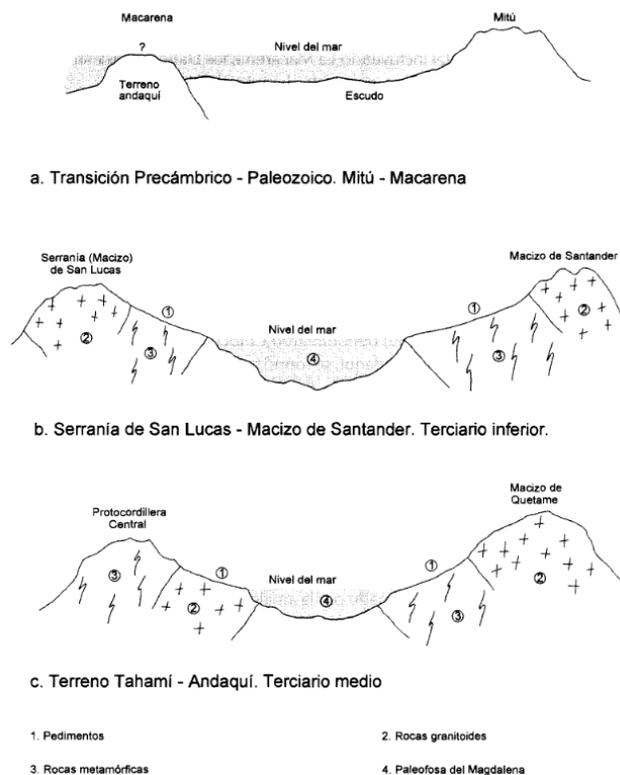


Figura 2. Perfiles probables en terrenos del basamento continental (en diferentes épocas). Fuente Flórez (2003)

Aproximadamente hace 160 millones de años se inicia la apertura del Atlántico sur (Mesozoico medio) y su separación llega hasta el Cretáceo inferior.

En el Cretáceo medio al occidente del límite Cauca-Romeral ya se habían acrecionado terrenos de basamento oceánico; este límite que fue zona de subducción de la corteza oceánica (placa de Nazca) bajo el basamento continental de los terrenos acrecidos al escudo se convirtió en un frente de obducción ligado a la colisión entre placas (Nazca y Sudamericana). En este periodo el mar cubría los bordes de los macizos de los terrenos formados en la orogenia nickeriana, el núcleo de la cordillera central, la depresión del Magdalena-Cesar y el borde occidental del escudo (plataforma) lo que permitió la acumulación de rocas sedimentarias de diferentes tipos: areniscas, lutitas, algunos conglomerados y calizas. Tanto la corteza oceánica del occidente como la sedimentación marina, constituye un nuevo terreno formado por rocas de corteza oceánica y sedimentarias marinas que luego constituirían la cordillera Occidental. La secuencia oceánica de la cordillera Occidental incluye basaltos, rocas volcano-clásticas y sedimentarias calcáreas y areniscas, extendiéndose desde el borde oriental de la depresión Atrato-San Juan, hasta la depresión del Cauca-Patía.

Durante el Terciario inferior los relieves emergidos correspondían con partes del escudo guayanés, parte de los macizos de la orogenia nickeriana, parte norte del núcleo de la cordillera central y parte de la protocordillera Occidental; lo demás continuaba cubierto por el mar, que proporcionó una cobertura sedimentaria durante el Terciario medio en la Orinoquia-Amazonia, parte de la protocordillera Oriental y las depresiones del Magdalena-Cesar, Cauca-Patía y Atrato-San Juan-Tumaco y el sector noroccidental de Córdoba, Cesar, Atlántico, Magdalena y parte de Guajira. La depresión del Cauca-Patía se constituyó en una cuenca sedimentaria principalmente continental desde el Terciario inferior. Hacia el Mioceno medio se registran capas de tobas como el inicio del volcanismo en el eje de la cordillera Central. Hacia el sur de la cuenca Cuenca-Patía aumenta la presencia de materiales volcánicos. La depresión Cauca-Patía con su rumbo NNW a NW se enmarca entre los sistemas de falla Cauca-Romeral, activas desde el Cretáceo y en cuyo borde oriental funcionó antes la subducción bajo la protocordillera Central.

En el Mioceno medio, se produce una colisión y acreción del flanco occidental de la cordillera Occidental a la corteza oceánica del occidente, luego de la unión a la parte norte del núcleo de la cordillera central a la orogenia nickeriana, lo que produjo la sutura de la zona de subducción y un salto al occidente para ubicarse en el borde occidental de la cordillera Occidental; cuando el flanco occidental de la cordillera occidental se acreció, se

produjo una nueva sutura en la zona de subducción y se trasladó de nuevo al occidente en el océano Pacífico actual.

Hasta el Mioceno inferior sobre el borde continental se depositaron secuencias sedimentarias pelágicas, hemipelágicas, turbidíticas y marinas someras cubiertas por estratos lacustres y fluviales, que fueron plegadas por un esfuerzo compresional perpendicular al margen continental relacionado con la placa del Caribe resultando anticlinales estrechos separados por sinclinales anchos. Otra característica de este terreno son las estructuras en diapiros que se formaron de lodos y gases que escaparon a la superficie como resultado de la presión de capas más superficiales formando lodos como estructuras cónicas llamados volcanes de lodos. Los esfuerzos compresivos aceleran la orogenia del Mioceno, y representan el inicio del volcanismo en la cordillera Central.

Las cordilleras y valles (depresiones) interandinos de dirección general norte-sur, responden a las fuerzas de dirección occidental de la placa Suramericana y oriental de la placa del Pacífico; la resultante normal son estructuras norte-sur y nor-noreste; el terreno Sinú-San Jacito, presentó una orientación noreste

Con la orogenia Andina, las fallas que limitaban la depresión se comportaron como fallas de cabalgamiento; por compresión, la cordillera Oriental cabalgó hacia el occidente sobre la depresión del Magdalena, y la cordillera Central cabalgó hacia el oriente. De igual manera funcionaron la sierra nevada de Santa Marta y la serranía de Perijá en relación con la depresión del Cesar (figuras 3 y 4).

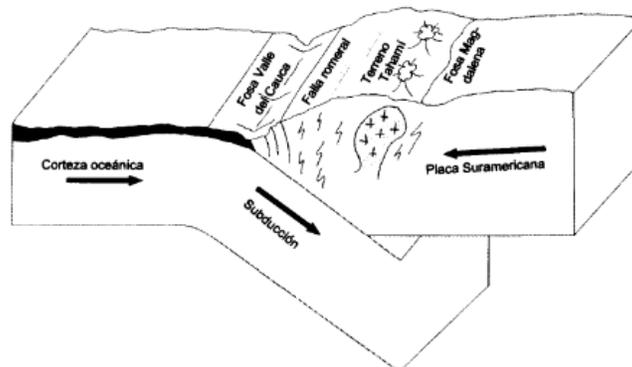


Figura 3. Subducción de la placa del Pacífico bajo el basamento continental. Eventos plutónicos, metamórficos y volcánicos. Fuente Flórez (2003)

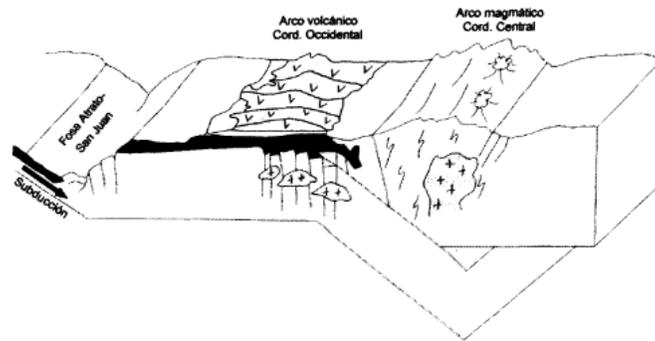


Figura 4. Subducción de la placa del Pacífico bajo la proto-cordillera Occidental y formación de la fosa del Atrato-San Juan. Fuente Floórez (2003)

La organización estructural de los Andes colombianos, en su disposición N-NE tanto de las cordilleras como de las depresiones interandinas, responde a la lógica de las presiones ejercidas por las placas Suramericana y del Pacífico. Por esta razón, las estructuras son perpendiculares a la dirección de las fuerzas compresivas.

El levantamiento principal de los Andes se dio en el Plioceno medio (7 a 5 m.a) y continúa levemente en el Cuaternario, en el presente Holoceno. El levantamiento de las cordilleras emergió masas rocosas desde profundidades bajo el mar hasta altitudes que superan los 5.000 m. Los sistemas de cordilleras en dirección NS o NNE, son horts de bloques separados por fallas inversas.

Las cordilleras son el resultado de bloques levantados en la orogenia, y las depresiones interandinas igualmente en menor proporción, lo que implicó una regresión marina y formación de sistemas aluviales donde antes existían mares interiores (Cauca-Patía, Magdalena-Cesar, Atrato-San Juan), así como también en las depresiones laterales (llanuras costeras y Orinoquia-Amazonia), convirtiéndose en áreas inundables y receptores de sedimentos.

1.3 Tipos de rocas

Según el origen, las rocas se dividen en tres grupos: ígneas, sedimentarias y metamórficas. Existe una relación entre los tres grupos de rocas de manera que una roca de un tipo

determinado puede llegar a convertirse en otra. Gráficamente esta relación se puede expresar como se indica en la figura 5.

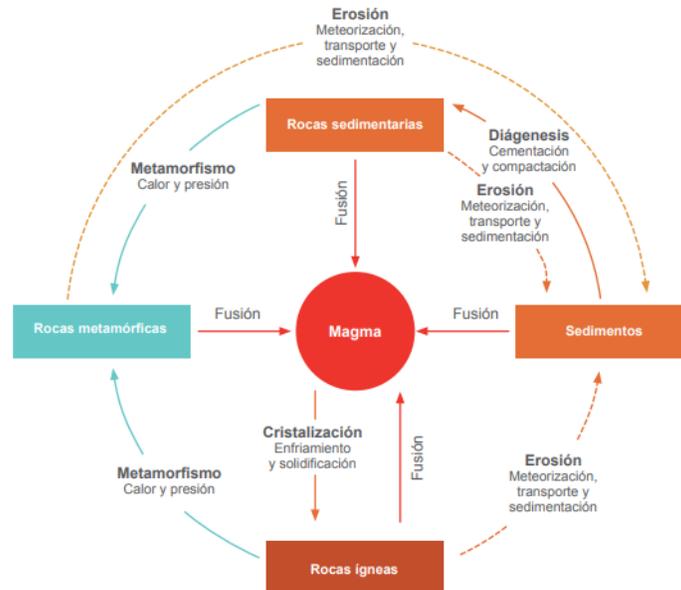


Figura 5. Ciclo de las rocas. Fuente González (2019)

1.3.1 Rocas ígneas

Se originan a partir de la cristalización del magma (masa rocosa móvil que se produce naturalmente y que comprende en parte notable una fase líquida con composición de mezcla silicatada fundida), siendo este un proceso que ocurre a profundidades superiores a los 250 km dentro de la corteza terrestre y el manto superior. El ascenso del cuerpo magmático a superficie (lava), expulsada a través de volcanes da como resultado rocas ígneas extrusivas, mientras que la roca que no alcanza la superficie y se cristaliza en profundidad se denomina intrusiva o plutónica. Durante el enfriamiento del magma se generan tetraedros de silicio-oxígeno; los primeros minerales en formarse desarrollan mejores caras cristalinas.

El ambiente de cristalización de una roca ígnea define su textura, esto es la velocidad de enfriamiento del magma, cantidad de sílice y gases disueltos. El enfriamiento lento forma menos cristales, pero de mayor tamaño, y un enfriamiento rápido genera cristales intercrecidos pequeños así como rocas de vidrio. Las texturas definidas en rocas ígneas

son afanítica (equigranular, microcristalina o criptocristalina), fanerítica (cristales distinguibles a simple vista 2 a 5 mm enfriado lentamente), porfirítica (fenocristales en matriz de finos, vítrea o mixta), vítrea (no hay formación de cristales, rápido enfriamiento), vesicular (vesículas o cavidades producto de expansión de gases), y fluidal (bandeamiento por movimiento entre lechos viscosos).

Las rocas ígneas intrusivas más comunes son el granito, la diorita, el gabro y la peridotita y las rocas ígneas extrusivas más comunes son la riolita, la andesita, el basalto y la obsidiana.

1.3.2 Rocas sedimentarias

Se forman por acumulación de sedimentos en procesos de depositación, producto de la erosión y de residuos de material orgánico o volcánico; su tamaño, composición, forma y origen es variado. El transporte de sedimentos se hace por gravedad, agua, aire, hielo o crecimiento de material biológico en el lugar y su acumulación depende de la temperatura, química y configuración biológica del lugar. La composición y las texturas de las rocas sedimentarias están controladas por los procesos que han operado durante su formación, y estos procesos, a su vez, son gobernados por el ambiente bajo el cual tiene lugar la sedimentación.

De acuerdo con los procesos que dan origen a la formación de rocas sedimentarias, se clasifican en: rocas clásticas o detríticas formadas por sedimentos que han sido transportados por medios mecánicos (brecha, conglomerado, arenisca, limolita, arcillolita); rocas químicas que resultan de la precipitación de sustancias transportadas en disolución y reacciones químicas (calizas, chert, pedernal, dolimita, evaporitas, tiza) y sedimentos calcáreos generados a partir de seres vivos (carbón, coquina, diatomitas, coquinas).

1.3.3 Rocas metamórficas

Proceden de rocas ígneas, sedimentarias o metamórficas existentes que han sido sometidas a cambios físicos o químicos debido a la acción de presiones y temperaturas elevadas o soluciones químicamente activas del magma. El proceso de transformación se

llama metamorfismo que consiste en una deformación y orientación de minerales en forma de láminas o bandas, o también por recristalización (nuevos cristales o cristaloblastos). Los factores que determinan el producto final del metamorfismo son los fluidos y gases químicamente activos, la presión y la temperatura.

Las principales clases de metamorfismo son el térmico o de contacto, el hidrotermal, el de impacto, el dinámico, y el regional que se explica a continuación.

El metamorfismo regional (también conocido como dinamotérmico u orogénico), se asocia a procesos de formación de cadenas montañosas que ocurren en límites de placas tectónicas. Grandes masas de roca son sometidas a esfuerzos compresivos y altas temperaturas que generan deformación, lo que origina rocas con texturas foliadas o bandeadas debido a la reorientación de minerales. Este metamorfismo es el resultado de la formación de grandes cinturones orogénicos llegando a temperaturas de 700°-800° C y presiones entre 2.000-1.000 bars.

Algunos minerales presentes en las rocas metamórficas son la clorita (metamorfismo de bajo grado), biotita (cuando hay temperaturas elevadas), granate (presente en esquistos), estaurolita, cianita (estable bajo esfuerzo, presente en esquistos), silimalita (formada a temperaturas altas, presente en esquistos y gneises).

El metamorfismo regional se desarrolla bajo la presión hidrostática o presión confinante que surge del peso de las rocas sobreyacentes y el esfuerzo cortante producido por el sistema de esfuerzos principales desiguales asociados con el movimiento de placas.

Los procesos metamórficos requieren de considerable cantidad de tiempo y en algunos casos pueden actuar durante varios millones de años. En la figura 6 presenta un esquema con la formación de rocas metamórficas.

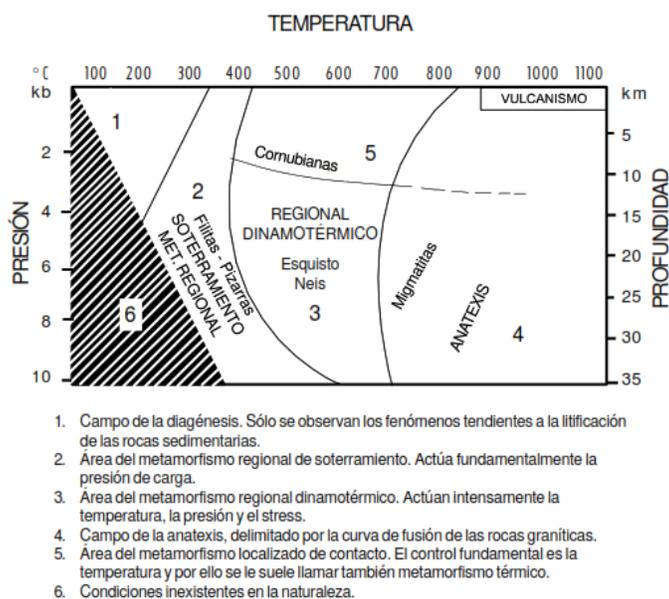


Figura 6. Formación de rocas metamórficas. Fuente Ingeominas (2001)

Las texturas de las rocas metamórficas son el resultado del crecimiento de cristales en estado sólido y las principales clases son: la textura granoblástica constituida por cristaloblastos de tamaño similar e igual dimensión en todas las direcciones como los gneis; la textura lepidoblástica con cristaloblastos que tienen desarrollo en dos dimensiones formando hojuelas como los micaesquistos; la textura nematoblástica con cristales en forma de aguja como los de ciertos micaesquistos; la textura porfiroblástica constituida por cristoblastos de gran tamaño (porfiroblastos) que flotan en una pasta de cristaloblastos muy pequeños como en algunos gneis.

Las rocas metamórficas más abundantes son la pizarra, la filita, el esquisto, el neis, la granulita, el mármol, la cuarcita y la serpentina.

En la mayoría de las rocas metamórficas se puede observar una disposición hojosa o foliación, debido a orientación dimensional y cristalográfica de los minerales laminares, que responden a la acción de las fuerzas deformantes. Esta disposición se denomina esquistosidad. Cuando una roca metamórfica ha sido sometida a más de un proceso metamórfico puede presentar más de una esquistosidad, ninguna de las cuales tiene que coincidir con la estratificación.

La presencia de esquistosidad en una roca metamórfica puede influir en el comportamiento del macizo. Este nuevo factor hace que el macizo constituido por rocas metamórficas, puede resultar más problemático que aquel formado por rocas ígneas o sedimentarias.

La anisotropía inducida por la esquistosidad hace que las propiedades de la matriz rocosa difieran en valor según la dirección del esfuerzo aplicado. En una excavación superficial ó subterránea, habrá una tendencia al deslizamiento siguiendo los planos de esquistosidad. Por este motivo, siempre que la esquistosidad sea la discontinuidad predominante convendrá que el eje de la obra o su mayor dimensión tenga una dirección lo más perpendicular a ella. Cuando adicionalmente existe una densa fracturación, se deben analizar las características de ambas discontinuidades y en función de la situación espacial determinar cuál tiene una influencia mayor sobre la otra, adaptándola de forma que esa influencia sea lo menos negativa (López, J.M 2014).

Cuando la roca metamórfica tiene cristales alargados, por lo general éstos suelen orientarse dimensional y cristalográficamente, dando lugar a una disposición de los cristales llamada lineación. Si se desarrolla conjuntamente con la foliación queda incluida en el plano determinado por ésta.

Las rocas metamórficas se pueden agrupar de acuerdo al tipo de metamorfismo como se muestra en la tabla 2.

En algunos casos el nombre de la roca puede venir precedido por los prefijos meta, orto y para, cuyo significado es: i. Meta: prefijo que se aplica a rocas metamórficas procedentes de rocas ígneas y metamórficas en las cuales aún se reconoce la textura original (metagabro, metabasalto, metagrauwaca, metagranito), ii. Orto: prefijo que se aplica a rocas metamórficas procedentes de rocas ígneas (ortogneis), iii. Para: prefijo que se aplica a rocas metamórficas procedentes de rocas sedimentarias (paragneis).

Tabla 2. Tipos de rocas metamórficas y su origen

Estructura y textura ordinaria		Composición mineralógica		Roca metamórfica	Interpretación de origen	
		Componentes principales	Asociados típicos		Clase de metaformismo	Roca premetamórfica probable
Cataclástica	Milonítica	Comúnmente cuarzo y feldespato	Casi cualquiera granos y harina mineral, materia vítrea	Milonita		
No foliada	Flaser	Fragmentos de roca sin deformar, cualesquiera minerales		Flasergranito Flasergabro Roca cataclástica	Dislocación o cinético	Casi cualquier clase de roca
	Augen (ojosa)	En forma de almendra u ojos de feldespato	Cuarzo, mica y muchos minerales	Neis augen (ojoso)		
	Hornfésica	Mica, granate, piroxeno, andalucita, cordierita	Cuarzo, feldespatos, carbonato muchos otros minerales	Cornubiana	Contacto	Arcillolita, shale, rocas tobáceas
	Granoblástica	Granate, epidota, diópsido y silicatos de hierro, magnesio y calcio	Cuarzo, calcita y otros minerales	Skarn	Contacto o regional	Calizas o dolomitas
		Calcita o dolomita	Tremolita, diópsido, olivino, otros silicatos de calcio y magnesio	Mármol		
		Cuarzo	Granate, mica, silimanita, casi cualesquiera minerales	Cuarcita	Regional	Areniscas, pedernal (chert)
	Firmemente endurecida, laminada	Cuarzo afanítico, feldespato, clorita y minerales arcillosos		Argilita		Arcillolita, shale, argilita, lodolitas, rocas tobáceas y otras de grano fino
	Foliación perfecta, pizarrosa	Cuarzo afanítico, micas, clorita y muchos otros minerales		Pizarra		
	Intermedia entre pizarrosa y esquistosa	Cuarzo de grano fino, micas y clorita	Cuarzo, sericita y muchos otros	Filita		
Foliada	Esquistos	Esquistos de grado bajo		Esquistos de mica		Regional con magmatismo
		Micas, clorita, cuarzo	Feldespato, turmalina, epidota, calcita		Rocas de carbonato arcillosas	
		Calcita, micas, cuarzo	Silicatos de calcio y magnesio	Esquisto calcáreo	Rocas ígneas máficas	
		Clorita, actinolita, epidota	Feldespato, carbonato, magnetita	Esquisto verde	Roca de peridotita y otras ricas en magnesio	
		Talco	Carbonato, magnetita, otros silicatos de magnesio	Esquisto de talco		
		Glaucofana	Lawsonita, granate, rutilo, micas, cuarzo, calcita	Esquisto de glaucofana	Basalto, rocas arcósicas, grauvaca	
		Esquistos de grado alto		Esquisto de hornblenda		
		Hornblenda, feldespato	Granate, cuarzo, biotita, magnetita		Rocas ígneas máficas, sedimentos portadores de hierro y calcio	
		Granate, micas, clorita	Feldespato, hornblenda, cuarzo, muchos otros	Esquisto de granate	Casi cualquier clase de roca	
		Estaurólita, micas	Cianita, granate, cuarzo	Esquisto de estaurólita	Sedimentos arcillosos	
		Silimanita	Cuarzo, micas, granate	Esquisto de silimanita	Sedimentos carbonáceos: rocas ígneas máficas, sedimentos portadores de hierro y calcio	
		Grafito, micas, cuarzo	Feldespato, clorita	Esquisto de grafito		
Néisica, ojosa o bandeada	Cuarzo, feldespato	Micas, hornblenda, granate, turmalina	Neis, neis augen	Rocas ígneas félsicas, areniscas arcósicas		
Deficientemente foliada a lineal granoblástica	Hornblenda, feldespato	Granate, micas, epidota	Anfibolita	Rocas ígneas máficas, sedimentos portadores de hierro y calcio		
	Cuarzo y feldespato o piroxeno y feldespato	Granate, cianita, piroxeno, turmalina	Granulita	Rocas ígneas, areniscas impuras		
	Hiperstena, cuarzo, feldespato	Diópsida, hornblenda, granate	Chamoquita	Rocas ígneas félsicas a máficas		
	Omfacita, granate	Cianita, rutilo	Eclogita	Rocas ígneas félsicas mezcladas con sedimentos		
Inyectada con material granítico	Cuarzo, feldespato	Biotita, hornblenda	Migmatita			

Elaboración propia. Fuente Geominas (2001)

1.4 Rocas de metamorfismo regional

Las rocas principales originadas por el metamorfismo regional son la pizarra, el esquisto, el gneis y la filita. Las filitas se originan por un mayor aumento del metamorfismo de las pizarras; son de grano más grueso que las pizarras y presentan un brillo en los planos de esquistosidad y un lustre sedoso debido a los grandes cristales de mica. Su mineralogía es similar a la de las pizarras teniendo como minerales esenciales moscovita, biotita, clorita, cuarzo y albita y como accesorios magnetita, grafito, pirita y calcita. Su esquistosidad es acusada pudiendo presentar un bandeado en que alternan filitas micáceas y cuarzofeldespáticas. El lustre de los planos de esquistosidad la hace más propicia para los deslizamientos.

1.5 Meteorización y zonas débiles en las rocas metamórficas

La meteorización agrieta la roca a lo largo de la foliación y le da una fragilidad inherente a la masa rocosa. A gran profundidad, en la condición fresca, los planos de foliación pueden estar bastante unidos y la roca bastante sana. En las zonas meteorizadas, sin embargo, los espaciamientos fracturados perpendiculares a la foliación pueden estar cubiertos con arcilla, por otra parte, la profundidad de meteorización depende en parte del espaciamiento de las fracturas en la roca. Un bajo grado de foliación en rocas metamórficas puede contener cuatro o más familias de diaclasas con espaciamientos regulares; típicamente hay una familia de diaclasas paralelas a la dirección original de estratificación de la masa de la roca, una familia paralela a la foliación y dos o más familias de diaclasas en otras direcciones (Goodman, 1993).

Los planos de foliación proveen direcciones a lo largo de las cuales la tensión y la resistencia al corte son considerablemente menores que en todas las otras direcciones. Experimentos en el laboratorio han demostrado una marcada anisotropía en pizarras y otras rocas fuertemente foliadas, especialmente a bajas presiones de confinamiento. La masa de roca se rompe más fácilmente a lo largo de los planos de foliación, de manera que una roca foliada puede romperse bajo los esfuerzos naturales de la corteza.

Cuando se tienen fracturas abiertas, los fluidos viajan a lo largo de estas, alterando las rocas y originando nuevos minerales como la clorita, la caolinita, las zeolitas, y la calcita.

Los métodos de prospección geofísica como la refracción sísmica y resistividad eléctrica pueden ayudar a determinar la profundidad de meteorización y la localización de zonas de mayor afectación por esfuerzos cortantes. Los métodos magnéticos y electromagnéticos pueden ser usados para mapear contactos entre diferentes tipos de rocas, ya que las rocas metamórficas frecuentemente contienen grandes cantidades de magnetita como mineral accesorio.

Las masas de roca metamórfica frecuentemente tienen cuatro o más familias de discontinuidades y sus intersecciones con la excavación crean muchos bloques poliedros. Algunos bloques son comúnmente orientados peligrosamente con respecto a la excavación, por tanto, seleccionar una óptima orientación puede reducir significativamente las dificultades en la construcción, pero también puede requerir numerosos soportes.

En las rocas metamórficas, las diaclasas son comúnmente extensas y persistentes; ellas pueden estar cubiertas con una capa mineral frágil como talco, clorita y grafito; además, pueden ser suaves o con superficies pulidas por fricción (slikensides).

Especialmente en los esquistos de clorita, grafito y talco, hay una tendencia a deformarse bajo grandes recubrimientos, dado que estas rocas tienen muy baja resistencia y bajo módulo de Young; en el peor de los escenarios puede presentarse deformación excesiva por empuje de montaña (squeezing).

1.6 Localización de las rocas metamórficas en Colombia

Las rocas metamórficas de bajo a alto metamorfismo se encuentran distribuidas en las tres cordilleras, en el Escudo de Guyana, en la Sierra Nevada de Santa Marta y en la península de la Guajira. Sus edades varían desde el Precámbrico hasta el Cretácico. En la cordillera Oriental se distinguen tres regiones que de sur a norte corresponden a: Macizo de Garzón, Macizo de Quetame y Macizo de Santander en Perijá (figura 7).

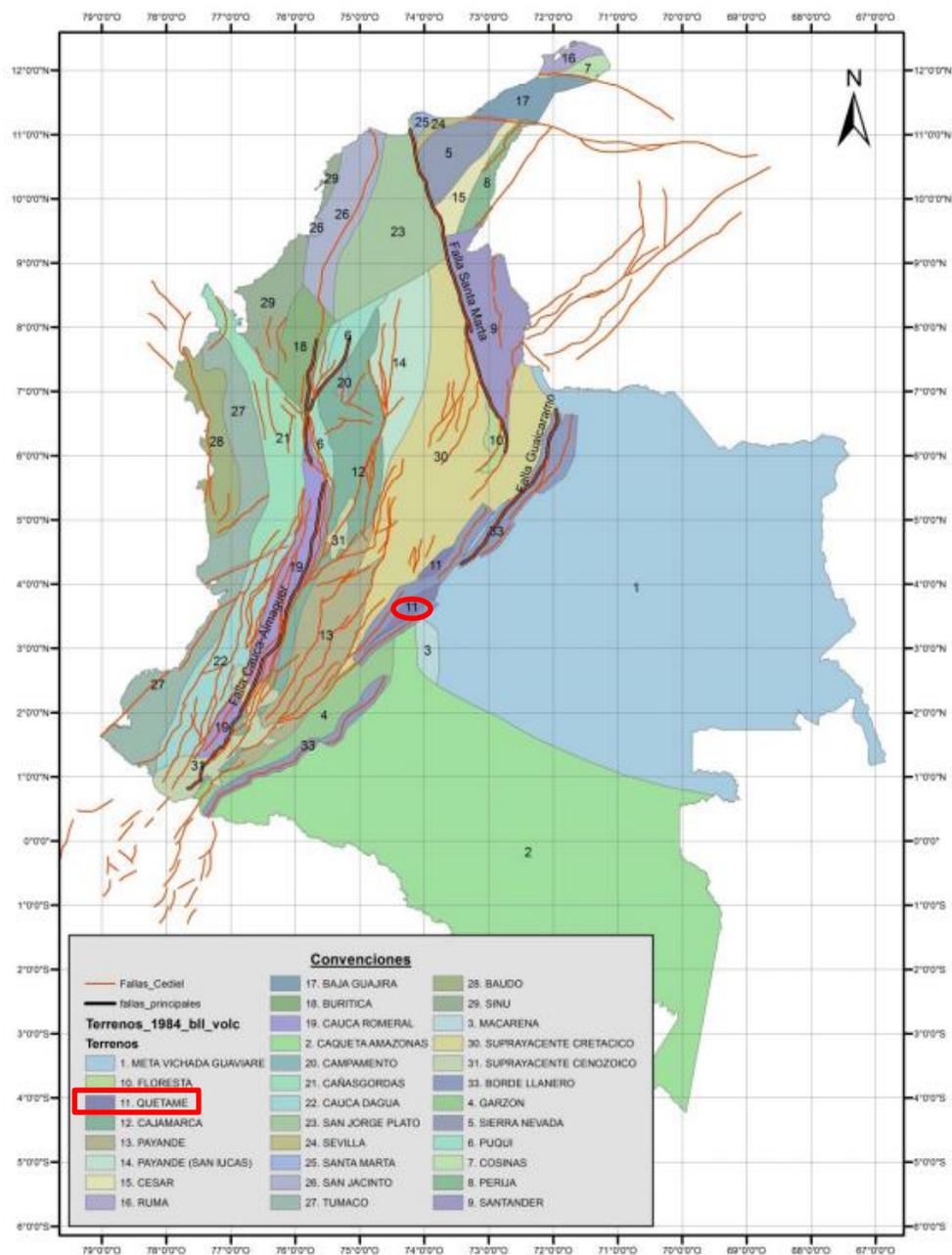


Figura 7. Mapa de terrenos geológicos de Colombia. Fuente Montero (2017)

El Macizo de Quetame se compone de rocas metamórficas de bajo a medio grado: esquistos cloríticos, sericíticos, filitas violáceas, pizarras y cuarcitas denominadas Grupo Quetame de edad precámbrica a cambro-ordovícica. El 80 % de este terreno está conformado por filitas y pizarras, que alternan con areniscas cuarzosas y lodosas; en el margen noroeste se presenta una franja de areniscas cuarzosas, arcillolitas, lodolitas

grises, y ocasionalmente calizas y conglomerados del Carbonífero, junto con una pequeña porción de shales, calizas, areniscas y chert del Cretáceo superior, y en el piedemonte (costado suroriental), areniscas de grano fino a conglomeráticas, interestratificadas con arcillolitas y limolitas del Paleógeno, y abanicos aluviales y depósitos coluviales depositados por el río Ariari (Montero, 2017).

El Macizo de Quetame en general presenta una topografía abrupta con pendientes de alto ángulo como se observa en la figura 8. El área de Guayabetal está conformada por filitas de color verde y morado con intercalaciones de cuarcitas; localmente se observan filitas grises oscuras. En términos generales la unidad se compone de filitas sericíticas con intercalaciones de filitas cloríticas y cuarcitas, metareniscas y pizarras con metamorfismo en la facies de esquisto verde, sin presión definida. Las filitas cloríticas y cuarzosas presentan una foliación bien desarrollada y en algunos casos subparalela a la estratificación original. La pizarra gris a negra presenta buena foliación y con frecuencia, la estratificación original. La textura es lepidoblástica y su composición corresponde a sericita, clorita y cuarzo. La porción cuarzosa corresponde a meta areniscas cuarzosas, meta-areniscas arcósicas y metaconglomerados polimícticos con fragmentos de cuarzo. En el área entre Quetame y El Calvario predomina la presencia de filitas grises y verdes algunas sericíticas, cuarcitas y metalimolitas (figura 9).

En el sector desde Chirajara hasta Susumuco afloran filitas grises y verdes e igualmente hacia los alrededores de Villavicencio.



Figura 8. Macizo Quetame. Fuente Ingeominas 2011



Figura 9. Litología de unidad filitas y cuarcitas de Guayabetal. A) Filitas grises con baja lustrosidad. B) Filitas verdes. C) Metalodolitas a filitas grises a negras, tabulares, masivas. D) Cuarcitas de color blanco, grano grueso y filitas friables de color gris. Fuente Ingeominas 2011

Capítulo 2

Parámetros de diseño en macizos rocosos

2.1 Mecánica de rocas

La mecánica de rocas estudia las propiedades y comportamiento de los distintos materiales rocosos, así como su respuesta ante la aplicación de fuerzas del entorno. Guarda una relación estrecha con la geología estructural para determinar el estudio de procesos y estructuras tectónicas que afectan la roca. Las masas rocosas normalmente están afectadas por discontinuidades o superficies de debilidad que separan bloques de matriz rocosa o roca intacta constituyendo en conjunto el macizo rocoso o masa rocosa.

2.1.1 Roca intacta

La matriz rocosa es un agregado de minerales que presenta los mismos caracteres de conjunto en un área de cierta extensión de la corteza terrestre o como un material pétreo formado naturalmente, consolidado o no compuesto de dos o más minerales, con un grado de constancia mineralógica y química. Un espécimen de roca intacta puede describirse en términos estándar geológicos tales como nombre de la roca, mineralogía, textura grado y tipo de cementación, y meteorización.

2.1.2 Masa rocosa

La masa rocosa es el conjunto constituido por una o varias matrices rocosas que presentan una determinada estructura y está afectado por un cierto grado de alteración y por una serie de discontinuidades pudiendo contener o no agua.

La figura 10.a muestra un diagrama esquemático de una masa rocosa con dos familias de discontinuidades, y un espécimen de roca intacta el cual generalmente se prueba en el laboratorio. La estabilidad de la masa rocosa bajo una condición de una carga específica

(p. ej., cimientos o túneles) puede ser muy diferente de la estabilidad del espécimen de roca intacta, debido a las discontinuidades. En la figura 10.b se muestra como la presencia de discontinuidades hace que la masa rocosa sea más débil que la muestra de roca intacta, ya que presenta una menor resistencia y menor rigidez. Adicionalmente la masa rocosa es permeable, ya que las discontinuidades permiten un mayor acceso al agua. El agua reduce la fricción a lo largo de las discontinuidades por procesos de meteorización, y el aumento de la presión del agua de los poros reduce los esfuerzos efectivos y, por lo tanto, la resistencia al corte.

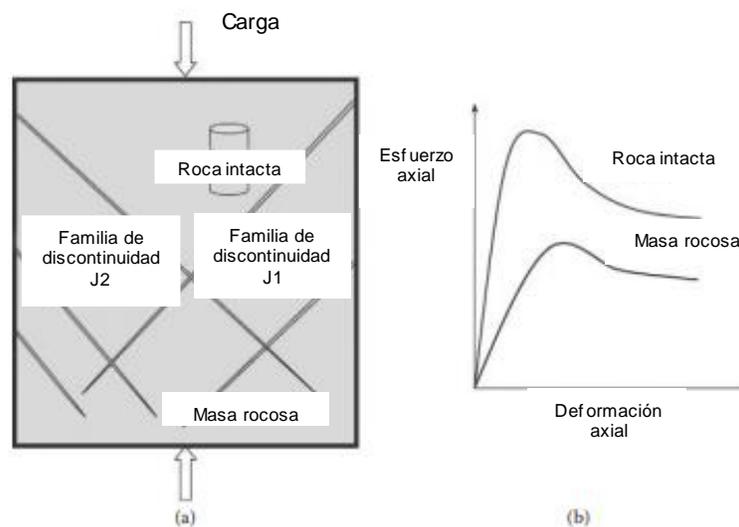


Figura 10. (a) Masa rocosa (b) Grafica esfuerzo deformación. Fuente Sivakugan et al. (2013)

2.2 Algunas particularidades de las rocas metamórficas foliadas

La foliación, el tipo y grosor de texturas metamórficas, microgrietas, planos de discontinuidad, grietas de exfoliación, contenido mineralógico, alineación-alineación mineral, diferencias de resistencia mineral en la superficie de la roca, el tamaño de los cristales, las venas de cuarzo y calcita afectan las propiedades físicas y de ingeniería de las rocas metamórficas. Se ha podido determinar que el tectonismo es responsable de alineación de minerales, y espesores de foliación.

Igualmente se ha demostrado que la condición de humedad en campo, la distribución irregular de las discontinuidades, los diferentes grados de intemperie y las estructuras metamórficas muy delgadas influyen en los valores obtenidos por rebote de martillo Schmidt tipo L (figura 11). Es así como los valores de rebote con martillo en la filita son significativamente diferentes en campo y laboratorio. Además, las heterogeneidades debidas a microgrietas, calcita o venas de cuarzo pueden formar una zona de debilidad y disminuir la resistencia de la roca en el campo. (Ozbek et al. 2018).

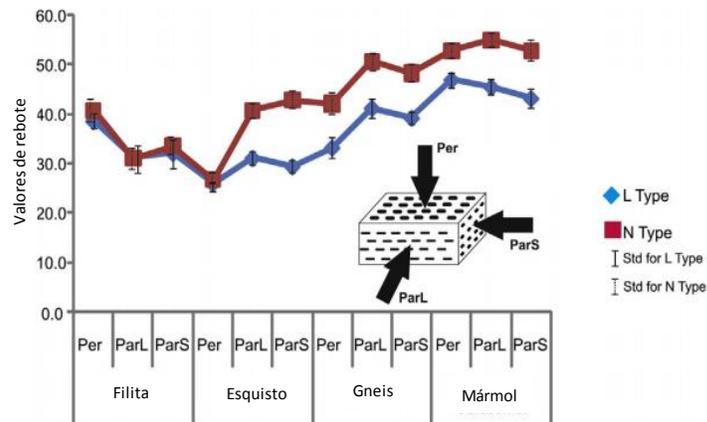


Figura 11. Valores de rebote de rocas metamórficas seleccionadas obtenidas en laboratorio después de la aplicación de los martillos Schmidt de tipo N y L en las direcciones perpendicular y paralela a los bordes cortos y largos de las superficies de foliación. Fuente Ozbek et al. (2018)

La resistencia a la compresión uniaxial es directamente proporcional al esfuerzo de confinamiento y tasa de aplicación del esfuerzo, sin embargo, la influencia del grado de foliación en la resistencia puede ser notoria en comparación con el promedio de la resistencia y rangos de resistencia para gneis y esquistos, esto debido a las variaciones de la mineralogía y la aplicación de esfuerzos orientados según la foliación.

Las rocas anisotrópicas y foliadas como las pizarras, esquistos y filitas, cuyo comportamiento es dominado por planos debilidad, clivaje o esquistosidad, con poco espaciamiento, presentan dificultades para la determinación de su resistencia en compresión no confinada (Hoek y Brown1997).

2.3 Deformación de macizos

Las deformaciones en el macizo rocoso son la respuesta a los esfuerzos a que fue sometido durante periodos de actividad orogénica. Estas deformaciones muestran diferentes aspectos en función del estado en que se encuentra la roca al ser sometida a los esfuerzos. Una roca consolidada tenderá a romperse, mientras que un material dúctil y poco competente se plegará. Las deformaciones tectónicas pueden originar pliegues (disarmónicos, similares, concéntricos, en acordeón), fallas (traslación y rotación) y diaclasas.

2.3.1 Fallas

Una falla es una rotura de la roca a lo largo de la cual se producen movimientos relativos, con una dirección y buzamiento, aunque no siempre está perfectamente definido, ya que depende del tipo de rocas a ambos lados de la falla, del plano de falla y el relleno. Los bordes de los bloques que han sido separados presentan diferentes roturas y alteraciones, que hacen desaparecer la estructura geológica.

Las fallas pueden agruparse aproximadamente en las tres clases, conocidas como fallas inversas, fallas normales y fallas de rumbo, pero también se producen variedades de carácter intermedio entre estos tres tipos, como define Anderson (1951).

- (a) Las fallas inversas y los planos de empuje se originan cuando la mayor presión en la masa rocosa es horizontal y la menor presión vertical. Se orientan en una dirección perpendicular a la de mayor presión, y buzán en cualquier dirección en ángulos menores de 45 ° (figura 12).

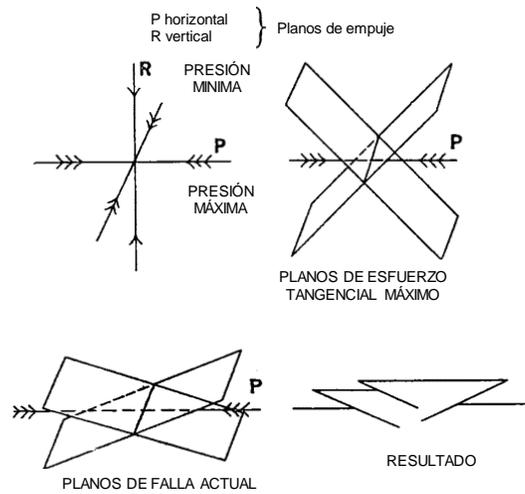


Figura 12. Falla inversa. Fuente Anderson (1951)

(b) Las fallas normales se originan cuando la mayor presión es vertical y la menor presión en alguna otra dirección horizontal. Se orientan en una dirección perpendicular a la menor presión y buzcan en cualquier dirección con ángulos de más de 45° (figura 13).

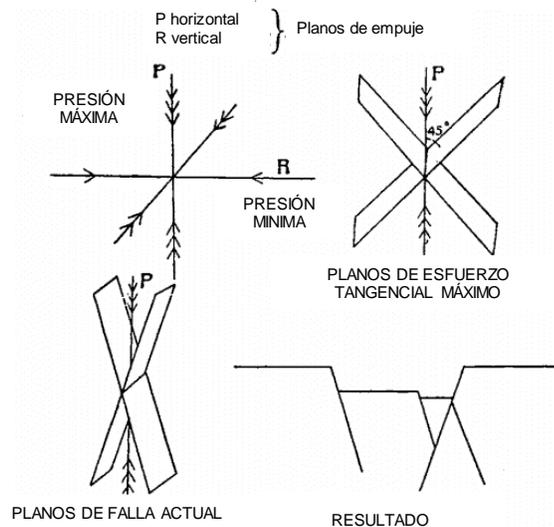


Figura 13. Falla normal. Fuente Anderson (1951)

(c) Las fallas de rumbo se originan cuando la mayor presión está en una dirección horizontal, y la menor presión en otra dirección horizontal, necesariamente en

ángulo recto con respecto a la primera. Buzan en dos direcciones posibles, formando ángulos agudos que están bisectados por la dirección de mayor presión; su buzamiento es teóricamente vertical (figura 14)

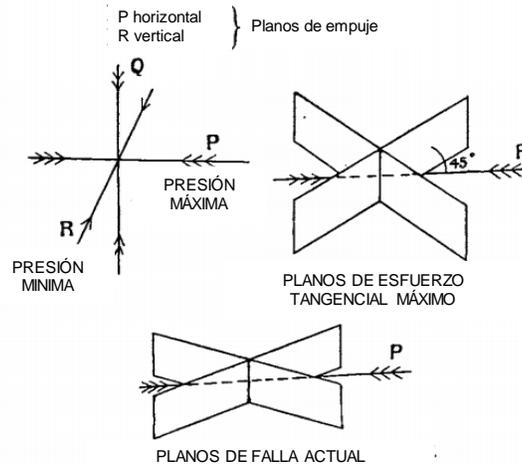


Figura 14. Falla de rumbo. Fuente Anderson (1951)

Los rellenos en las fallas están constituidos por material fragmentado más o menos cementado o recristalizado, con espesor variable, denominado brecha; son fragmentos angulosos de roca de tamaños gruesos. Las milonitas son polvo de roca o roca triturada finamente cementada por una matriz. La formación de brechas y milonitas depende del tipo de roca, la profundidad del tramo de falla que se considere y el campo de esfuerzos.

2.3.2 Pliegues

El pliegue es la respuesta de una roca no competente ante los esfuerzos a que ha sido sometida. Son estructuras geológicas causadas por deformación dúctil. Cuando en el plegamiento se sobrepasa la resistencia del material se producen roturas. En los anticlinales aparecen fracturas normales a los estratos en la zona de la charnela, parte sometida a tracción. En el núcleo, sometido a compresión, se forman fallas inversas. En las formas sinclinales se producen las mismas discontinuidades a la inversa. En los flancos aparecen una serie de fracturas paralelas a la zona de la charnela. Si los esfuerzos son aún

mayores la deformación da lugar a fallas de corte ligadas a fracturas de los flancos, que pueden ser paralelos a los estratos normales a ellos.

2.3.3 Diaclasas.

Las diaclasas son fracturas o superficies de discontinuidad que parten la roca en bloques más pequeños y a lo largo de los cuales no hay desplazamiento. Se presentan asociadas en sistemas aproximadamente paralelos o subparalelos, con una separación que depende del tipo de roca, esfuerzo a que se ve sometida, rigidez entre otros. Las diaclasas condicionan el comportamiento hidrogeológico de una roca y se encuentran en casi todo tipo de rocas. Muchas se desarrollan por el alivio de presión cuando están actuando esfuerzos tensionales o cortantes en una masa de roca. En lugares de tectónica accidentada (fallas, pliegues) se generan las diaclasas por compresión o descompresión.

2.3.3.1 Características de las diaclasas.

Las principales características que definen unas diaclasas son: la orientación, el espaciamiento, la continuidad, la forma, la apertura, el relleno y la rugosidad.

La orientación en una diaclasa se expresa mediante la dirección o rumbo y buzamiento. La dirección es el ángulo que forma la recta de intersección del plano de diaclasa con el plano horizontal con el norte magnético, y el buzamiento es el ángulo que forma el plano de fractura con el plano horizontal, datos que son medidos con brújula. La orientación de las diaclasas dentro de la masa rocosa influye en la anisotropía del macizo. Una masa rocosa con diaclasas orientadas irregularmente tiene un alto grado de bloques y menos anisotropía que aquellas masas con diaclasas orientadas regularmente.

El espaciamiento es la distancia perpendicular que existe entre dos diaclasas contiguas que pertenecen a una misma familia. Representa la densidad con que se presenta cada familia en una zona, es decir, regula la calidad del macizo. Afecta la conductividad hidráulica de la masa rocosa y el mecanismo de falla; si las diaclasas están poco espaciadas pueden implicar una alta permeabilidad. El espaciado también determina los tamaños intactos de

bloques de roca dentro de la masa rocosa; si el espacio es más cercano implica bloques más pequeños. El espaciado se puede usar para describir la masa de roca como se muestra en la tabla 3.

Tabla 3. Clasificación del espaciamiento

Espaciamiento (cm)	Descripción
< 2	Extremadamente cerrado
2-6	Muy cerrado
6-20	Cerrado
20-60	Moderado
60-200	Amplio
200-600	Muy amplio
>600	Extremadamente amplio

Elaboración propia, fuente López y Lomoschitz (2014)

La continuidad o persistencia es una medida de la extensión de la discontinuidad en la roca. Una diaclasa puede desaparecer si se presenta otra roca de diferente calidad en la que está presente, por tanto, se pierde la continuidad. Este es un parámetro imposible de detectar en profundidad, salvo que se tenga un corte vertical del terreno. En superficie es más fácil pero la presencia de vegetación o derrubios limita la observación de afloramiento.

La ISRM da una escala de continuidad que puede ser utilizada (tabla 4), pero en muchas ocasiones se define una escala adecuada a la zona o macizo que se estudie.

Tabla 4. Longitud de la discontinuidad

Clasificación	Persistencia (m)
Muy baja continuidad	0
Baja continuidad	1 - 3
Continuidad media	3 - 10
Alta continuidad	10 - 20
Muy alta continuidad	>20

Elaboración propia, fuente López y Lomoschitz (2014)

La apertura es la distancia existente entre las partes separadas por el plano de rotura. Esta apertura puede ser milimétrica o alcanzar valores importantes, porque los bloques están separados o porque se haya producido disoluciones y alteraciones en la roca a favor de la fractura. La ISRM da una guía para descripción de las medidas de aperturas indicadas en la tabla 5.

Tabla 5. Apertura de las discontinuidades

Clasificación	Persistencia (m)	
<0,1 mm	Muy estrecho	Aspecto cerrado
0,1 - 0,25 mm	Estrecho	
0,25 - 0,5 mm	Parcialmente abierto	
0,5 - 2,5 mm	Abierto	Aspecto resquebrajado
2,5 - 10 mm	Moderadamente abierto	
>10 mm	Amplio	
1 - 10 cm	Muy amplio	Aspecto abierto
10 - 100 cm	Extremadamente amplio	
>1 m	Cavernoso	

Elaboración propia, fuente López y Lomoschitz (2014)

El relleno entre diaclasas tiene diversa naturaleza e influye en el comportamiento del macizo. Cuando las fracturas están rellenas de minerales, como cuarzo o calcita se les da

en nombre de diques, que son rellenos de gran extensión y tamaño; si, por el contrario, son rellenos milimétricos se les da el nombre de filones o venas. En muchos casos las fracturas se encuentran rellenas de materiales de alteración, por descomposición de la propia roca. Los rellenos pueden ser diversos y complejos pues en muchas ocasiones en las roturas aparecen dos o más materiales o material con distintos grados de consolidación. Los factores que influyen en el relleno son la mineralogía, tamaño del grano, alteración, consolidación, cementación, contenido de agua, espesor, fracturación de los bordes rocosos y rugosidad de los mismos.

Cuando hay rellenos de naturaleza arcillosa, clorítica y grafitosa, las posibilidades de deslizamiento son mayores.

La rugosidad de un plano de rotura influye en la resistencia al corte que se desarrolla en los labios de la fractura que está sometida a un esfuerzo. La superficie puede ser plana, ondulada, lisa, suave, espejo de falla (slickenside), escalonada, etc. En las superficies de rotura existirá rozamiento cuando hay corte, y cohesión. El ángulo de rozamiento pico para fracturas limpias oscila entre 30° y 70° siendo común 45°. El ángulo de rozamiento residual varía entre 25° y 35° siendo un valor corriente 30°. Cuando los labios de la fractura están muy alterados el ángulo de rozamiento puede ser de 15°.

2.3.4 Resistencia en las paredes de una discontinuidad.

La resistencia de la pared se refiere a la resistencia a la compresión de la roca que forma las paredes de la discontinuidad. Barton (1973) introdujo el término de resistencia a la compresión en la pared de la discontinuidad (*JCS*, Joint Wall Compression Strength) para describir la resistencia de la pared, que luego se refinó Barton y Choubey (1977). Este es un factor importante que rige la resistencia al corte y deformabilidad. En discontinuidades inalteradas, la resistencia a la compresión uniaxial (σ_c) se puede tomar como *JCS*. Cuando la superficie de la discontinuidad esta meteorizada, *JCS* puede tomarse conservadoramente (es decir, el límite inferior) como el 25% de σ_c .

La prueba de carga puntual o la prueba de martillo Schmidt son otras posibilidades aquí que se pueden usar para estimar el σ_c . El *JCS* se puede determinar a partir del martillo

Schmidt con el número de rebote del martillo de la siguiente manera (Franklin y Dusseault, 1989):

$$\log_{10}(JCS)(MPa) = 0.00088\gamma R + 1.01 \quad (1)$$

Donde γ es el peso unitario de la roca (kN/m^3) y R el número de rebote del martillo de Schmidt sobre la superficie de la discontinuidad.

El ángulo de fricción pico ϕ_p de una discontinuidad rellena puede estar en el rango entre 30-70°. Cuando las paredes de la discontinuidad no están meteorizadas, el ángulo de fricción residual ϕ_r está típicamente en el rango de 25-35°. En el caso de que las paredes de la discontinuidad estén meteorizadas puede tener un valor tan bajo como 15°.

El ángulo de fricción de una superficie de discontinuidad rugosa tiene dos componentes: el ángulo de fricción básico del material rocoso ϕ_b y el ángulo de rugosidad debido al entramamiento de las irregularidades de la superficie o asperidades i . Cuando no se considera la cohesión, la resistencia al corte puede ser expresada como:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad (2)$$

Donde σ_n es el esfuerzo normal efectivo sobre el plano de discontinuidad. El ángulo básico de fricción ϕ_b es aproximadamente igual al ángulo de fricción residual ϕ_r .

El ángulo de rugosidad i (en grados) puede ser determinado por la siguiente expresión:

$$i = JRC * \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \quad (3)$$

Donde JRC es el coeficiente de rugosidad de discontinuidad (Joint Roughness Coefficient)

Para valores bajos de esfuerzo normal efectivo, el ángulo de rugosidad estimado en la anterior ecuación puede ser irrealmente grande. Para diseños, se sugiere que $\phi_b + i$ debería estar limitado a 50 ° y JCS / σ_n debería estar en el rango de 3–100 (Wyllie y Mah, 2004).

Por tanto, la resistencia al corte se puede expresar como:

$$\tau = \sigma_n \tan\left(\phi_b + JRC * \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right) \quad (4)$$

Un valor promedio de ϕ_b puede tomarse como 30° (ISRM, 1978). El ángulo de rugosidad i puede ser tan alto como 40° . En las primeras etapas de movimiento a lo largo de los planos de discontinuidad, hay un entramamiento relativamente alto debido a la superficie de rugosidad, con un ángulo de fricción de $\phi + i$. Cuando las asperezas son superadas, el ángulo de rugosidad i disminuye a cero, y el ángulo de fricción alcanza el ángulo de fricción residual.

2.3.5 Tamaño del bloque.

El tamaño del bloque en una masa de roca depende del número familias de discontinuidades, espaciamento, y persistencia que separa los bloques.

El tamaño del bloque se define como el diámetro promedio de una esfera equivalente del mismo volumen. Se cuantifica por el índice de tamaño de bloque I_b , la dimensión promedio de un bloque típico, o el conteo de diaclasas por volumen J_v , el número total de discontinuidades cruzan en una unidad de volumen de masa rocosa.

La designación de calidad de roca, RQD, Rock Quality Designation, (Deere, 1964) también es una medida del tamaño del bloque: cuanto mayor sea el RQD, mayor serán los bloques. En el caso de un sistema de diaclasas ortogonales de tres familias con espaciado de S_1 , S_2 y S_3 , el índice de tamaño de bloque se define de la siguiente manera:

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3} \quad (5)$$

Hay $1/S_1$, $1/S_2$ y $1/S_3$ diaclasas por metro a lo largo de las tres direcciones ortogonales, donde S_1 , S_2 y S_3 están en metros. El conteo de diaclasas por volumen (diaclasas/m³) está definido como la suma del número de diaclasas por metro para cada familia de diaclasa presente, y está dado por:

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \dots + \frac{1}{S_n} \quad (6)$$

La ISRM (1978) sugiere que el RQD y J_v pueden estar relacionados por:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad (7)$$

Para $J_v < 4.5$, RQD se toma como 100% y para $J_v > 30m$ RQD se toma como 0%.

Hudson y Priest (1979) analizaron 7000 valores de espaciamiento de diaclasas medidas en tiza del túnel Chinnor en Inglaterra y propusieron la siguiente relación entre el RQD y la frecuencia media de diaclasamiento λ por unidad de longitud (m):

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (8)$$

Donde λ es el número de diaclasas por metro. En ausencia de la medición del espaciamiento entre diaclasas, puede usarse la ecuación 8 para estimar la frecuencia de las diaclasas y por lo tanto el espacio entre diaclasas.

2.4 Sistemas empíricos de clasificación de rocas

Las clasificaciones del macizo rocoso han sido necesarias para la comunicación del conocimiento y experiencia adquirida por los ingenieros y geólogos en lugares con diversas condiciones geológicas y con diferentes soluciones de sostenimiento y, de esta manera, poder ser útil en nuevos proyectos. Los sistemas de clasificación del macizo rocoso se basan principalmente en un enfoque empírico aproximado y fueron desarrollados como una herramienta de diseño en la ingeniería civil y minera. Tienen por objetivo ordenar y sistematizar los procedimientos de las investigaciones en campo. Sin embargo, no deberían ser utilizadas como sustitutos de los estudios analíticos, las observaciones y mediciones en campo o aportaciones de expertos, sino en conjunción con otras técnicas.

Las clasificaciones más útiles en mecánica de rocas son las denominadas clasificaciones geomecánicas, de las cuales la RMR de Bieniawski y la Q de Barton son las más utilizadas; establecen diferentes grados de calidad del macizo en función de las propiedades de la matriz rocosa y de las discontinuidades, y proporcionan valores estimativos de sus propiedades resistentes globales

2.4.1 Clasificación RMR.

El sistema Rock Mass Rating, RMR, propuesto inicialmente por Bieniawski en 1973, ha sido revisado posteriormente en 1974, 1975, 1976, 1979 y 1989 (Fernández, J.D et al., 2017). Se trata de un índice que evalúa la competencia del macizo rocoso basándose en 6 parámetros: resistencia de la roca intacta, Rock quality designation (RQD), espaciado medio de las discontinuidades (Js), condición de discontinuidades (Jc), condiciones del agua subterránea y corrección por la orientación de discontinuidades

Desde 1973 hasta 1989 los valores asignados a los parámetros y los propios parámetros han variado como se resume en la tabla 6.

Tabla 6. Valoración de los parámetros del sistema RMR en las distintas versiones

Parámetro	1973	1974	1975	1976	1979	1989
Resistencia de la roca intacta	0-10	0-10	0-15	0-15	0-15	0-15
Rock Quality Designation (RQD)	3-16	3-20	3-20	3-20	3-20	3-20
Espaciado entre juntas (Js)	5-30	5-30	5-30	5-30	5-20	5-20
Separación de juntas	1-5					
Continuidad de juntas	0-5					
Acciones climáticas	1-9					
Estados de las juntas (Jc)	-	0-15	0-25	0-25	0-30	0-30
Agua subterránea	2-10	2-10	0-10	0-10	0-15	0-15
Corrección por orientación de discontinuidades	3-15	3-15	0-(-12)	0-(-12)	0-(-12)	0-(-12)

Elaboración propia, fuente Fernández (2017).

Las calificaciones (tabla 8) de los primeros cinco factores se suman para calcular el RMR, que se encuentra en el rango de 0 a 100. El último es un ajuste al RMR considerando si las orientaciones de las discontinuidades son o no favorables con respecto al proyecto. Estos valores son negativos, en el rango de 0 a -60, y son diferentes para túneles, cimientos y taludes.

La determinación de la resistencia de la roca, generalmente requiere un conjunto de pruebas cuidadosas y una preparación de la muestra que conlleva a resultados muy sensibles al método y al estilo de carga. Un índice es útil si las propiedades son reproducibles de un laboratorio a otro y se obtiene a bajo costo. Dicho índice de resistencia se obtiene utilizando la prueba de carga puntual, descrita por Bronch y Franklin (1972). En esta prueba, se carga la muestra de roca entre dos conos de acero, lo que provoca el fallo

por el desarrollo de grietas de tracción paralelas al eje de carga. Los efectos de forma y tamaño son relativamente pequeños y la falla generalmente se da por tensión.

En el aparato de prueba de Bronch y Franklin, la resistencia a la carga puntual está definida mediante el uso de la expresión:

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (8)$$

Donde P es la carga de ruptura y D la distancia entre puntos de carga. La altura de la muestra es al menos 1.4 veces el diámetro.

En la práctica, existe un efecto de resistencia/tamaño, por lo que se debe hacer una corrección para reducir los resultados a un tamaño común. Se ha comprobado que la resistencia de carga puntual llega a un factor de 2 a 3 a medida que se avanza desde núcleos con un diámetro de 10 mm a diámetros de 70 mm; por lo tanto, se requiere la estandarización del tamaño. El índice de carga puntual se registra como la resistencia de carga puntual de un núcleo de 50 mm. Una correlación frecuentemente citada entre el índice de carga puntual y la resistencia a la compresión no confinada es la siguiente:

$$\sigma_c = 24I_{s(50)} \quad (9)$$

Sin embargo, hay una variación muy amplia en el factor y 24 es aplicable en casos particulares.

Donde σ_c es la resistencia a la compresión inconfiada de muestras con una relación longitud a diámetro de 2 a 1, y $I_{s(50)}$ es la resistencia a la carga puntual corregida para un diámetro de 50 mm; sin embargo, la relación puede ser muy inexacta para rocas débiles y debe verificarse mediante estudios especiales de calibración siempre que dicha correlación sea importante en la práctica

La prueba de resistencia de carga puntual es rápida y simple, y se puede hacer en el sitio de la perforación. Los núcleos se rompen, pero no se destruyen, ya que las fracturas producidas tienden a ser limpias, y las roturas se pueden distinguir de las fracturas preexistentes muestreadas por la operación de perforación. Los valores del índice de carga puntual típicos de algunas rocas se muestran en la tabla 7.

Tabla 7. Valores típicos del Índice de Carga Puntual – Broch y Franklin (1972)

Material	Índice de Resistencia de Carga Puntual (MPa)
Arenisca del terciario y arcillolita	0,05-1
Carbón	0,2-2
Limolita	0,25-8
Lodolita, lutita	0,2-8
Rocas de flujo volcánico	3,0-15
Dolomita	6,0-11

Elaboración propia, fuente Goodman (1980).

Los incrementos de calificación por la calidad del núcleo de perforación (representados por RQD) puede variar dependiendo de la orientación de la perforación.

Tabla 8. Evaluación de RMR (Bieniawski, 1989)

A. Parámetros de clasificación

PARAMETRO		RANGO DE VALORES							
1	Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	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	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta				
	Puntuación	6	5	3	1	0			
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

B. 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

C. 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

D. 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 2,5m de vano	30 minutos con 1m de vano
Cohesión	>4 Kp/ cm2	3-4 Kp/ cm2	2-3 Kp/ cm2	1-2 Kp/ cm2	<1 Kp/ cm2
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	Buz 45-90	Buz 20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy buena	100-81	> 4kg/cm ²	>45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm ²	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm ²	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm ²	15°-25°
V	Muy mala	<20	< 1kg/cm ²	<15°

Elaboración propia, fuente Gonzáles de Vallejo (2002).

Frecuentemente, hay más de una familia de discontinuidades presentes en la masa rocosa; la familia de discontinuidades que sea la más crítica para el proyecto debe ser considerada en la asignación de la calificación. Cuanto más espaciamiento hay entre discontinuidades, menor es la deformación dentro de la masa rocosa y por tanto mayor calificación. Cuando hay familias de discontinuidades con espaciados de S_1 , S_2 , S_3 , etc., el espaciado promedio puede ser calculado de la siguiente manera:

$$\frac{1}{S_{prom}} = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots \quad (10)$$

Hudson y Priest (1979) analizaron 7000 valores de espaciamiento de diaclasas medidos en roca de tiza en el túnel Chinnor en Inglaterra y propusieron la siguiente relación entre RQD y la frecuencia articular media λ por unidad de longitud (m):

$$RQD = 100e^{-\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (11)$$

donde λ es el número de diaclasas por metro. En ausencia de mediciones de espaciamiento de diaclasas, la anterior ecuación se puede utilizar para estimar la frecuencia de la diaclasa y, por lo tanto, el espaciamiento de la diaclasa

Para la condición de las discontinuidades, se asignará la calificación para la familia que sea más crítica para el proyecto. En general, el más débil y se debe considerar la familia de diaclasas que sea más lisa.

2.4.1.1 Diseño del soporte a partir del RMR

Una vez se calcula el valor del RMR, puede estimarse la longitud del avance sin sostenimiento, empleando la figura 15.

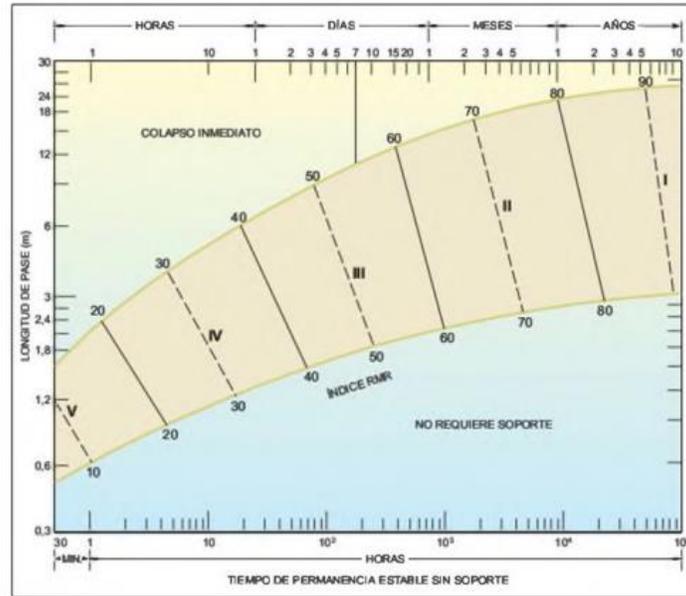


Figura 15. Longitud de pase (Bieniawski 1989). Fuente González de Vallejo (2002)

Igualmente se puede estimar la carga de roca o presión sobre el sostenimiento empleando la expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B \quad (12)$$

donde γ es el peso específico de la roca y B el ancho del túnel.

Los tipos de sostenimientos de acuerdo con el tipo de roca, están definidos en la tabla 9, realizada por Bieniawski para túneles de 10m de ancho.

Tabla 9. Evaluación de RMR (Bieniawski 1989)

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 Avance 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

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máxima tensión vertical 250 kp/cm²

Elaboración propia, fuente González de Vallejo (2002).

2.4.2 Índice de calidad de túneles, sistema Q.

Barton et al. (1974) del Instituto Geotécnico Noruego propuso el Índice de Calidad de Túneles, Tunnelling Quality Index, conocido como Q, un nuevo sistema de clasificación de masas rocosas. El sistema se desarrolló con base en varios casos y el objetivo fue caracterizar la masa rocosa y determinar los requisitos de soporte del túnel. Similar a RMR, el índice de calidad de túnel Q se deriva con base en seis parámetros: el RQD, el número de familia de diaclasas (J_n), el número de rugosidad de diaclasas (J_r), el número de alteración de diaclasa (J_a), el factor de reducción de agua en la diaclasa (J_w), y el estado tensional de la roca (Stress Reduction Factor, SRF).

Esto se define como:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad (13)$$

El índice de calidad de la masa de roca (Q) puede considerarse una función de solo tres parámetros que son medidas aproximadas de:

- a. Tamaño de bloque (RQD / J_n): Representa la estructura general de la masa rocosa y es una medida del tamaño del bloque o el tamaño de la cuña formada por la presencia de diferentes familias de diaclasas. En una masa rocosa dada, la calificación del parámetro J_n podría aumentar con el tamaño del túnel en ciertas situaciones donde se encuentran familias de diaclasas adicionales. Por lo tanto, no es aconsejable utilizar el valor Q obtenido de una pequeña inspección para estimar la presión de soporte en un túnel grande o una caverna. Sería más apropiado para obtener J_n a partir de observaciones del núcleo de perforación o un sondeo.
- b. Resistencia al corte entre bloques (J_r / J_a): Se ha encontrado que tan⁻¹ (J_r / J_a) es una aproximación razonable al ángulo pico de fricción a lo largo de las diaclasas con arcilla (los valores se relacionan en la tabla 10). Este cociente representa la rugosidad y las características de fricción de los lados de la diaclasa o materiales de relleno. Cabe señalar que el valor de J_r / J_a se recopila para la familia de diaclasas más crítica del conjunto, es decir, la familia de diaclasas que sea más desfavorable para la estabilidad de un bloque crítico.
- c. Esfuerzo activo (J_w / SRF): es un factor empírico que describe la "condición de esfuerzo activo". El factor de reducción de tensión SRF, es una medida de: (i) relajamiento en el caso de una excavación a través de zonas de corte y rocas que contienen arcilla, (ii) el esfuerzo en una roca competente y (iii) presión deformación (squeezing) en rocas plásticas incompetentes; y puede considerarse como un parámetro de esfuerzo total. El factor de reducción de agua J_w es una medida de la presión del agua, que tiene un efecto adverso sobre la resistencia al corte de las diaclasas debido a la reducción del esfuerzo normal efectivo.

En la tabla 11 se presenta la evaluación para clasificación Q.

Tabla 10. Estimación del ángulo de fricción interna a partir de los parámetros J_r y J_a

Descripción	J_r	$\tan^{-1}(J_r/J_a)$				
		$J_a=0,75$	$J_a=1,0$	$J_a=2,0$	$J_a=3,0$	$J_a=4,0$
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad		$J_a=0,75$	$J_a=1,0$	$J_a=2,0$	$J_a=3,0$	$J_a=4,0$
A. Diaclasas discontinuas	4,0	79°	76°	63°	53°	45°
B. Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3,0	70°	72°	56°	45°	37°
C. Diaclasas onduladas, lisas	2,0	69°	63°	45°	34°	27°
D. Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5	34°	27°	14°	9,5°	7,1°
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento	J_r	$J_a=4,0$	$J_a=6,0$	$J_a=8,0$	$J_a=12,0$	
A. Diaclasas discontinuas	4,0	45°	34°	27°	18°	
B. Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3,0	37°	27°	21°	14°	
C. Diaclasas onduladas, lisas	2,0	27°	18°	14°	9,5°	
D. Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5	21°	14°	11°	7,1°	
E. Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5	2,1°	14°	11°	7,1°	
F. Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5	7°	4,7°	3,6°	2,4°	
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante	J_r	$J_a=6,0$	$J_a=8,0$	$J_a=12,0$		
Roca fracturada o desintegrada o arcilla	1,0	9,5°	7,1°	4,7°		
Bandas de arcilla o arena limosa	J_r	$J_a=5,0$				
	1,0	11°				
Bandas gruesas continuas de arcilla	J_r	$J_a=10,0$	$J_a=13,0$	$J_a=20,0$		
	1,0	5,7°	4,4°	2,9°		

Elaboración propia. Fuente: Barton et al., (1974)

Tabla 11. Clasificación sistema Q (Barton, 2000).

1. Calidad del testigo RQD		RQD
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100
Notas:		
i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q		
ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión		
2. Índice de diaclasado		J_n
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 más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
I	Roca triturada, terrosa	20
Notas:		
i) En intersecciones de túneles se utiliza la expresión $(3J_n)$		
ii) En las bocas de los túneles se utiliza la expresión $(2J_n)$		
3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		J_r
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad		
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o 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
Nota:		
i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden		
c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1,0
I	Zonas arenosas, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1,0
Notas:		
i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice J_r en una unidad		
ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor $J_r=0,5$		

4. Índice de alteración de las discontinuidades		ϕ_r	J_a
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	-	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1,0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25°-30°	2,0
D	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3,0
E	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4,0
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	4,0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	16°-24°	6,0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	12°-16°	8,0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de J_a depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8-12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
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°-24°	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)	6°-24°	10, 13 ó 13-20
Nota: Los valores expresados para los parámetros J_r y J_a se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg}^{-1}(J_r/J_a)$)			
5. Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua (kg/cm ²)	J_w
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1,0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2,5-10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2,5-10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	>10	0,2-0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	>10	0,1-0,05
Nota:			
i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor de J_w			
ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo			

6. Condiciones tensionales de la roca		SRF		
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando				
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 a excavación ≤ 50 m)			5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50 m)			2,5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)			7,5
E	Zonas de fracturas aisladas en roca competente (libre de arcillas) profundidad de excavación ≤ 50 m)			5,0
F	Zona de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50 m)			2,5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)			5,0
Nota:				
i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación				
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	> 200	$< 0,01$	2,5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0,01-0,3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2	> 1	200-400
Nota:				
i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta 0,75 σ_c ; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomará el valor de 0.5 σ_c . σ_c es la resistencia a la compresión simple σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor σ_t es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad				
ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H)				
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas		σ_t/σ_c		SRF
O	Presión de deformación baja	1-5		5-10
P	Presión de deformación alta	> 5		10-20
Nota:				
i) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{MPa}) \approx 7 Y Q^{1/3}$, donde Y es la densidad de la roca en g/cm^3 (Singh, 1993)				
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua				SRF
R	Presión de expansión baja			5-10
S	Presión de expansión alta			10-15
$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$				

Elaboración propia, fuente González de Vallejo (2002).

2.4.2.1 Diseño de soporte a partir del Q

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

$$\text{Diámetro equivalente del túnel} = \frac{\text{anchura, diámetro o altura (m)}}{\text{ESR}} \quad (14)$$

ESR (Excavation Support Ratio): factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en la tabla 12.

Tabla 12. Valores del índice ESR de la clasificación Q (Barton, 2000).

	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

Elaboración propia, fuente Vallejo (2002).

Los sostenimientos se estiman según se indica en la figura 16.

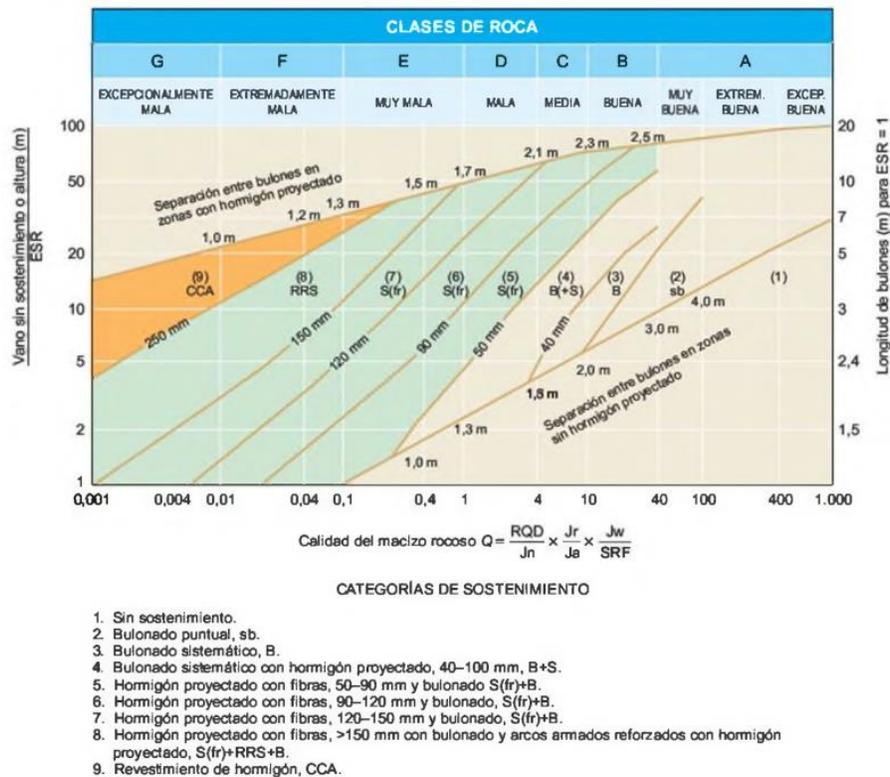


Figura 16. Sostenimiento según el índice Q (Barton, 2000). Fuente González de Vallejo (2002)

El índice Q también permite calcular los siguientes parámetros:

$$\text{Máximo vano sin sostener (longitud de pase)} = 2ESRQ^{0.4} \text{ (m)} \quad (15)$$

Carga de roca sobre clave (P_r en kp/cm²)

$$P_r = \frac{2\sqrt{J_n}}{3J_r\sqrt[3]{Q}} \text{ (para macizos con menos de tres familias de discontinuidades)} \quad (16)$$

$$P_r = \frac{2}{J_r\sqrt[3]{Q}} \text{ (para macizos con al menos de tres familias de discontinuidades)} \quad (17)$$

Carga de roca en hastiales (P_h en kp/cm²)

$$\text{para } Q > 10 \quad P_h = 5Q \quad (18)$$

$$\text{para } 0,1 < Q < 10 \quad P_h = 2,5Q \quad (19)$$

$$\text{para } Q < 0,1 \quad P_h = Q \quad (20)$$

2.4.3 Correlaciones entre RMR y Q

A partir del primer planteamiento de Bieniawski en 1973, se han venido desarrollando diferentes correlaciones entre las dos clasificaciones; las más relevantes se indican en la tabla 13.

Tabla 13. Principales correlaciones establecidas entre el sistema RMR y Q

Autor, año	Proveniencia de los datos	Correlación	R/R ²
Bieniawski 1976	Escandinavia, Sudáfrica, Norteamérica, Europa y Australia	RMR = 9 · lnQ + 44	R = 0,77 R ² = 0,59
	Solo cubre 2 clases de rocas enteras	RMR = 9 · lnQ + 44 ± 18	
Rutledge and Preston, 1978	9 túneles en Nueva Zelanda	RMR = 5,9 · lnQ + 43	R = 0,81 R ² = 0,66
Cameron-Clarke and Budavari, 1981	Túneles en Sudáfrica	RMR = 5 · lnQ + 60,8	Mucha dispersión
Moreno Tallón, 1982	4 túneles en España	RMR = 5,4 · lnQ + 55,2	R = 0,55 R ² = 0,30
Celada Tamames, 1983	España	RMR = 43,89 - 9,19 · lnQ	0
Abad et al., 1983	Minas de carbón	RMR = 10,5 · lnQ + 41,8	R = 0,66 R ² = 0,44
Kaiser et al., 1986	Túnel de Wolverine West	RMR = 6,3 · lnQ + 41,6	0
Sunwo and Hwang, 2001	Distintas litologías en Corea del Sur	RMR = 5,97 · lnQ + 49,5	R = 0,89 R ² = 0,79
Castro-Fresno et al., 2010	Túneles en suelos de baja calidad	RMR = 6,63 · lnQ + 35,53	R = 0,70 R ² = 0,49
Alkorta-Lertxundi and Bernardo-Sanchez, 2010	Túneles de la VSM (Vizcaya, España)	RMR = 5,9 · lnQ + 43	R = 0,89 R ² = 0,79
Alkorta-Lertxundi et al., 2014	Proyecto de túnel en Vizcaya, España	RMR = 6,7 · lnQ + 45,4	R = 0,94 R ² = 0,884
Sayeed and Khanna, 2015	India	RMR = 4,52 · lnQ + 43,6	R = 0,86 R ² = 0,736

Elaboración propia. Fuente Fernández (2017)

2.5 Índice de resistencia geológica GSI

Hoek (1994) y Hoek et al. (1995) introducen el índice de resistencia geológica (geological strength index), GSI, como una herramienta a partir de la recolección de información de campo para incorporar en el criterio de falla de Hoek-Brown. La clasificación GSI fue preparada para abordar dos factores principales que se considera tienen importancia en las propiedades mecánicas de la masa rocosa, es decir, la estructura (formación de bloques) y la condición de las diaclasas.

El propósito original de la carta de GSI fue proveer una guía para la estimación inicial de las propiedades de la masa rocosa. Se ha supuesto que el usuario debe mejorar las

estimaciones iniciales con investigaciones de sitio más detalladas, análisis numéricos y retro análisis del desempeño del túnel o talud para validar o modificar estas estimaciones.

Existe una carta en versión básica del GSI (Hoek y Marinos, 2000), una carta de GSI para rocas sedimentarias deformadas tectónicamente y heterogéneas (Marinos y Hoek, 2001), una versión extendida de esta carta (Marinos, 2017; Marinos y Carter, 2018), adicionalmente una carta de GSI para ofilitas y para rocas molasicas tectónicamente inalteradas (Hoek et al., 2005).

El sistema GSI se basa en la suposición que la masa de roca contiene suficientes discontinuidades orientadas al azar; el comportamiento de la masa rocosa es independiente de la dirección de cargas que se apliquen, por lo tanto, no debe emplearse en masas rocosas en las que hay una orientación estructural o estructuralmente dependen de la inestabilidad gravitacional. En rocas duras a grandes profundidades la estructura de la masa rocosa se aproxima al comportamiento de una roca intacta, por tanto, el valor de GSI no tiene validez.

La selección del caso apropiado en la tabla del GSI no se debe limitar a la similitud visual con los esquemas de la estructura de la masa rocosa.

En el caso de los túneles, el índice debe evaluarse para el volumen de roca implicado en el transporte de cargas, por ejemplo, aproximadamente un diámetro alrededor del túnel en el caso de la dirección del túnel (Marinos, P. et al, 2007).

2.5.1 GSI para rocas metamórficas.

Las rocas metamórficas se clasifican desde ligeramente alteradas (meta-areniscas, meta-conglomerados, etc.), exhibiendo características similares al tipo de roca original hasta rocas completamente fundidas y recristalizadas y/o cizalladas y foliadas. El grado de metamorfismo y cambios en el carácter mineralógico influyen en el m_i (constante de laboratorio en el ensayo triaxial, propia del material), mientras que la foliación y la textura, son intrínsecamente condicionantes de la debilidad (de modo que la roca se rompe y se deteriora a lo largo de dicha estructura, por ejemplo, filitas y esquistos) lo que influye significativamente en los valores del GSI. Por lo tanto, se pueden reconocer dos unidades

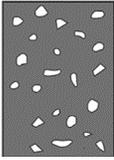
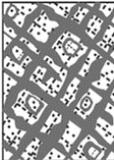
básicas de roca metamórfica desde el punto de vista de las diferencias en las características a partir de una perspectiva del GSI: (i) rocas cristalinas competentes (incluyendo la mayoría de los gneis, cuarcitas y hornfels, etc.) y (ii) rocas esquistosas con textura anisotrópica (incluidos esquistos, pizarras y filitas). (Marinos y Carter 2018).

Haciendo referencia a las rocas que presentan una alta anisotropía, básicamente, cuatro tipos de rocas metamórficas esquistosas tienen importancia para la ingeniería: gneises esquistosos, esquistos, filitas y pizarras.

El GSI puede verse gravemente afectado por la intemperie o la alteración. En la mayoría de los proyectos de construcción, se debe considerar seriamente el impacto que estos procesos naturales de meteorización y alteración pueden tener en la degradación de la calidad del material de roca intacta, resistencia y deformación desde el estado intacto inicial.

Según el grado de meteorización, la condición de la superficie de discontinuidad se vuelve más pobre y el entrelazamiento de los bloques se va perdiendo. La estructura, por otro lado, puede no verse afectada en principio, al menos si la meteorización no es muy avanzada. Las características típicas de la masa rocosa que han sido sujetas a diferentes grados de meteorización se han descrito por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas e Ingeniería de Rocas (International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering), ISRM (1981) y el Grupo de Ingeniería de la Sociedad Geológica de Londres (Anon, 1995) con respecto a ciertos grados (desde rocas frescas, W-I hasta suelo areno arcilloso, W-VI), como se lista a la izquierda de la tabla 14.

Tabla 14. Cambios de resistencia intacta y GSI para grados de meteorización W-1 a grado W-VI. Grados de acuerdo a ISRM (1981) con adiciones después de Stacey y Page (1986)

	Grado de escala (ISRM)	Nombre	Descripción	σ_{ci} Factor de reducción (Posterior a Stacey y Page, 1986)	Notas al GSI
	VI	Suelo residual	Suelo derivado de meteorización in situ (100% suelo) (a partir de grados IV, V)	N/A (asegurarse con ensayos de mecánica de suelos)	N/A (asegurarse con ensayos de mecánica de suelos)
	V	Completamente meteorizado	Todo el material rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo (roca con menos de un 30% de grados I, II, III). La estructura de la masa original es todavía visible. El cizallamiento puede afectar a través de la matriz.	0,001 - 0,004	Area donde el GSI es marginalmente aplicable. La estructura ha sido severamente alterada y el entrelazamiento de los fragmentos se ha perdido. Zonas de arena arcillosa siguen la estructura original y fragmentos de roca no están entrelazados. Las diaclasas tienen una condición muy pobre
	IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del material rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo (30% a 50% roca de grados I, II, III). Hay meteorización severa a lo largo de las superficies. La roca fresca o decolorada está presente ya sea como un entramado discontinuo o como fragmento de roca. El material rocoso es friable. Los fragmentos de roca aún se pueden afectar por el comportamiento al corte de la masa rocosa	0,04	La estructura ha sido altamente alterada y el entrelazamiento de los fragmentos se ha debilitado. Arena y arcilla rellenan las discontinuidades. Las condiciones de las diaclasas son muy pobres. Los GSI varían hacia abajo y hacia la derecha en la carta
	III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del material rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo (50% a 90% de roca de grados I, II, III). Alta a severa meteorización a lo largo de la superficie. La roca está fresca ó decolorada y están presentes ya sea como entramado con discontinuidades o bloques de roca. El material rocoso no es friable. La estructura está cerrada.	0,1	El entrelazamiento entre los fragmentos se ha perdido considerablemente. La capa de meteorización y fragmentos se encuentran relleno las principales discontinuidades (por ejemplo bandas gneissicas) y otras diaclasas. La condición de las diaclasas es pobre. Hay variaciones de GSI a estructura pobre (por ejemplo desde muy fracturada a fracturada/alterada y a la derecha en la carta)
	II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica meteorización del material rocoso y superficies de discontinuidades (>90% de roca de grados I, II, III). Todo el material rocoso puede estar decolorado por meteorización y puede ser algo más frágil que en su condición fresca	0,4	La estructura no está cambiada pero sí la calidad de las superficies de la discontinuidad (se desplaza a la derecha). El GSI es reducido a condición de regular
	I	Roca fresca	No hay signos visibles de meteorización (100% roca); quizá una decoloración leve o superficies de discontinuidad mayores	1,0	Roca fresca generalmente masiva (intacta a muy alterada). Las condiciones de las diaclasas son muy buenas (muy rugosa) a buena (rugosa). Los bloques y las superficies están fuertemente entrelazados. La masa rocosa puede estar más fracturada pero solo en profundidad (a lo largo de una zona de falla) donde no ha habido meteorización. En superficie, una roca fracturada es raramente fresca

Elaboración propia. Fuente Marinos y Carter (2018)

La meteorización mecánica y química de la roca intacta da como resultado no solo cambios en la fábrica de la masa rocosa (por rompimiento in situ en pedazos más pequeños), pero también estos procesos alteran propiedades como σ_{ci} y m_i , como consecuencia del debilitamiento, el entrelazamiento y los enlaces de los granos minerales con el esqueleto de roca. La tabla 14 (Posterior a Stacey y Page, 1986), proporciona una guía para definir estimaciones del grado de reducción de la resistencia de la roca intacta por grado de meteorización. Todos los procesos de meteorización y alteración afectan también las propiedades del material parental (especialmente m_i , σ_{ci} y E_i). Por lo tanto, se recomienda tener precaución siempre si se intenta tomar valores publicados de m_i y valores de resistencia basados en material intacto seco y no meteorizado como los indicados en la tabla 15 o de los listados de Rocdata (Rocscience Inc.), ya que estos podrían inducir un error grave en la evaluación de las condiciones de la masa de roca real.

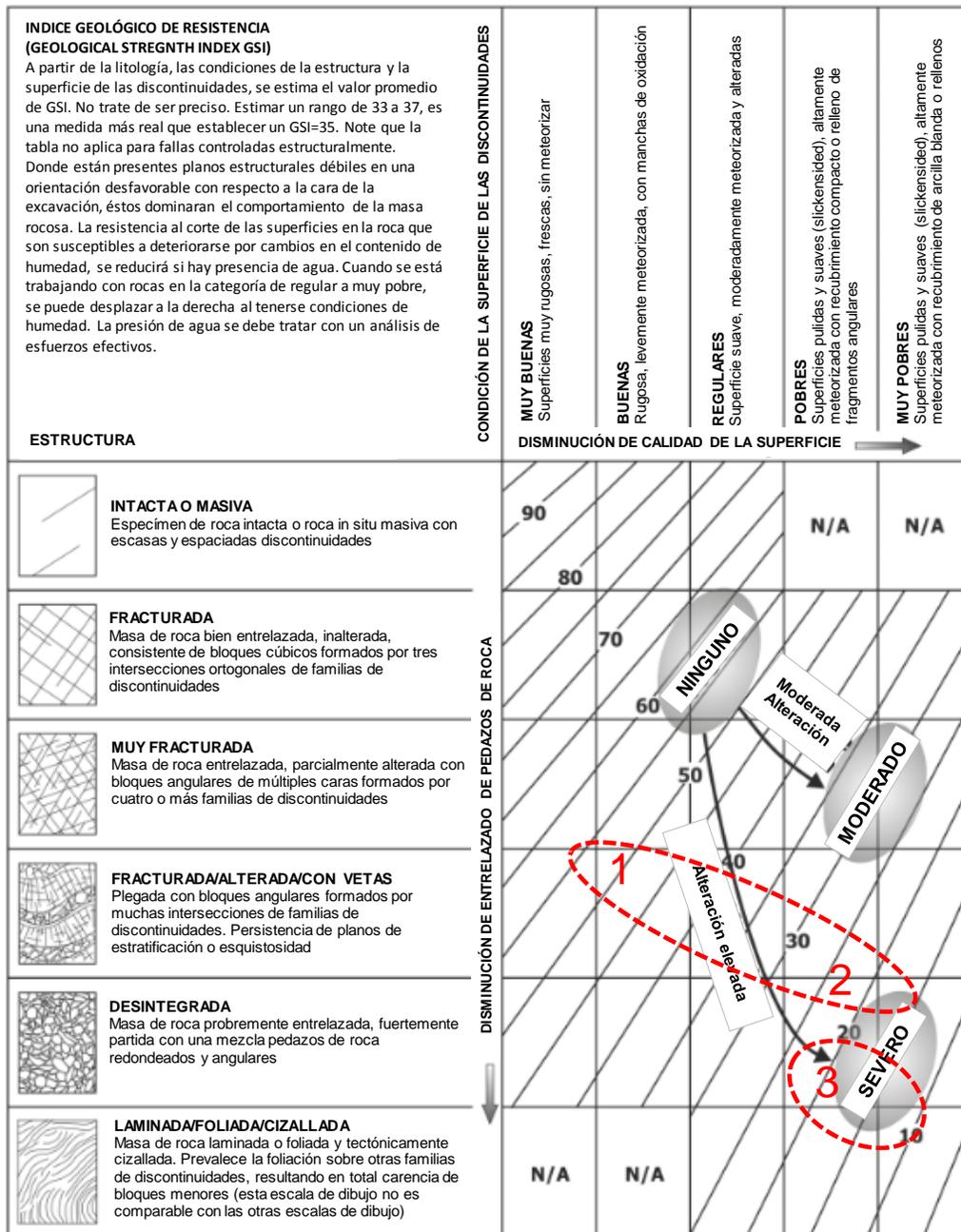
Tabla 15. Valores típicos de σ_{ci} y m_i para rango de rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias (se debe considerar las características del tipo de roca parental)

Valores típicos σ_{ci} (MPa)	Metamórficas	Ígneas			Sedimentarias	m_i
		Intrusivas		Extrusivas (Volcánicas)		
		Félsicas	Máficas			
125 - 250		Grueso (Granito)				31-33
100 - 300	Granular Textura (Granulitas Cuarzo Gneiss)	Medio (Granodiorita Diorita)				28-30
85 - 350	Medio amorfo (Anfibolita Gneiss)		Grueso (Gabro Peridotita) (en Ofiolitas)	Máfico (Basalto) Intermedio (Andesita) Félsico (Riolita)	Grueso (Conglomerado no arcilloso)	25-27
75 - 350	Fina amorfo (Corneana Cuarcita)		Medio (Dolerita/ Diabasa) (en Ofiolitas)		Medio (Arenisca cementada en cuarzo) Arenisca dentro de flysh o molasa/grawaca	17-20
50 - 200	Bandeada Gneisica (Biotítica Gneiss)		Fina (Serpentinita) (en ofiolitas)		Medio carbonatado (Caliza) Arenisca	13-16
30 - 100	Foliada (Esquistos Filita)				Fina, (clástica) (Limolita/ Limolita dentro de flysh o molasa/Toba)	10-12
20 - 60	Fuertemente esquistosa (Esquistos Filita)				Fina, roca calcarea (Tiza/marga y limolita)	7-9
10 - 50	Milonita				Ultrafina (Arcillolita, Lodolita/ Limolita cizallada, Lutita dentro de flysch)	4-6

Elaboración propia. Fuente Marinos y Carter (2018)

De manera similar a la meteorización, los procesos que resultan en la alteración del material rocoso y la masa de la roca también afectan tanto las propiedades de la roca intacta del material como las condiciones de la superficie de la diaclasa, que influyen en el GSI (figura 17). En un estado fresco, las masas de roca inalterada pueden ser bastante masivas, independientemente de la resistencia, generalmente con discontinuidades espaciadas. Por el contrario, incluso las masas de roca levemente a moderadamente alteradas pueden exhibir discontinuidades degradadas significativamente, a menudo con recristalización o slickensided (por ejemplo, a través de la sericitización, siempre que la sericitización no haya afectado completamente la parte intacta del material de la roca).

Para masas de roca sometidas a debilitamiento por alguna alteración, los valores de GSI pueden reducirse considerablemente con la severidad de la alteración. En tales situaciones, la estructura se altera progresivamente (cambiando de fracturada a muy fracturada o incluso a Desintegrada) de acuerdo con el grado de alteración, como se ilustra en la figura 17. Cuando se tectoniza, este proceso de degradación también puede dar lugar a la formación de fábricas esquistosas dentro la masa de roca alterada. Las condiciones de las diaclasas en tales casos son casi siempre *Pobres* a *Muy Pobres* hacia el extremo inferior de la escala GSI, mientras que las propiedades intactas σ_{ci} y m_i también pueden ser considerablemente reducidas. La figura 17 también muestra un indicador para diferentes tipos de esquistos; varían desde esquistos de mica fuertes y esquisto de calcita hasta esquisto clorítico, esquistos de talco y **filitas**. Los planos de esquistosidad persistentes y sus condiciones de superficie generalmente "pobres" restringen el rango de valores GSI.



PRECAUCIÓN

Las áreas indicadas con los números 1, 2 y 3 son indicativas y pueden no ser apropiadas para propósitos de diseño específicos del sitio. No se sugiere usar valores medios para una caracterización indicativa; se recomienda el uso de rangos.

- 1. Dura (p. ej. esquistos de mica, esquistos de calcita)
- 2. Frágil (p. ej. ejemplo esquistos de clorita, filitas)
- 3. Esquistos cizallados

Figura 17. Ejemplo indicativo de una alteración típica o fragilización (p. ej. Procesos de sericitización); rangos comunes de GSI para esquistos. Elaboración propia. Fuente Marinos y Carter (2018).

Algunos estudios realizados por Malkowski en el año 2010, (Bieniawski, 2011) determinan cómo el valor del GSI influye de manera importante en las constantes empíricas m_b y s , así como también en la resistencia del macizo rocoso σ_{cm} . Una variación de 5 puntos en el GSI, de 35 a 40, da como resultado variaciones de un 20% en el parámetro m_b , un 85% en el parámetro s , un 37% en el σ_{cm} y un 33% en el módulo de deformación del macizo E_m .

2.6 Criterio de falla Hoek-Brown

El criterio Hoek-Brown se derivó de los resultados de investigación sobre la falla de roca intacta frágil por Hoek (1965) y en estudios modelo del comportamiento de la masa rocosa diaclasada por Brown (1970). Posteriormente se introduce el criterio de falla no lineal para roca intacta publicado por Hoek y Brown (1980), y el Índice de Resistencia Geológica (geological strength index GSI) como un sistema de caracterización de masa rocosa desarrollado por Hoek (1994) y Hoek et al. (1995), para vincular el criterio de falla a las observaciones de campo de la ingeniería geológica.

El criterio de falla de Hoek-Brown y el GSI asociado han ganado aceptación como herramientas para estimar la resistencia y características de deformación de masas de roca altamente diaclasados. El GSI ha ido ajustando para dar alcance a plegamientos y masas de roca cizalladas tectónicamente en una serie de publicación por Hoek et al. (1998, 2005), Hoek y Marinos (2000), Marinos y Hoek (2000, 2001), Marinos (2017), Marinos et al. (2005) y Marinos y Carter (2018).

La edición 2018 del criterio Hoek y Brown (2019), incorpora todas las modificaciones que se han implementado en los últimos 38 años, basado en experiencias ganadas al aplicar este criterio en problemas prácticos.

El criterio de falla generalizado (Hoek, 1994, y Hoek et al,1995) es bastante popular para estudiar la estabilidad de la masa rocosa en excavaciones subterráneas. En su forma general, el criterio de falla se expresa de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (21)$$

Donde σ_1 es el esfuerzo principal mayor en la falla, σ_3 es el esfuerzo principal menor en la falla y σ_{ci} es la resistencia a la compresión inconfiada. Las constantes s y a dependen de las características de la masa rocosa y están dadas por:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (22)$$

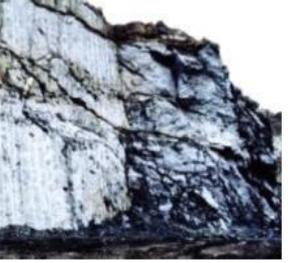
$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (23)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (24)$$

Para roca intacta las constantes del material son m_i , $s=1$ y $a=0,5$; mientras que D es un factor que depende del grado de alteración al cual se someta la masa rocosa por voladura y relajación de esfuerzos; cuando túneles, taludes o cimientos se excavan en macizos rocosos, se produce un alivio de esfuerzos que permite a la roca circundante relajarse y dilatarse. El objetivo de cualquier diseño es controlar esta dilatación y los desplazamientos para minimizar la falla de la roca. Esto se puede lograr mediante una selección cuidadosa de la forma de la excavación, método de excavación y, si es necesario, la instalación de refuerzo y soporte. En muchos casos, el drenaje de la masa rocosa también es un factor importante para mantener la estabilidad de la excavación.

Un error común es suponer que el factor de perturbación D debe aplicarse a toda la masa rocosa en la que se realiza la excavación. Esto dará como resultado un diseño inapropiado extremadamente conservador. La tabla 16 presenta una guía para estimar el factor de perturbación D , tanto en túneles como taludes.

Tabla 16. Guía para la estimación del factor de perturbación D debido a relajación de esfuerzos y daños por explosivos.

Apariencia de la masa rocosa	Descripción de la masa rocosa	Valor sugerido de D
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con rozadora o TBM dando como resultado una mínima alteración de la masa de roca confinada alrededor del túnel. El diseño de voladura para estos túneles está comentado en http://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Chapter-16-Blasting-Damagein-Rock.pdf</p>	<p>D = 0</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizo rocoso de calidad pobre produciendo una mínima alteración del macizo rocoso circundante. Cuando resulten problemas de squeezing con un levantamiento de piso significativo, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, como se muestra en la fotografía.</p>	<p>D = 0 D = 0.5 Sin contrabóveda</p>
	<p>Control deficiente del alineamiento de la perforación, la secuencia del diseño de carga y detonación da como resultado voladuras poco favorables en un túneles de roca dura con daños severos que se extienden 2 o 3 m, en el macizo rocoso circundante.</p>	<p>D = 1,0 en superficies con una disminución lineal de D = 0 a ±2 m dentro del macizo rocoso circundante</p>
	<p>Voladuras a pequeña escala en taludes de ingeniería civil que dan lugar a moderados daños del macizo rocoso cuando se usa voladura controlada, como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. La voladura producida de manera no controlada puede dar como resultado un daño significativo en la cara de la roca</p>	<p>D = 0,5 para voladuras previas o voladura de precorte D = 1,0 para voladura por producción</p>
	<p>En algunos macizos rocosos frágiles, la excavación puede llevarse a cabo con rípiado y empuje. Los daños de los taludes se deben principalmente al alivio de esfuerzos. Taludes de grandes minas a cielo abierto sufren una significativa alteración debido a la alta producción de voladura y alivio de esfuerzos al remover el recubrimiento.</p>	<p>D = 0,7 por efectos de excavación mecánica, daños por reducción de esfuerzos D = 1,0 por voladura de producción Una relación transicional de D incorporando los efectos de relajación de esfuerzos se puede derivar a partir del grado de alteración*</p>

Nota: * Un grado de alteración para taludes a cielo abierto ha sido publicado por Rose et al. (2018)

Elaboración propia. Fuente Hoek y Brown (2018)

Las ecuaciones 22 a 24 se desarrollaron para masas de rocas, con gran número de discontinuidades en donde los bloques de roca intacta se trasladan o rotan en cualquier dirección, no están controlados por la orientación de las discontinuidades, y los esfuerzos de confinamiento son de bajos a moderados.

En la ecuación 21, la resistencia a la compresión no confinada, σ_{ci} , es el parámetro dominante que establece la escala de la curva de falla de resistencia de la masa rocosa en una representación de σ_1 vs σ_3 . Las constantes m_b , s y a definen la forma del trazado curvilíneo en la falla.

Es importante explicar la diferencia entre la resistencia a la compresión inconfined (unconfined compressive strength), σ_{ci} , y la resistencia a la compresión uniaxial (uniaxial compressive strength), UCS de la roca intacta: la UCS generalmente se determina probando varias muestras sin aplicar esfuerzo de confinamiento.

En el desarrollo del criterio Hoek-Brown, se reconoció que incluir unos datos recolectados de resultados de la prueba UCS en una serie de datos de pruebas triaxiales daría lugar a un sesgo significativo en el proceso de ajuste de la curva requerido para determinar las constantes de la ecuación. En consecuencia, se decidió utilizar solo el valor promedio para un conjunto de datos UCS que representan el valor del esfuerzo principal sin ningún esfuerzo de confinamiento. El conjunto de datos triaxiales, incluido este valor promedio, se utilizó en un análisis de regresión para determinar la resistencia a la compresión no confinada, σ_{ci} , y la constante, m_i .

La figura 18 muestra los resultados de una prueba de compresión triaxial sobre limolitas de Indiana (Schwartz 1964) en donde se concluyó que el rango de aplicabilidad del criterio Hoek-Brown está determinado por la transición de falla por corte a dúctil aproximadamente $\sigma_1 = 4,0 \sigma_3$. Posteriormente Mogi (1966), investigó que esta transición en un rango amplio de rocas y encontró que en promedio la transición está definida por $\sigma_1 = 3,4 \sigma_3$. Esta guía es usada para la presión máxima de confinamiento para pruebas triaxiales en roca intacta.

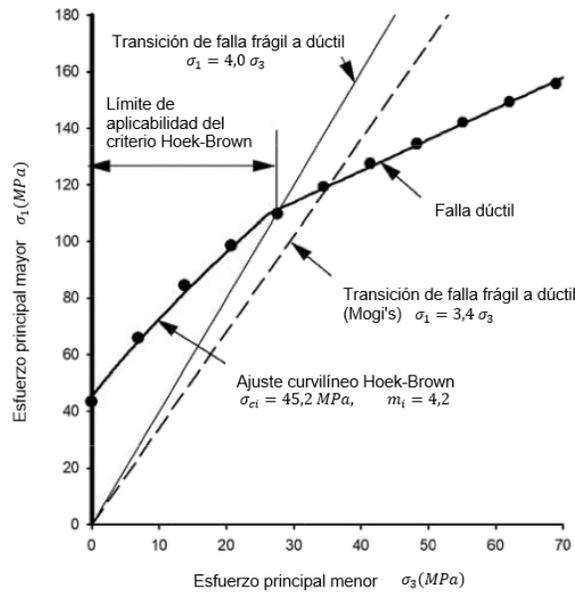


Figura 18. Límite de aplicabilidad del criterio Hoek-Brown y para máxima presión de confinamiento en pruebas triaxiales sobre limolita de Indiana. Elaboración propia. Fuente Hoek y Brown (2018).

Para esfuerzos traccionales ($\sigma_3 < 0$) no se aplica el criterio de Hoek-Brown. La solución más efectiva ha sido propuesta por la teoría de Griffith, que fue propuesta por Fairhurst (1964), y que se puede generalizar en términos de la relación entre resistencia a la compresión y tracción, σ_{ci}/σ_t como se muestra:

(1) Si $w(w - 2)\sigma_3 + \sigma_1 \leq 0$, la falla ocurre cuando $\sigma_3 = \sigma_t$

(2) Si $w(w - 2)\sigma_3 + \sigma_1 > 0$, la falla ocurre cuando:

$$\sigma_1 = \frac{(2\sigma_3 - A\sigma_t) + \sqrt{(A\sigma_t - 2\sigma_3)^2 - 4(\sigma_3^2 + A\sigma_t\sigma_3 + 2AB\sigma_t^2)}}{2} \quad (25)$$

Donde:

$$A = 2(w - 1)^2, \quad B = \left(\frac{w - 1}{2}\right)^2 - 1, \quad w = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{|\sigma_t|} + 1}$$

En la figura 19 se presenta una solución efectiva para determinar la envolvente de falla con una tensión por corte (tensile cutt-off), basada en el criterio generalizado de Griffith propuesto por Fairhurst (1964) como una solución efectiva.

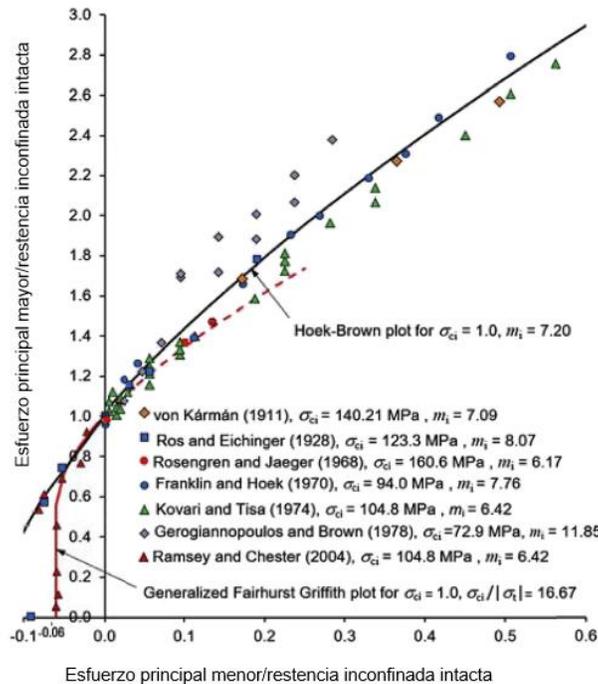


Figura 19. Gráfico sin dimensiones de datos de prueba triaxiales para mármol de Carrara que muestra el uso de la teoría generalizada de Griffith (1921, 1924) para la falla por tracción y el criterio de Hoek-Brown para la falla de corte. Elaboración propia. Fuente Hoek (2018).

Otras pruebas triaxiales con resultados confiables realizadas por Ramsey y Chester (2004) y Bobich (2005), incluyeron pruebas de tracción directa. Como medida intermedia, se propuso una aproximación como la relación entre la compresión y la resistencia a tracción, $\frac{\sigma_{ci}}{|\sigma_t|}$, y el parámetro m_i de Hoek-Brown:

$$\frac{\sigma_{ci}}{|\sigma_t|} = 0,8m_i + 7 \quad (26)$$

La anterior ecuación se basa en el análisis de datos que contienen valores de resistencia a tracción realizados por diferentes autores en granito, arenisca, dolomita mármol y cuarcita.

Para definir la envolvente de falla Hoek-Brown con tensión cutt-of, solo se necesitan dos variables que son la resistencia a la compresión inconfiada de la roca intacta, σ_{ci} , y el parámetro del material, m_i . Para roca intacta dura, el parámetro s siempre es igual a 1,0 y la constante $a \approx 0,5$.

Se debe tener en cuenta que la prueba brasileña, en la cual la falla de tracción es inducida al centro de una muestra de disco cargada diametralmente, no es una prueba de tracción directa aceptable para incluir en el análisis como se describió anteriormente. Debido a la compleja distribución de esfuerzos y la influencia de las concentraciones de esfuerzos en los puntos de carga, el cálculo de la resistencia a la tracción requiere una corrección significativa (Perras y Diederichs, 2014). En el mejor de los casos, la prueba brasileña puede registrarse como una prueba de índice que debe ser calibrada contra las pruebas de tracción directa para cada tipo de roca.

El criterio Hoek-Brown solo es aplicable para esfuerzos de confinamiento dentro del rango definido por $\sigma_3 = 0$ y la transición de corte a falla dúctil.

Puede surgir un caso en el que el criterio Hoek-Brown no se aplica cuando la roca masiva se encuentra en un estado de confinamiento relativamente alto, igualmente cuando roca dura masiva a moderadamente diaclasada con altos valores de GSI.

El criterio de falla de Hoek-Brown se desarrolla asumiendo el comportamiento isotrópico de la roca intacta y la masa rocosa. Por lo tanto, funciona bien para especímenes de rocas intactas, así como para masas de rocas con diaclasas espaciadas de manera que se puede suponer la isotropía. En situaciones en las que la estructura que se analiza y los tamaños de bloque son del mismo orden en tamaño, o en situaciones con discontinuidades débiles específicas, no se debe aplicar el criterio de falla de Hoek-Brown.

Además de la estimación de la resistencia de roca intacta y de la masa rocosa, el análisis del comportamiento de un talud, cimiento o túnel también requiere una estimación del módulo de deformación de la masa rocosa en la que se excavan estas estructuras. Hoek y Diederichs (2006), utilizando una base de datos de mediciones del módulo de deformación de la masa rocosa de proyectos en China (incluido Taiwán), propusieron la siguiente ecuación para estimar el módulo de la masa rocosa:

$$E_{rm} = E_i \left\{ 0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right\} \quad (27)$$

Donde E_i es el módulo de deformación de la roca intacta (MPa). Si no es posible disponer de valores E_i de ensayos de laboratorio, se recomienda usar el valor del módulo de rotura (MR) que propone Deere (1968). Igualmente, si no se dispone del módulo de deformación de la roca intacta, también se puede usar una alternativa para el cálculo del módulo de la masa rocosa E_{rm} (MPa) propuesto por Hoek y Diederichs (2006):

$$E_{rm} = 10^5 \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75+25D-GSI}{11}}} \quad (28)$$

La figura 20 presenta un diagrama de flujo con el punto de partida para determinar las propiedades de la roca intacta. Esto implica pruebas de laboratorio uniaxiales y triaxiales en muestras de núcleos de rocas cuidadosamente recolectadas y preparadas.

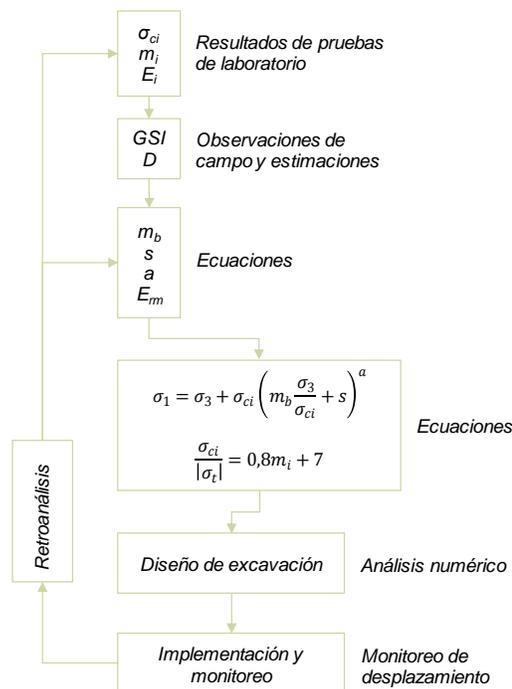


Figura 20. Diagrama de flujo para determinar las propiedades de la roca intacta. Elaboración propia. Fuente Hoek y Brown (2018).

Se debe asumir que los especímenes de roca intacta son homogéneos e isotrópicos y que los valores de la resistencia a la compresión inconfiada, σ_{ci} , y que la constante m_i son representativos de la roca intacta en los bloques de la masa rocosa. Estas suposiciones no son siempre válidas ya que, en muchas masas rocosas, defectos como venas, microfracturas, y meteorización o componentes alterados pueden reducir la resistencia de la roca intacta. Idealmente las pruebas deberían llevarse a cabo sobre grandes especímenes para incluir secciones representativas con estos defectos, pero la recolección y preparación de estos, puede ser un desafío.

Day et al. (2012) presenta en la figura 21 cómo influye el tamaño en la determinación del GSI. El punto de partida es un núcleo de roca intacta que se puede utilizar para determinar el GSI ya que presenta defectos como micro-fracturas, y venas; la reducción de la resistencia de la roca intacta por este método debe llevarse a cabo con cuidado para evitar la penalización excesiva de la resistencia de la masa de roca.

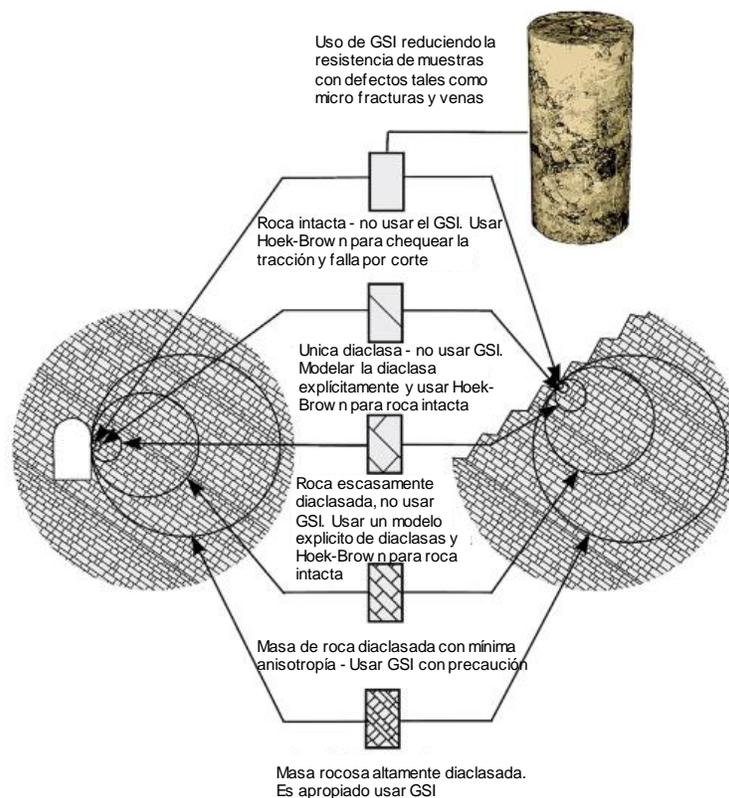


Figura 21. Efecto del tamaño en caracterización de masas rocosas Hoek-Brown 1980. Elaboración propia. Fuente Hoek y Brown (2018).

2.7 Resistencia a la compresión inconfiada en rocas anisotrópicas

En rocas anisotrópicas y foliadas como pizarras, esquistos y filitas, el comportamiento está dominado por planos de debilidad, clivaje o esquistosidad, por lo cual se presentan dificultades particulares en la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial.

Como ejemplo se hace mención al túnel hidráulico de Yacambú-Quibor en el estado de Lara en Venezuela con una longitud de 23,3 km, que se puso en servicio en julio de 2008 después de cumplirse 32 años para su terminación por problemas técnicos, financieros, contractuales y políticos.

El túnel Yacambú-Quibor tenía un componente crítico para la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial de las piezas intactas de roca. En el caso de la filita gráfita, resultó difícil llegar a un consenso sobre cómo debía estimarse dicha resistencia; la mayoría de los geólogos en el proyecto sugerían asignar valores muy bajos de 5 a 15 MPa considerando la mala apariencia de la masa rocosa y la naturaleza esbelta de la superficie, sin embargo, los análisis posteriores del comportamiento del túnel sugirieron que este valor debería estar más cerca de 50 MPa. Pruebas de compresión uniaxiales en especímenes orientados de una filita gráfita venezolana similar (Salcedo, 1983) dieron los resultados presentados en la figura 22. Se encontró un UCS máximo de aproximadamente 100 MPa para las muestras analizadas con esquistosidad normal a la carga, y también se obtuvo un mínimo de aproximadamente 15 MPa para las pruebas en muestras con esquistosidad inclinada a aproximadamente 30° con relación a la dirección de carga. Estos resultados son típicos para esquistosidades altas.

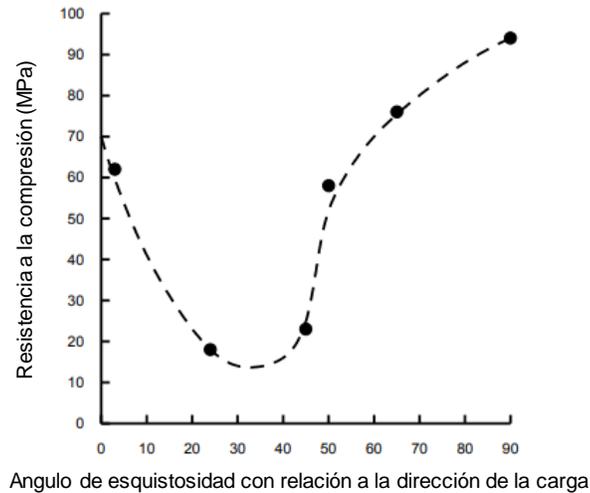


Figura 22. Influencia de la dirección de carga en la resistencia de la filita gráfita probada por Salcedo (1983). Elaboración propia. Fuente Hoek y Guevara (2009).

Al decidir el valor de la resistencia a la compresión inconfiada para las rocas foliadas, se debe tomar una decisión sobre si utilizar la resistencia a la compresión uniaxial más alta o más baja obtenida de los resultados como los que se muestran en la figura 22. La composición mineral, el tamaño de grano, el grado de metamorfismo y la historia tectónica juegan un papel en la determinación de las características de la masa rocosa.

2.8 Resistencia de la masa rocosa

La falla se inicia en el límite de una excavación cuando la resistencia a la compresión uniaxial de la masa rocosa es excedida por los esfuerzos inducidos en el contorno. La falla se propaga desde este punto de inicio en un campo de esfuerzo biaxial y eventualmente se estabiliza cuando la resistencia local es más grande que la resistencia inducida por los esfuerzos σ_1 y σ_3 .

Para excavaciones subterráneas, en las cuales la zona de falla no se extiende hasta la superficie, se emplea la expresión:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_o} \right)^{-0,94} \quad (29)$$

Donde σ'_{3max} es el límite superior del esfuerzo de confinamiento (Hoek-Brown y Mohr-Coulomb), σ'_{cm} es la resistencia de la masa rocosa y $\sigma_o=YH$ (Y es el peso unitario de la masa rocosa y H la profundidad del túnel bajo la superficie). Los resultados de los estudios para túneles profundos se presentan en la figura 23.

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4 + s}\right)^{a-1}}{2(1 + a)(2 + a)} \quad (30)$$

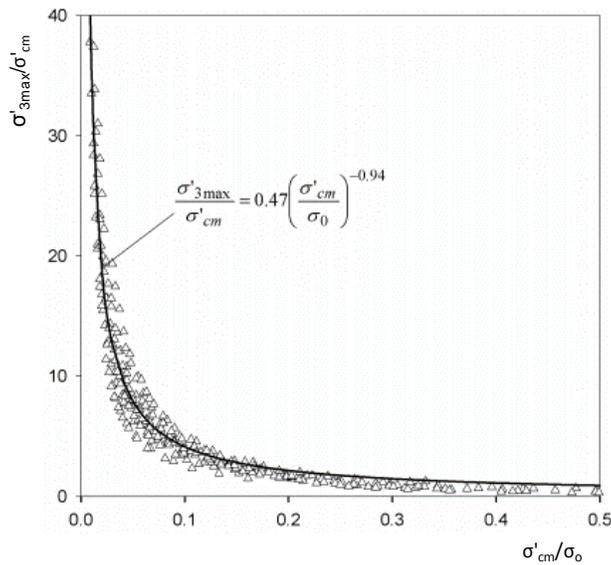


Figura 23. Relación a partir del cálculo de σ'_{3max} para equivalentes Mohr-Coulomb y parámetros Hoek-Brown en túneles. Fuente Hoek-Brown (2002).

Capítulo 3

Túneles

3.1 Métodos constructivos de túneles

La construcción y el diseño de un túnel requieren la aplicación de tecnologías y técnicas adecuadas. La selección del método apropiado para la excavación del túnel se basa principalmente en la experiencia de campo más que en los cálculos del conocimiento teórico, debido a un terreno de variable condición y, sin embargo, no hay otra regla distinta o adecuada para ello. La selección del método para la construcción del túnel depende de varios factores como profundidad del túnel, forma del túnel, longitud del túnel, diámetro del túnel, condiciones del agua subterránea presente, uso tuneladoras para la excavación de túneles, que respalde la logística y la gestión adecuada del riesgo. Los tipos de métodos de construcción de túneles se pueden agrupar como se muestra a continuación en la figura 24.

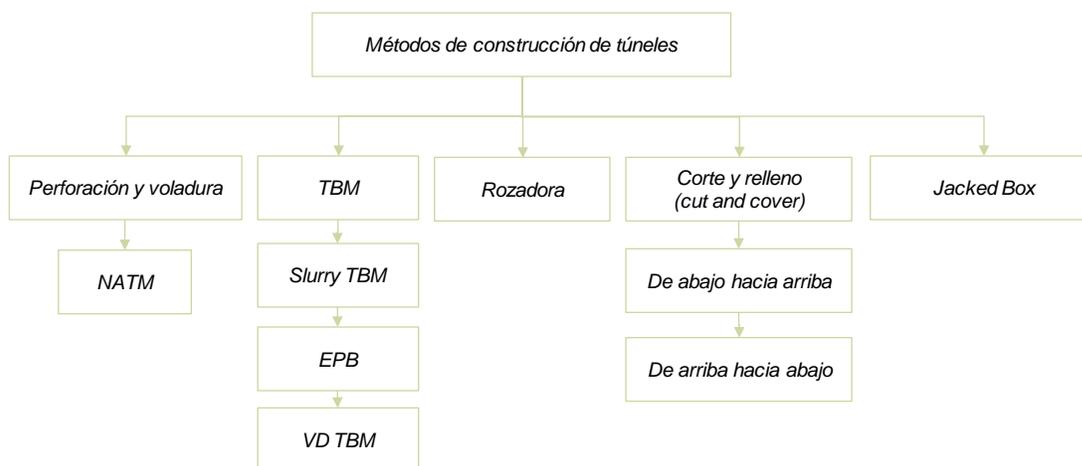


Figura 24. Muestra los diferentes tipos de construcción de túneles TBM=Tunnel Boring Machine, EPB=Earth Pressure Balance, VD-TBM= Variable Density Tunnel Boring Machine, NATM= New Austrian Tunnelling Method (Nuevo Método Austriaco). Elaboración propia

3.2 Nuevo Método Austriaco NATM

Entre los años 1957 y 1965 Ladislaus von Rabcewicz, Leopold Muller y Franz Pacher propusieron el nuevo método austriaco (NATM New Austrian Tunnelling Method). Este método se basa en la idea de estabilizar el túnel usando la resistencia de la masa rocosa y examinando el comportamiento de la construcción subterránea durante la construcción.

Los principios que constituyen el NATM, se refieren en: publicación Tunnels & Tunnelling (1990), Will (1989), Brown (1990), Wallis (1995), ICE (1996), HSE (1996), Bowers (1997), Fowell & Bowers, (1998) y se resumen así: preservar la resistencia del suelo o roca, movilizar la resistencia mediante deformación controlada, colocación de soporte primario consistente en pernos, anclajes y una delgada capa de concreto lanzado, realizar el cierre del anillo en un tiempo que depende de las condiciones de la roca o suelo, llevar a cabo pruebas de laboratorio y monitoreo de la deformación de los soportes y el terreno, reaccionar durante la construcción ante cualquier problema, los tramos no soportados deben ser de corta longitud.

El sistema de soporte propuesto por Rabcewicz y Golser (1973) debe considerar un arco de roca cerrado con hormigón proyectado, que puede ser reforzado con arcos y un arco interno de hormigón que se colocará una vez el arco exterior alcance el equilibrio.

La relación entre el terreno alterado alrededor de la cavidad, “protective zone” y la capacidad del soporte “skin resistance” se establece matemáticamente como:

$$p_i = -c \cot \phi + p_o [c \cot \phi + (1 - \text{sen}\phi)] \frac{r^{\left(\frac{2\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi}\right)}}{R} \quad (31)$$

Omitiendo la cohesión:

$$p_i = p_o [1 - \text{sen}\phi] \frac{r^{\left(\frac{2\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi}\right)}}{R} = np_o \quad (32)$$

Los valores de n se dan como una función de p_o y ϕ . Asumiendo que no hay zona protegida con $r=R$, la abertura alcanza el equilibrio sin deformación. La fórmula indicada anteriormente está de acuerdo con la distribución de esfuerzos después que se ha hecho una cavidad como se ilustra en la figura 25.

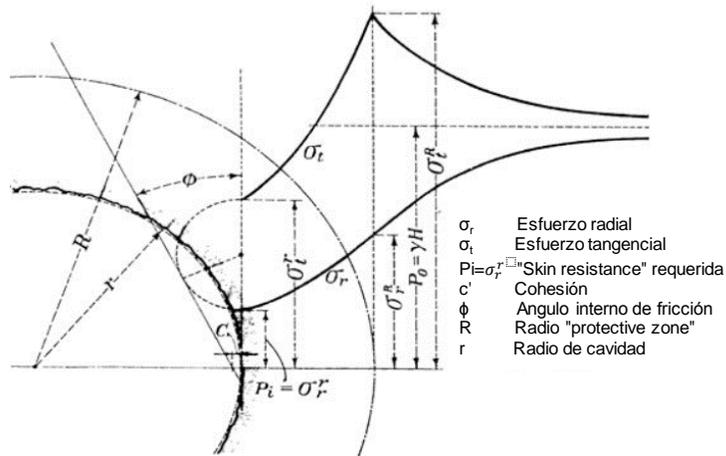


Figura 25. Distribución de esfuerzos alrededor de una cavidad bajo presión hidrostática (modificado de Kastner, citada por Rabcewicz 1964). Fuente Karakus y Fowell (2004)

La curva de reacción de terreno (figura 26) muestra la interacción roca/soporte y la deformación en el tiempo. Esto provee una herramienta idealizada de la rigidez del soporte y tiempo de instalación. Cuando se elige un soporte más rígido (como se muestra en 2), llevará una carga mayor porque la masa de roca alrededor de la excavación no se ha deformado lo suficiente como para equilibrar las tensiones. Por lo tanto, el factor de seguridad disminuirá bruscamente. Después del punto C, el comportamiento del terreno se vuelve no lineal. Si el soporte (1) se instala después de un cierto desplazamiento (punto A), entonces el sistema alcanza el equilibrio con una carga menor en el soporte. Un soporte menos rígido provoca la deformación requerida. El soporte de roca no debe ser ni demasiado rígido ni demasiado flexible. Después del punto B, "pérdida", la presión de soporte requerida para detener la pérdida aumenta considerablemente. Sin embargo, si el soporte se aplica en el momento adecuado para la deformación correcta, la presión del soporte toma el valor mínimo en este punto.

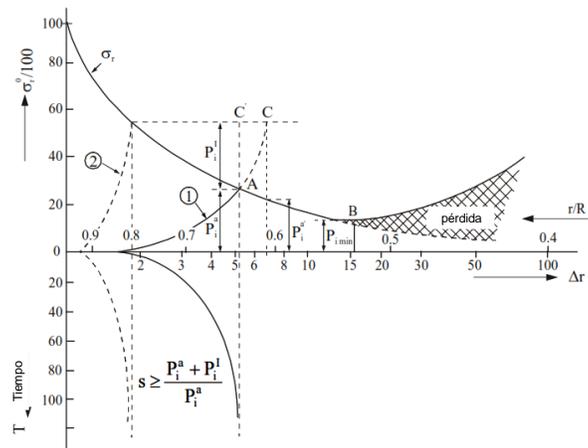


Figura 26. Curva de reacción soporte-terreno (modificado de Pacher 1975, citada por Rabcewicz y Golser 1973). Fuente Karakus y Fowell (2004).

3.3 Medición del estado de esfuerzos

Los métodos numéricos en ingeniería de rocas son una herramienta para determinar el estado tenso-deformacional del macizo rocoso, y la interacción entre el macizo y estructura, sin embargo, existe una complejidad para calibrar los diferentes métodos o modelos de cálculo. Normalmente cuando se determinan los parámetros de la masa rocosa, se parte de las clasificaciones geomecánicas (RMR, Q, GSI) siendo empíricas de uso extendido y sencillas al aplicar, pero ninguna clasificación ha sido verificada por medidas de presión en el sostenimiento real del túnel, por tanto, son un sistema estándar general.

3.3.1 Medición directa

Los métodos actuales para medición de estado de esfuerzos en la masa rocosa son CSIR Doorstoper (célula biaxial), USBM Deformation gage (célula biaxial), LNEC Triaxial Solid Inclusion Cell (célula triaxial), CSIRO Triaxial Hollow Inclusion Cell (célula triaxial), flat jack o gato plano, fractura hidráulica o Rigid Inclusion-stressmeter, posteriormente se realizan cálculos numéricos.

3.3.2 Esfuerzos in situ y resistencia

La roca en profundidad está sujeta a esfuerzos resultantes del peso de los estratos suprayacentes y de esfuerzos de origen tectónico. Cuando se excava en la roca, el campo de esfuerzos se ve interrumpido localmente y se induce un nuevo conjunto de esfuerzos en la roca alrededor de la excavación. El conocimiento de las magnitudes y direcciones de los esfuerzos in situ e inducidas son un componente esencial del diseño de la excavación subterránea, ya que, en muchos casos, se excede la resistencia de la roca y la inestabilidad resultante puede tener serias consecuencias en el comportamiento de las excavaciones

La primera aproximación para medición de esfuerzos in situ está dada por $\sigma_v = \gamma z$, donde σ_v es el esfuerzo vertical, γ el peso unitario de la roca suprayacente y z la profundidad bajo la superficie.

Los esfuerzos horizontales son más difíciles de estimar que los verticales. Normalmente la relación de esfuerzo horizontal y vertical se denota como $\sigma_h = k_0 \sigma_v$, donde $k_0 = \nu / (1 - \nu)$, donde, ν , es la relación de Poisson y cuando se considera que no hubo deformación lateral durante la formación de las capas suprayacentes.

En rocas, los esfuerzos horizontales son a menudo mayores que los esfuerzos verticales. Además de los esfuerzos in situ dentro de la masa rocosa, los esfuerzos también son inducidos por actividades tectónicas, erosión y otros factores geológicos. La relación (k_0) del esfuerzo normal horizontal σ_h al esfuerzo normal vertical σ_v es generalmente mayor que σ_1 y puede ser tan alta como σ_3 a poca profundidad. Con una variabilidad tan amplia, el esfuerzo horizontal nunca debe estimarse. El valor de k_0 es más pequeño con el incremento de la profundidad. Las variaciones de los valores de k_0 derivadas de las mediciones in situ en todo el mundo se representan en función de la profundidad en la figura 27. Las dos líneas discontinuas muestran los límites inferior y superior para k_0 a cualquier profundidad.

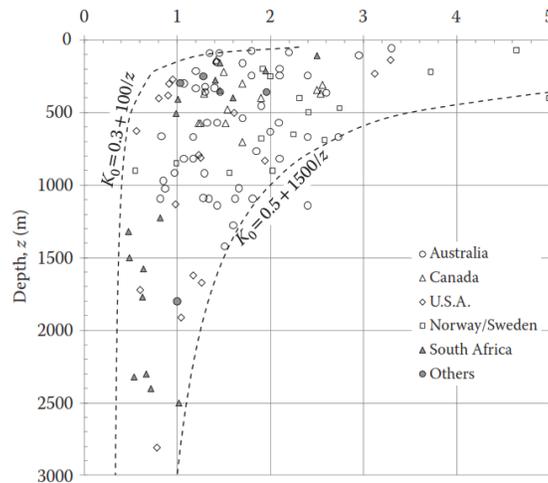


Figura 27. Datos de medidas in situ; K_0 con la profundidad. Fuente Hoek y Brown (1980). Sheorey (1994), incorporó el módulo de deformación horizontal (E_h). La tendencia y las estimaciones encajan bien con las de Hoek y Brown (1980).

$$k_0 = 0.25 + 7 E_h \text{ (GPa)} \left(0.001 + \frac{1}{z \text{ (m)}} \right) \quad (33)$$

3.3.3 Geología estructural y orientación de esfuerzos

Se pueden estimar los esfuerzos principales con el análisis de datos de rumbo y buzamiento de familias de diaclasas medidas en los afloramientos, teniendo en cuenta que las diaclasas se encuentran cerradas y que no están paralelas a la foliación o estratificación, con el fin de agruparlas para generar posibles superficies de falla (figura 28). Posteriormente se puede estimar la dirección de esfuerzos principales que actúan a través de una combinación de pares de superficies de fallas conjugadas (Bongiorno et al., 2011)

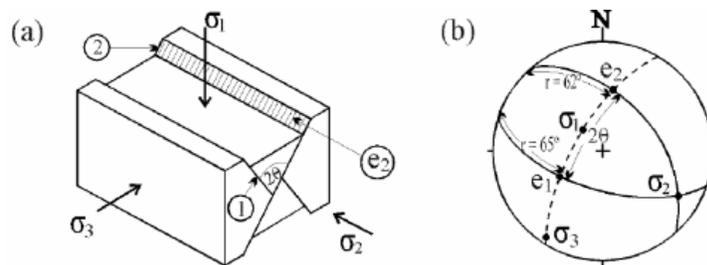


Figura 28. (a) Orientación de los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 respecto de dos fallas conjugadas (1) y (2), que forman un ángulo 2θ . (b) Representación en Red de Schmidt (hemisferio inferior) del esquema señalado en (a). (e1) corresponde a la estría de la falla (1). (e2) corresponde a la estría de la falla (2). Fuente Niemeyer (1999).

3.3.4 Mapa de esfuerzos en el mundo WSM

El proyecto de Mapa de Esfuerzos en el Mundo (Word Stress Map, WSM), fue completado en julio de 1992 e involucró a más de 30 científicos de 18 países y se llevó a cabo bajo los auspicios de International Lithosphere Project (Zoback, 1992). El objetivo del proyecto era compilar una base de datos de esfuerzos tectónicos actuales. El WSM es ahora mantenido y extendido por el Geophysical Institute of Karlsruhe University como una fuente del proyecto de Heidelberg Academy of Sciences and Humanities. La versión 2016 del mapa contiene aproximadamente 42.870 registros de datos dentro de los 40 km superiores de la corteza terrestre que pueden ser descargados por internet accediendo a www.world-stress-map.org.

3.4 Soporte y refuerzo en túneles

En la mayoría de los túneles en roca, la deformación y, por lo tanto, la estabilidad del túnel se controla mediante una combinación de sistemas de refuerzo y soporte. El refuerzo consiste en pernos o cables (poco usados en Colombia) que modifican las propiedades de la masa de roca de la misma manera que lo hace el refuerzo en el concreto. Los sistemas de soporte generalmente involucran conjuntos de acero o vigas de celosía (lattice girders) embebidos en hormigón proyectado, arcos metálicos flexible, ventanas en arcos deslizantes para facilitar la deformación controlada, enfilajes, entre otros.

Existen algunas recomendaciones sobre cómo evaluar el factor de seguridad de un túnel o la aceptabilidad de un diseño como manuales de la FHWA-US Corps of Engineers, el Eurocodigo, recomendaciones de la ITA, manual CFE de México entre otras, sin embargo, el juicio y la experiencia de ingeniería juegan un papel muy importante en el diseño de refuerzo y revestimientos de túneles. El diseñador de túneles también puede hacer uso de sistemas de clasificación de túneles (Barton et al, 1974, Bieniawski, 1973), pautas empíricas generales y el asesoramiento de consultores experimentados en túneles.

Uno de los factores técnicos que controla la elección de qué método utilizar es la estabilidad del frente en un túnel. Cuando los esfuerzos en la masa rocosa alrededor del túnel exceden la resistencia de la masa rocosa, se forma una zona de falla o una zona "plástica" alrededor

del túnel; esto es, cuando el radio de la zona plástica alrededor de un túnel excede el doble del radio del túnel, la zona de falla alrededor del túnel interactúa con la roca fallada delante del frente del túnel para formar una zona plástica continua en forma de bala. Esta zona plástica tridimensional se vuelve cada vez más difícil de estabilizar a medida que aumenta la relación entre el esfuerzo y la resistencia de la masa de roca disponible. Lunardi (2008) analizó la colocación de un pre acondicionamiento (p.ej. pernos en fibra de vidrio) en el frente de la excavación para evitar la inestabilidad.

Hoek et al. (2000) revisaron un análisis tridimensional para simular de manera más completa el proceso mecánico de excavación e instalación de refuerzo detrás del frente de un túnel. En ese ejercicio, se consideraron 15 etapas de excavación que conducen a una longitud total de avance secuencial de 30 metros. La figura 27 representa los contornos de la magnitud resultante de los desplazamientos en esta etapa. Tanto la extensión de la zona plástica como los desplazamientos resultantes en el frente, cuando no se consideran pernos de fibra de vidrio, son al menos el doble de los valores mostrados en la figura 29.

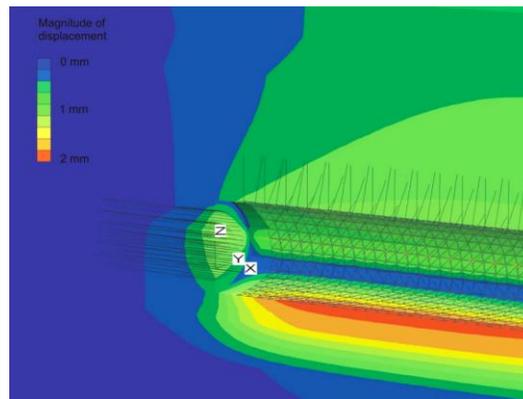


Figura 29. Representación de contorno y magnitud de desplazamiento para la última etapa de excavación. Fuente Hoek et al. (2000).

El siguiente paso consistió en determinar el punto en el cual se coloca el soporte en el túnel; se usó un modelo bidimensional de Rock Support para simular el túnel tridimensionalmente. Esto se realizó determinando la curva de reacción del terreno y reduciendo la presión interna del soporte o reduciendo progresivamente el módulo de deformación.

Las condiciones de carga deben ser evaluada por una revisión cuidadosa y sistemática de las influencias geológicas y de construcción. Es importante que la evaluación de las cargas

del suelo y los detalles estructurales se coordinen para seleccionar un factor de seguridad. En los cálculos de capacidad de soporte se puede utilizar la compresión uniaxial y la resistencia a la tensión del concreto lanzado y calculando una gama de factores de seguridad.

Para estudiar la respuesta del sistema de soporte a la secuencia de excavación y consecuentes deformaciones del túnel, la figura 30 presenta un conjunto de diagramas de capacidad de soporte. Los pernos son parte del sistema de soporte ya que actúan como refuerzo y alteran las propiedades de la masa rocosa alrededor del túnel; estos pernos ayudan a estabilizar el arco de roca y el soporte del concreto lanzado.

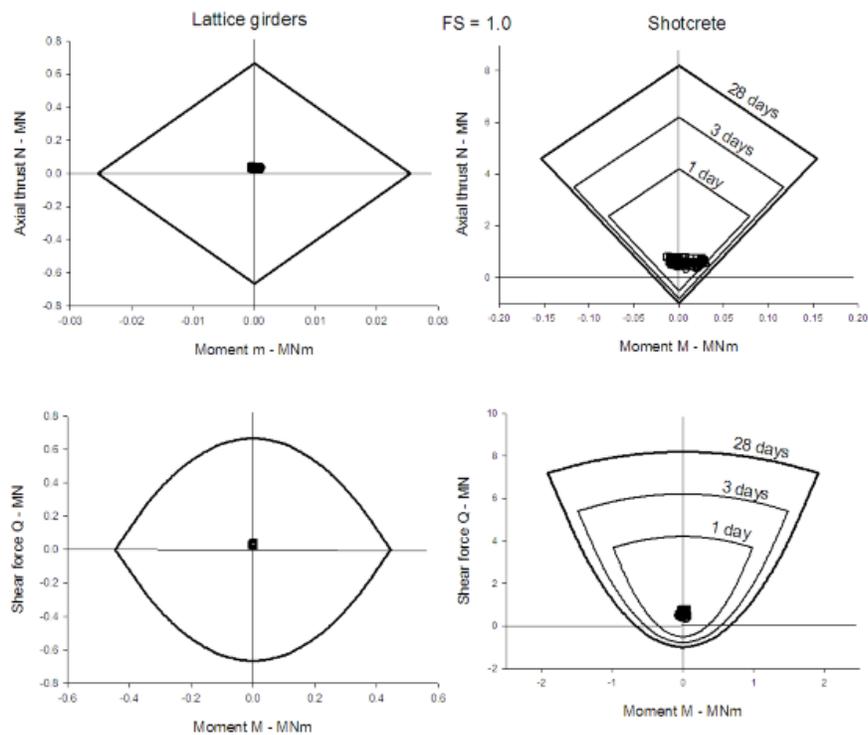


Figura 30. Diagramas de capacidad de soporte para un revestimiento de hormigón proyectado de 20 cm, reforzado con 3 barras lattice girders. Fuente Hoek et al (2000)

3.4.1 Presoportes

Los elementos de pre esfuerzo más utilizados en estabilización de frente de excavación son los enfilajes, pernos en fibra de vidrio e inyecciones.

Los enfilajes son elementos estructurales sub horizontales que se perforan en el terreno hacia el frente de avance, y generalmente se inyectan. Se emplean en terrenos de baja calidad para dar sostenimiento encima del frente de excavación y reducir las deformaciones.

Los enfilajes en tubos de acero soportan mediante flexión parte de la sobrecarga y limitan la expansión de la plastificación por encima de la cara del túnel (Oke, et al. 2014). El refuerzo del terreno en zona de avance genera una redistribución de esfuerzos diferente por delante del frente de excavación y alrededor del túnel, por lo tanto, se reduce el radio de plastificación y la deformación delante y detrás del frente.

Los enfilajes funcionan como elementos tipo viga con un sistema de apoyo intermedio entre una viga simplemente apoyada y una doblemente empotrada

La parte interna del tubo y el espacio entre el acero y el terreno se rellena con inyección de lechada de cemento a una presión determinada. La colocación de estos elementos se hace obteniendo superficies aproximadamente troncocónicas de semiángulo pequeño y eje prácticamente paralelo al del túnel.

La resistencia de piel $N_{t,Rd}$ es la resistencia estructural del enfilaje y se puede calcular como si fuera un micropilote sometido a esfuerzos de tracción o máxima capacidad que se le puede asignar como elemento estructural frente a este tipo de esfuerzos mediante la expresión:

$$N_{t,Rd} = (A_s f_{sd} + A_a f_{yd}) * 1/1.1 \quad (34)$$

Donde A_s es la sección total de las barras corrugadas de acero y f_{sd} es la resistencia de cálculo del acero de las barras corrugadas (en caso de micropilotes).

La resistencia de cálculo del acero de la armadura tubular f_{yd} se calcula como:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (35)$$

En la anterior expresión, f_y es el límite elástico del acero de la armadura tubular (tabla 17), γ_a es el coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular ($\gamma_a = 1.15$)

Tabla 17. Límite elástico de los aceros para las armaduras tubulares, f_y

Designación UNE EN 10027	Límite Elástico f_y (MPa)
S235	235
S275	275
S355	355
S420	420
S460	460

Elaboración propia. Fuente: Ministerio de Fomento (2005)

A_a es la sección de cálculo de la armadura tubular del acero

$$A_a = \frac{\pi}{4} ((d_e - 2r_e)^2 - d_i^2) F_{u,t} \quad (36)$$

Donde d_e es el diámetro exterior nominal de la armadura tubular, r_e es la reducción de espesor de la armadura por efecto de corrosión (tabla 18), d_i es el diámetro interior nominal de la armadura tubular, $F_{u,t}$ es el coeficiente de minoración del área de la armadura tubular (tabla 19) en función del tiempo de unión (tracción).

Tabla 18. Reducción de espesor de armadura por efectos de la corrosión, r_e (mm)

Tipo de terreno	Vida útil requerida al micropilote (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	-	0.30	0.60	0.90	1.20
Suelos naturales contaminados o suelos	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Suelos naturales agresivos (turberas,	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
Rellenos no agresivos sin compactar	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas,	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

Elaboración propia. Fuente: Ministerio de Fomento (2005)

Tabla 19. Coeficiente $F_{u,t}$

Tipo de unión	$F_{u,t}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	1
De rosca machiembada con sección ensanchada	
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0.5

Elaboración propia. Fuente: Ministerio de Fomento (2005)

Los parámetros de interacción entre el presoporte y el suelo deben ser bien seleccionados, especialmente el parámetro de rigidez. Itasca (2009), sugiere que estos parámetros de interacción deben obtenerse a partir de pruebas de laboratorio, sin embargo, si las pruebas de laboratorio no son posibles, como en el caso de la mayoría de investigaciones, el parámetro de rigidez puede ser aproximado por el método introducido por St. John y Van Dillen (1983). Un cálculo razonable para el parámetro de rigidez acorde a Itasca (2009) se puede obtener mediante la expresión:

$$k = \frac{2\pi G}{10 \ln\left(1 + \frac{2t_a}{\phi_{fp}}\right)} \quad (37)$$

Donde G es el módulo de corte del material circundante (generalmente lechada), t_a es el grosor del anillo, y ϕ_{fp} el diámetro externo del presoporte (figura 31).

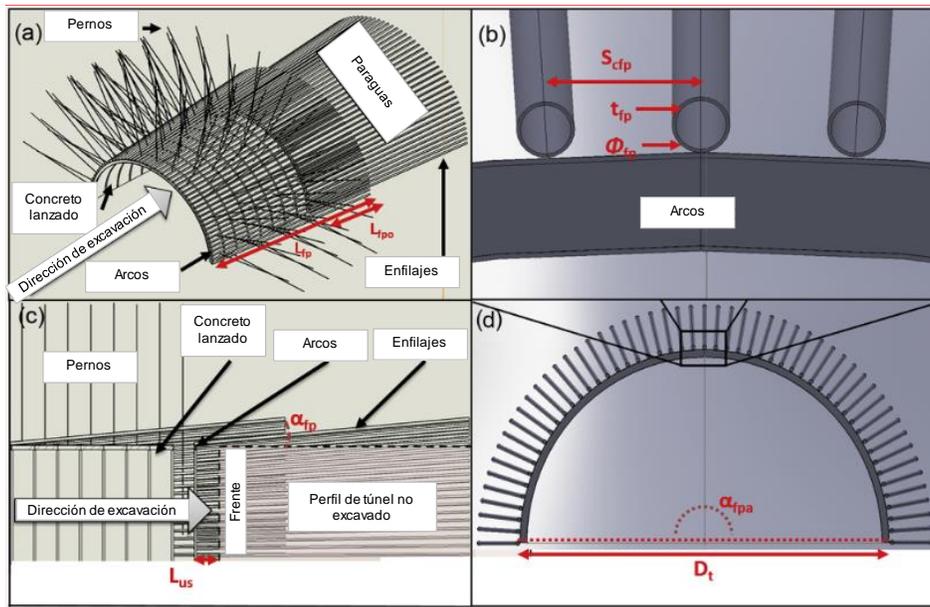


Figura 31. Disposición estructural del sistema de soporte temporal del arco paraguas con elementos de enfilaje. (a) Vista del soporte oblicuo diseño. (b) Vista de (d) (c) Vista de perfil del diseño de soporte (d) Vista en sección transversal. Fuente Oke et al (2014)

Además, esta simplificación tiene un factor multiplicador de 10 que ayuda a explicar el desplazamiento relativo, esto ocurre entre el elemento estructural y la superficie del tubo (el anillo). Itasca (2009) sugirió como regla general que el parámetro de rigidez se establezca en 10 veces la rigidez equivalente de la zona circundante rígida con un valor de $m=1$. La rigidez en la zona circundante será siempre la del elemento de presoporte y se puede determinar por la expresión:

$$k = 10^m E_f \quad (38)$$

Siendo m la rigidez multiplicadora y E_f el módulo de elasticidad del elemento de presoporte.

La identificación del parámetro de rigidez correcto es esencial. Si el parámetro de rigidez seleccionado es demasiado bajo, la deformación de la masa de roca está más allá de la del elemento de soporte, sin capturar las verdaderas interacciones. Por el contrario, si el parámetro de rigidez es demasiado grande, es posible una inestabilidad numérica. La inestabilidad numérica es el resultado de los criterios de falla de la conexión de interacción resultando constantemente en fallas con cualquier leve movimiento de la malla numérica alrededor del elemento estructural.

Capítulo 4

Túnel 1 UF1

4.1 Descripción del proyecto

El proyecto Túnel 1, se ubica dentro de la Unidad Funcional 1 (UF-1) del tercer tercio de la carretera Bogotá – Villavicencio, que inicia en el estribo Bogotá del puente Chirajara y culmina a la altura de la quebrada Susumuco (PR 69 de la carretera actual) proyecto de Concesión Vial Chiraraja –Fundadores, actualmente en construcción con cinco unidades funcionales en total (figura 32). El proyecto está a cargo de la Concesionaria Vial Andina COVIANDINA, EDL SAS y cuya interventoría es realizada por el Consorcio Metroandina.

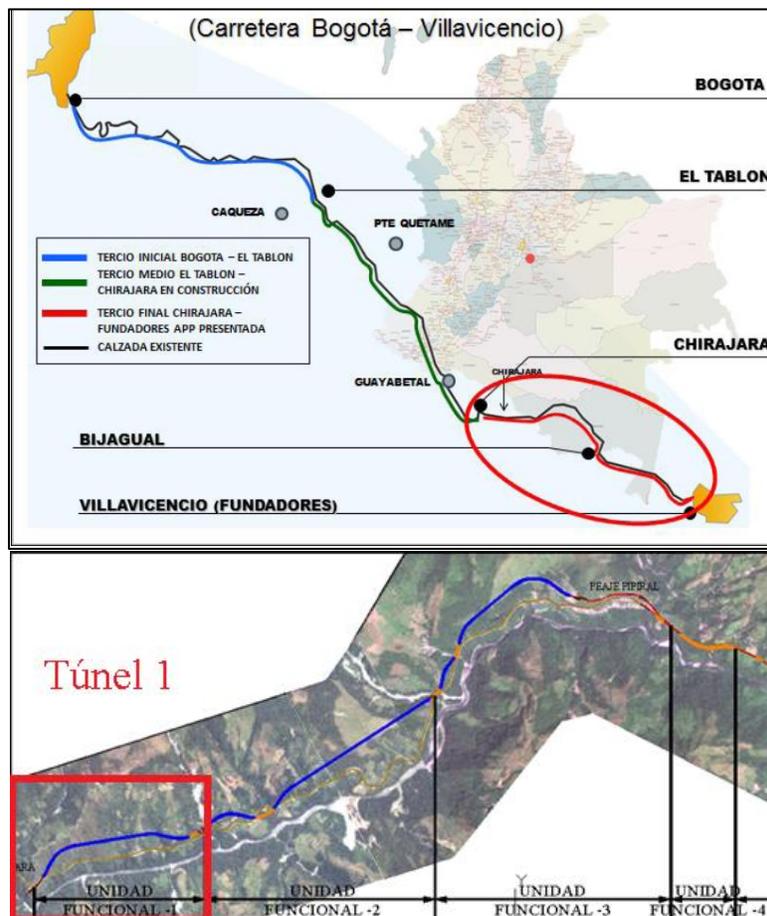


Figura 32. Ubicación del proyecto UF-1. Fuente Consorcio Metroandina

El Túnel 1 inicia en el portal de entrada Bogotá en la abscisa K61+217 con un túnel falso de 20 m, luego un túnel efectivo de 1.930 m desde el K61+237 hasta el K63+167 y finaliza con la construcción de un túnel falso en el portal Villavicencio con una longitud de 3 m hasta el K63+170. Está a una altitud promedio de 1.040 msnm, y como características principales tiene una pendiente de 1,8%, sección transversal de 100 m², tres nichos (dos de parqueo y uno eléctrico), dos galerías de emergencia localizadas en el K62+006 y K62+695 y su trazado es casi paralelo a la vía actual.

4.2 Estudios en etapa de diseño

4.2.1 Geología regional

El proyecto está en un sector en el que se encuentran las cuencas de la quebrada Caridad y uno de sus afluentes, que entregan sus aguas en la margen izquierda del río Negro – Guayuriba. La zona tiene una complejidad geológica y tectónica con evidencias de procesos neotectónicos. Afloran rocas de edades del Precámbrico (700 m.a) hasta el Neógeno (2,58 m.a) y depósitos cuaternarios. Hay presencia de fallas geológicas y lineamientos que han fracturado la roca lo que incrementa la velocidad de meteorización y la susceptibilidad a procesos de inestabilidad.

El sector del estudio presenta una topografía montañosa escarpada que se distribuye en cotas de 650 a 1300 msnm, en el trazado del túnel en la abscisa K62+500 se presentan en superficie depósitos de ladera de edad cuaternaria (Qc).

La totalidad del Túnel 1 atraviesa una unidad geológica que corresponde a filitas grises y verdes de resistencia media en superficie, con pequeñas intercalaciones de cuarcitas, que se asignan a la formación filitas y cuarcitas de Guayabetal. La parte superficial del terreno, en casi su totalidad, está cubierta por un manto de depósitos de ladera con espesor no cartografiable; se trata un depósito coluvial clastosoportado, inconsolidado, integrado por fragmentos angulosos de rocas provenientes de la parte superior de la ladera, de la misma naturaleza que la roca del basamento, esencialmente filitas de color gris oscuro y verde y ocasionalmente cuarcitas. Los espesores cartografiables pueden variar entre 10 y 20 m. El tamaño de los cantos promedia los 15 cm, sin embargo, es usual que aparezcan fragmentos

de mayor tamaño, hasta de 40 cm. La matriz es arenosa a arenolimsa y en ocasiones, cuando existe mucha humedad, limoarcillosa.

En general el grado de meteorización de los afloramientos de filitas es moderado en los primeros metros de profundidad registrados en las perforaciones y en profundidad el grado de meteorización es ligero (figura 33).

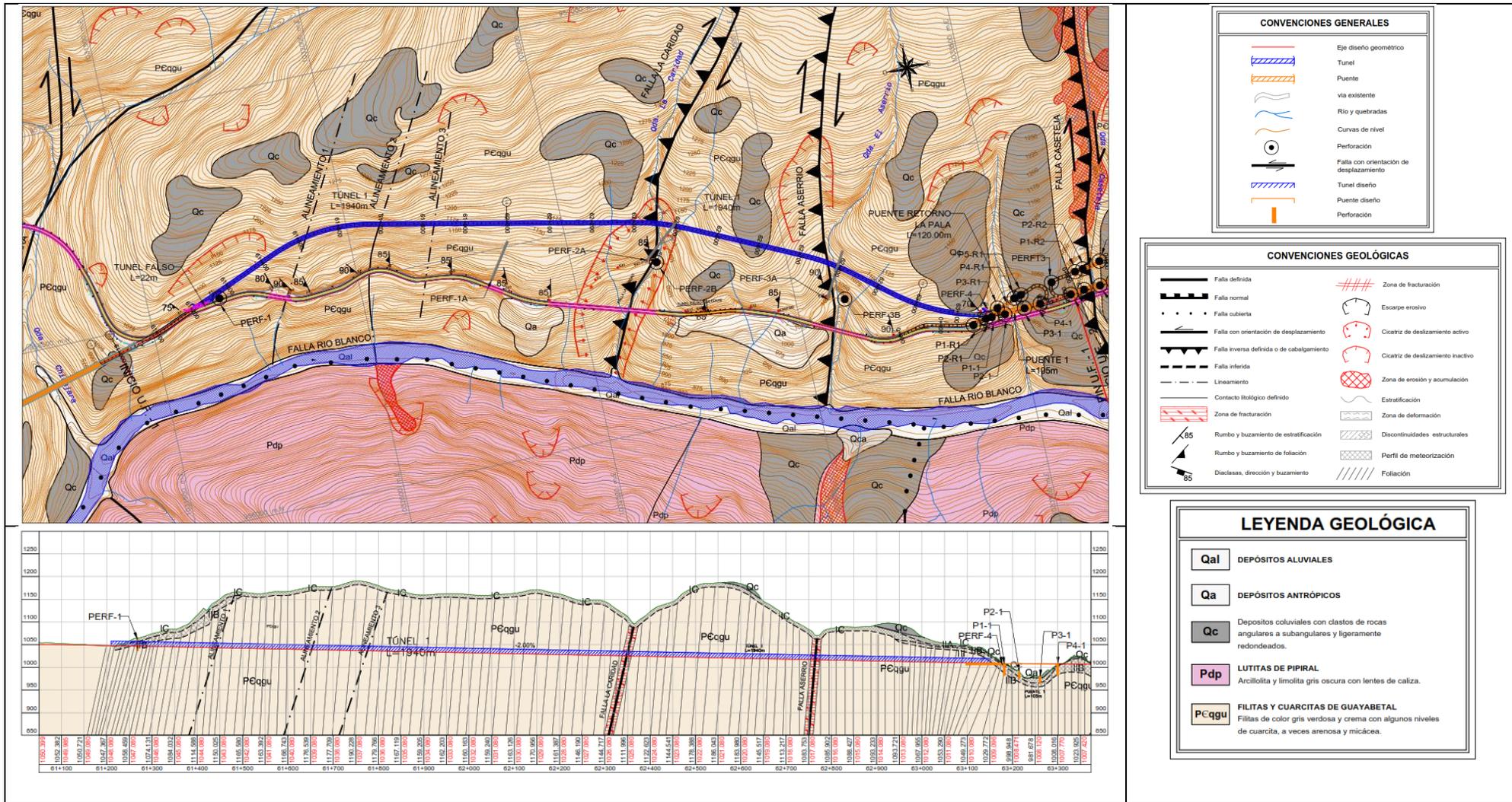


Figura 33. Planta geológica y perfil geológico Túnel 1. Fuente Consorcio Metroandina

4.2.2 Estratigrafía

4.2.2.1 *Metaconglomerados y filitas de Susumuco (PCqsu)*

Se componen de cuarcitas de grano grueso, color blanco, metaconglomerados constituidos por fragmentos de cuarzo, filitas y esquistos y una secuencia de filitas moradas. Se observa esta Formación desde La Falla de Susumuco hasta Caño Seco. Esta formación tiene un espesor aproximado de 1.500 m.

4.2.2.2 *Filitas y cuarcitas del Guayabetal (PCqgu)*

Están constituidas por cuarcitas de grano fino, de color gris azulado y filitas verdosas, micáceas de textura lepidoblástica, con moscovita, biotita, circón, apatito y turmalina. Esta formación tiene aproximadamente 2.000 m de espesor, dentro de las facies de esquistos verdes. En el sector de Chirajara hasta Susumuco, afloran filitas grises y verdes así como cuarcitas de grano medio o fino de color gris azulado y filitas verdosas.

4.2.2.3 *Formación arenisca de Gutiérrez (Pdg)*

Hace parte del grupo Farallones; se presenta en capas de conglomerados que incluye clastos de cuarzo con espesores variables entre 10 y 60 m, a los que suprayacen 150 m de lutitas, y a éstas cerca de 650 m de areniscas. Sus características litológicas y paleontológicas indican un ambiente de depósito marino de aguas poco profundas.

4.2.2.4 *Depósitos Cuaternarios*

Entre la quebrada Pipiral y la quebrada Susumuco, se distinguen tres tipos de depósitos pobremente consolidados:

Terrazas aluviales antiguas (Qt): se componen principalmente de bloques redondeados, gravas y arenas, que forman terrazas diferenciables. Las terrazas más importantes están en la zona cerca de la Quebrada Susumuco, desde Pipiralito a Pipiral al sur de la Falla de Servitá. Alcanza varios centenares de metros de extensión y con profundidades importantes.

Depósitos de ladera (Qc/Qd): por acción de la gravedad y por las condiciones de topografía, morfología y denudación, ocurre con mucha frecuencia la caída y arrastre de bloques y masas de materiales hacia el piedemonte, los cuales en general se conocen como depósitos de ladera (o coluviones) y están conformados por bloques angulares de gran tamaño mezclados con fragmentos de menor tamaño hasta finos, sin cohesión lo que genera amenaza al deslizamiento.

Depósitos aluviales (Qal): Corresponde a depósitos recientes de los cauces de la mayoría de corrientes producto del retrabajamiento continuo de las orillas, causado por cambios entre aguas altas y bajas. Los mejores depósitos aluviales recientes están restringidos a los cauces de los ríos mayores tales como el Guatiquía y Guayuriba.

4.2.3 Geología estructural

El túnel se encuentra afectado por un sistema de fallas de tipo inverso de dirección N-E, como la falla La Caridad y la falla Aserrío. Otra discontinuidad son las foliaciones de las rocas metamórficas que se orientan perpendicular al eje del túnel.

La falla la Caridad es de tipo inverso con una dirección N 30° E y buzamiento variable de 45° al W. Presenta una zona de falla de unos 80 a 100 m con ocasionales estrías de fricción y bloques rocosos rotos y sueltos.

La falla Aserrío tiene una dirección tectónica hacia el norte la cual varía entre N 30° E a N 10° W. y buzamiento al W. Es una falla inversa de carácter compresivo que ha afectado las rocas en unos 15 m a lado y lado, en promedio.

4.2.4 Geomorfología regional

La zona de influencia del Sistema vial Bogotá – Villavicencio, para el sector del Puente Chirajara, Puente Caridad y Villavicencio, está enmarcada dentro de dos grandes provincias geomorfológicas: el flanco oriental de la Cordillera Oriental y la Cuenca Sedimentaria de la Orinoquía, dentro paisaje del denominado Piedemonte Llanero, en la morfogeoestructura correspondiente al Sistema montañoso orogénico Andino.

La mayor parte de este flanco o vertiente oriental de la Cordillera Oriental corresponde a un relieve montañoso integrado a un cinturón rocoso tectonizado, intensamente deformado, que cuenta con varios pulsos de levantamiento, el cual hacia el oriente da paso y es la fuente de materiales de la cuenca sedimentaria activa de la Llanura de la Orinoquía Colombiana.

Específicamente para el sector de las Quebradas: Chirajara, Caridad y Susumuco entre otras, se aprecian geoformas de origen estructural ligadas íntimamente a importantes procesos tectónicos regionales, conformadas por amplias escamas rocosas foliadas debido al metamorfismo regional y con evidencias de sobreimposición de diversos eventos de plegamiento fallamiento producto del sometimiento a esfuerzos compresivos, con posteriores fases extensivas, durante un lapso de tiempo no menor a los últimos 60 millones de años.

Se trata de un relieve abrupto de drenaje profundo donde se identifican innumerables ríos y quebradas con Valles altos y estrechos en forma de V, con una topografía fuerte, escarpada y quebrada, con pendientes y contrapendientes estructurales de alto ángulo generalmente mayores a 50 grados, enmarcados en cadenas montañosas de alturas superiores a los 3.600 metros sobre el nivel del mar.

Adicionalmente a las expresiones geomorfológicas de origen estructural propias del sector Chirajara – Susumuco, también son comunes en la región las geoformas de origen fluvial – fluvio-glaciar con espesos depósitos aterrazados en sistemas de llanuras de inundación y rellenos sedimentarios sobre las antiguas depresiones topográficas, así como las numerosas geoformas de abanicos fluviales – fluvio-glaciares y mesetas disectadas de origen combinado fluvio-glaciar, normalmente afectadas por procesos neotectónicos.

4.2.5 Consideraciones tectónicas y estructurales

La zona de estudio se encuentra localizada en una franja de alta complejidad tectónica, donde se presentan variados estilos estructurales íntimamente ligados a los sistemas de fallas inversas con componentes de rumbo que se han desarrollado a lo largo de esta franja del piedemonte llanero; adicionalmente se muestran zonas con desarrollo de pliegues anticlinales y sinclinales, con intenso fracturamiento como resultado de las altas tasas de deformación que se presentan en el área, generando también zonas de fallas locales muchas de ellas en el sentido de la foliación, las cuales generan procesos de inestabilidad y movimientos de grandes bloques rocosos.

4.2.6 Geomorfología local

El sector de la quebrada Caridad se enmarca dentro de una unidad geomorfológica generada por fenómenos denudacionales como consecuencia posterior al levantamiento de la cordillera, en intensas fases de deformación compresional con evidentes procesos de fallamiento y plegamiento, que han generado un relieve abrupto moldeado por procesos erosivos que han denudado el relieve hasta el presente.

La quebrada Caridad forma un valle estrecho y profundo en V, con dirección NNE-SSW que cae al río Negro en su ladera Norte, su perfil longitudinal es de alta pendiente con procesos inminentes de profundización e incisión recientes, a su vez controlados por las zonas de falla - fractura que alinea la quebrada Caridad.

En cuanto a procesos de remoción la desfavorabilidad de la disposición de los sets de fracturas ampliamente analizados genera desprendimiento de materiales, movimientos de bloques o prismas sobre superficies de reactivación y relevo de las mismas fracturas en ángulos combinados ente 15 – 20 grados y 50 a 60 grados, potenciados por fracturas subverticales abiertas que son caminos abiertos para la infiltración de aguas superficiales, que generan importantes presiones de poros entre los planos de discontinuidades, además del efecto de meteorización en las diaclasas.

4.2.7 Condiciones de flujo

Las condiciones del flujo subterráneo del túnel 1 están compuestas por el acuífero de depósitos de ladera o coluvial (Qc) y el acuífero de capas de filitas y cuarcitas de Guayabeta. Los acuíferos están asociados al cauce de las principales corrientes superficiales de las quebradas Chirajara, Caridad, Aserrío, Caseteja y la Pala.

El acuífero depósitos de ladera o coluvial (Qc) es de tipo libre de baja producción, continuo en su extensión. Litológicamente se compone de bloques, cantos y gravas de diversos tamaños en matriz areno arcillosa, con espesores de 10 a 20 cm aproximadamente.

Hidrogeológicamente, la recarga directa generada a este depósito es producida por la infiltración del agua lluvia en las zonas más porosas, lo que indica que están saturados de agua, y a su vez recargan por goteo e infiltración profunda las unidades que suprayacen a él. La presencia de estos depósitos aflora en superficie en sectores aislados uno del otro aguas arriba del Túnel 1, los parámetros hidráulicos para esta unidad están descritos de la siguiente manera; conductividad horizontal 0.0048 (m/d), en vertical 0.0005 (m/d), coeficiente de almacenamiento 0.004 (l/m), porosidad efectiva 0.15 y total de 0.28.

El otro acuífero mencionado anteriormente que conforma esta capa, son las filitas y cuarcitas de Guayabeta, son de tipo libre a confinado de moderada producción. Hidrogeológicamente recibe la recarga es a través del agua lluvia, las fuentes de agua superficial y los depósitos cuaternarios, mediante flujos verticales por goteos e infiltraciones profundas al sistema de fracturas los cuales tiene porosidad secundaria, generando un almacenamiento de carácter local en estas rocas por el tránsito lento del flujo de agua, y quedando depositadas en estas unidades, debido al denso y alto fracturamiento que existe en la zona y a la alta pendiente que existe donde aflora esta unidad, los parámetros hidráulicos para esta unidad están descritos de la siguiente manera; conductividad horizontal 1.0 (m/d), en vertical 0.1 (m/d), coeficiente de almacenamiento 1.00×10^{-5} (l/m), porosidad efectiva 0.1 y total de 0.1.

4.2.8 Exploración del terreno

4.2.8.1 Métodos directos de exploración

Se realizaron perforaciones en sentido vertical y horizontal en el área de portales, llegando a profundidades de 120 m de longitud en formaciones de filitas y cuarcitas de Guayabetal. En la figura 34 se muestran todas las perforaciones realizadas durante la etapa de diseño; solamente las de portales se ubican sobre el alineamiento del túnel.

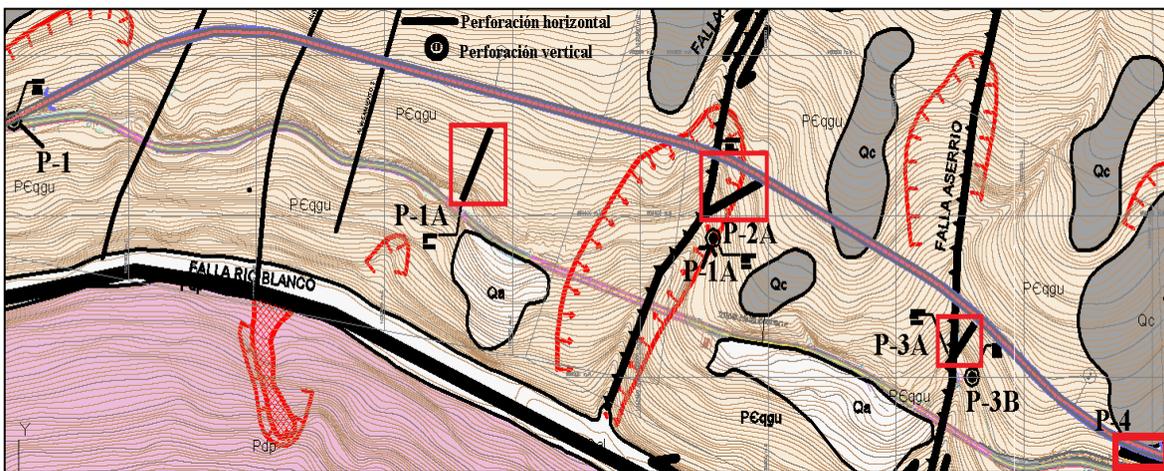


Figura 34. Planta geológica y perfil geológico Túnel 1. Fuente Consorcio Metroandina

Los resultados de ensayos de laboratorio para caracterización del macizo tomados en etapa de estudios y diseños se resumen en las tablas 20, 21, 22 y 23.

Tabla 20. Ensayos de compresiones simples

Perforación No.	Muestra	Profundidad (m)	γ (kN/m ³)	USC (MPa)
P-1	1	6.0-7.5	27.12	23.5
	2A	12.5-13.0	26.08	13.3
	2B	15.00-16.5	26.93	9
P-1A	1	0.5-12.0	28.21	24.8
	2	13.5-14.5	28.28	26.3
	3	14.5-15.0	28.05	21.1
	4	91.5-93.0	27.28	22.3
	5	96.0-96.5	28.14	23.8
P2A	2	0.0-3.5	28	3.7
	3	4.5-6.0	27.73	11
	4	8.0-10.0	28.48	5
	6	106.5-108	29.02	8
	7	112.5-114.0	28.36	20.5
P3A	1	4.0-5.5	27.92	25
	2	5.5-7.0	27.77	39.9
	3	8.0-10.0	27.91	29.3
	4	22.0-23.5	28.34	21.9
Ensayos de la eficiencia de la rozadora	1		28.4	69.89
	2		28.3	84.99
	3		28.3	75.83
	4		21.9	20.16
	5		26.4	39.81

Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

Tabla 21. Ensayos de carga puntual

Perforación No.	Muestra	Profundidad (m)	IS 50	USC (MPa)
P-1A	1	1.50-3.0	2.51	35.14
	2	4.50-6.0	1.56	21.84
	3	6.0-7.5	0.93	14.88
P-2A	13	18.0-21.0	0.77	16.94
	36	53.5-56.5	1.67	23.38
	41	59.5-62.5	2.35	32.9
	43	62.5-66.0	3.29	46.06
	46	69.0-72.0	2.37	49.77
	48	72.0-75.0	1.22	29.28
	50	75.0-78.0	0.93	22.32
	72	105-108.5	4.88	117.12
P-3A	2	43.0-44.5	3.87	92.88
	12	118.0-119.5	4.58	109.92

Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

Tabla 22. Ensayos de módulos de elasticidad

Perforación No.	Profundidad (m)	γ (kN/m ³)	Relación de poisson	Módulo de elasticidad (MPa)
P-1	11.0-11.50	28,07	0,05	22,857
	19.0-20.50	26,35	0,06	8,214
P-1A	48.5-49.5	22,9	0,12	51,351
P-3A	17.50-28.5	28,1	0,12	53,571
	112.0-113.5	28,41	0,09	81,579
P-4	24.00-25.5	28,25	0,16	55,357

Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

Tabla 23. Ensayos de tensión en filitas

K62+150				
	Muestra	γ (kN/m ³)	Fmax (kN)	σ_t (MPa)
Resistencia a la tensión	1	35.2	22	15.41
	2	31.9	4.8	3.2
	3	33.2	1.8	1.29
	4	36.7	19.5	14.39

Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

Con relación a los resultados tomados de los estudios y diseños en Fase III, se hacen los siguientes comentarios y aclaraciones:

- Los valores registrados en la tabla 21 corresponden a resultados obtenidos de laboratorio mediante el ensayo de carga puntual en donde la variable k que multiplica a IS_{50} (para obtener USC), es un factor que el diseñador establece de acuerdo al grado de meteorización y grado de fracturamiento de la roca, y cuyos valore se reportan en la tabla 24.

Tabla 24. Valores de la variable k para cálculo de compresiones simples

k	Grado de meteorización	Grado de fracturamiento	Descripción
14	Muy meteorizada	muy fracturada	Blanda
15			Media
16			Dura
17	Moderadamente meteorizada	Moderadamente fracturada	Blanda
18			Media
19			Dura
20			
21	Ligeramente meteorizada	ligeramente fracturada	Blanda
22			Media
23			Dura
24			

Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

- Los resultados de laboratorio de resistencia a la compresión inconfiada (USC) indicados en las tablas 20 y 21 no indican la orientación de carga con relación al plano de foliación de la filita; la evaluación de la resistencia de la matriz rocosa no fue evaluada en probetas con diferentes orientaciones de los planos de foliación. Son necesarios numerosos ensayos para obtener parámetros representativos de todo el rango de resistencias.
- Se tiene referencia de algunos valores indicativos de pesos unitarios obtenidos en la literatura para filitas como, por ejemplo, 23 a 25 kN/m³ (López, J.M, 2014), 25 a 28 kN/m³ (Hoek, E., & Bray, J., 1994), 17.82 a 26.34 kN/m³ (Ozbek et al, 2017), 2.6 kN/ m³ en el túnel de Yacambú Quibor, Venezuela (Hoek y Guevara, 2009) y 26.18 a 26.48 kN/m³ en los túneles de la autopista Antalya – Alanya en Turquía (Kockar, M., y Akgün, H., 2002), filitas del Paleozoico en un túnel de Colombia con cobertura de 50m de 27.4Ton/m³ (Mojica y Moreno, 2013). Los datos indicados en la tabla 23 son altos, por tanto, solamente fueron considerados los datos indicados en la tabla 22.

4.2.8.2 Métodos indirectos de exploración

En el túnel 1 de la primera unidad funcional se realizaron tres exploraciones geofísicas donde se construyó un perfil de refracción sísmica de 300 m de longitud (figuras 35 y 36) en el intermedio del túnel (K62+250 – K62+550) y dos tomografías eléctricas de 120 m de longitud en la zona de portales (K61+232-K61+262) (K63+167-K63+180)

Las líneas de refracción a lo largo de un eje a nivel del suelo a una distancia de 5 m entre geófonos. La longitud del eje o línea fue establecida con base a la profundidad requerida para el ensayo, en este caso es aproximadamente de 25 a 30 m. La información suministrada por los geófonos de los tiempos de intercepto de las ondas refractadas, permite generar un modelo simplificado del subsuelo logrando de esta forma determinar las ondas a compresión (V_p) y corte (V_s), con el fin de obtener profundidades de roca y espesores de capas que permiten caracterizar geotécnicamente el material encontrado.



Figura 35. Localización línea de refracción sísmica. Fuente Consorcio Metroandina

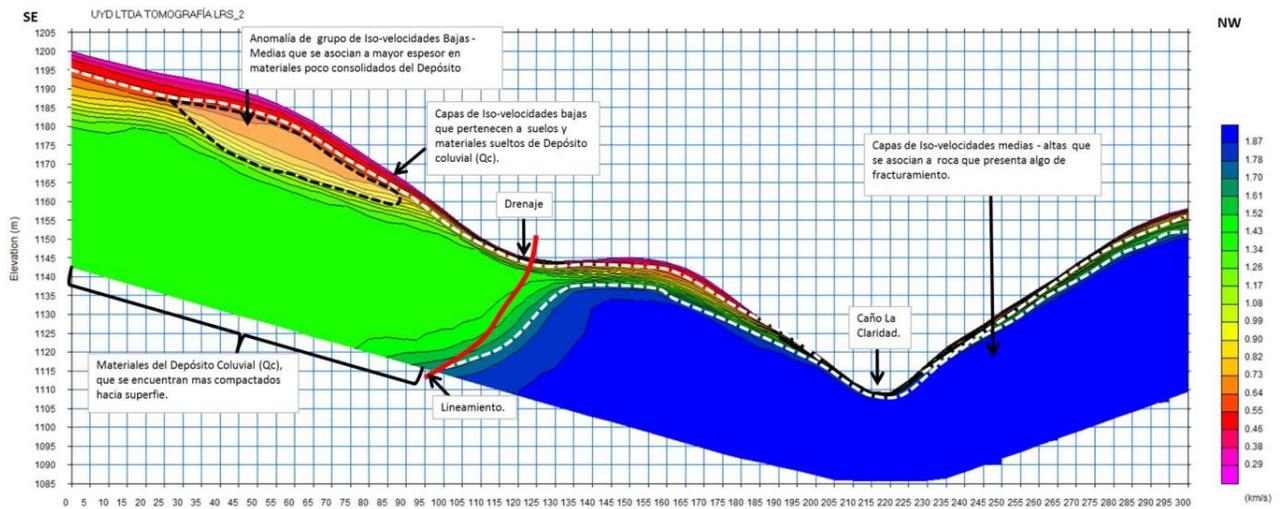


Figura 36. Tomografía sísmica del perfil LRS. Fuente Consorcio Metroandina

El conjunto de iso-velocidades medias-altas, representadas por los tonos azules con valores mayores a 1700 m/s, se asocia con materiales consolidados (roca) ligeramente fracturados y alterados.

4.2.8.3 Tomografía eléctrica

Se realizó en zona de portales una investigación geoléctrica, mediante la realización de calicatas desde la superficie obteniéndose perfiles de resistividad. Se interpretó un modelo de tres conjuntos, el primero con resistividades de 300 a 700 Ohm-m identificándose como coluviones con espesores entre 5 y 10 m. Bajo este depósito la roca meteorizada en superficie y fresca a profundidad correspondiente a filitas y cuarcitas de Guayabetal, con resistividades altas como indicativo de roca masiva.

4.2.9 Clasificación geomecánica del terreno

Para la fase de estudios y diseños se midieron las inclinaciones de diaclasas y foliaciones en el talud expuesto sobre la vía existente que ofrece afloramientos en los que se expone la totalidad de la litología, paralela al Túnel 1. Con esta información se realizaron las correspondientes fichas de estaciones geomecánicas en los 18 sectores establecidos con

valores de RMR entre 19 y 69 (Terreno de bueno a muy malo) y GSI con valores entre 20 y 60.

4.2.10 Parámetros mecánicos del terreno

Utilizando los criterios de falla de Hoek & Brown y Mohr Coulomb, se definieron los parámetros de diseño en cada uno de los 18 sectores definidos para la fase de estudios y diseños, adoptándose los valores que se resumen en la tabla 25.

Tabla 25. Parámetros mecánicos del terreno etapa de estudios y diseños

Parámetro	Valor	Sectores
σ_{ci} (MPa)	50	14 sectores
	35	7 sectores
	30	1 sector
GSI	55	8 sectores
	45	7 sectores
	35	2 sectores
	25	5 sectores
mi	10	Todos los 18 sectores
Ei (MPa)	52943	Todos los 18 sectores

Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

4.3 Desarrollo de la obra

El Túnel 1 se excavó aplicando la metodología del Nuevo Método Austriaco (NATM) con seis frentes de trabajo independientes y dos frentes adicionales para las galerías de acceso al túnel principal. En la figura 37 se muestra la ubicación por frentes y en la tabla 26 se resume la información de las abscisas, las fechas inicial y final de excavación por frente, y el rendimiento promedio obtenido (mínimo de 1.08 m/día y máximo de 2.20 m/día).



Figura 37. Distribución de los frentes de excavación. Fuente Consorcio Metroandina

Tabla 26. Excavación subterránea Túnel 1

Frentes de Obra		Abscisa Inicio Excavación Subterránea	Abscisa Fin Excavación Subterránea	Fecha Inicio Excavación Subterránea	Fecha Finalización Excavación Subterránea	Longitud	Días	Avance/día promedio
FRENTE F2	F2-PB	K61+237,00	K61+564,30	04/10/2017	17/05/2018	327	225.00	1.45
	F2-G1	K62+006,70	K61+564,30	19/09/2017	17/05/2018	442	240.00	1.84
FRENTE F3	F3-G1	K62+006,70	K62+317,80	19/09/2017	20/04/2018	311	213.00	1.46
	F3-G2	K62+695,30	K62+317,80	12/09/2017	20/04/2018	378	220.00	1.72
FRENTE F1	F1-G2	K62+695,30	K62+837,40	12/09/2017	14/12/2017	142	93.00	1.53
	F1-PV	K63+166,00	K62+837,40	11/02/2017	14/12/2017	329	306.00	1.08
GALERÍAS	Galería 1	K0+138,45	K0+006,10	20/07/2017	18/09/2017	132	60.00	2.20
	Galería 2	K0+142,00	K0+006,10	25/06/2017	11/09/2017	136	78.00	1.74

Fuente Consorcio Metroandina. Elaboración propia

En cuanto a las condiciones reales encontradas durante la construcción del túnel, se presentaron diferencias con lo previsto en los diseños (tabla 27 y 28); los registros tomados por cada avance durante la excavación del túnel mostraron condiciones diferentes con relación a las inicialmente previstas en etapa de estudios y diseños, con un importante incremento en el porcentaje de roca Tipo III.

Tabla 27. Comparativo en longitud clasificación RMR Diseño/Construcción

	Diseño	%	Construcción	%
BUENO 60<RMR<80	747.00	39%		0%
REGULAR 40<RMR<60	648.00	34%	793.40	41%
MALO 20<RMR<40	304.30	16%	723.70	37%
MUY MALO 0<RMR<20	230.70	12%	391.90	20%
SUELO	-	0%	21.00	1%
TOTAL	1,930.00		1,930.00	100%

Fuente Consorcio Metroandina. Elaboración propia

Tabla 28. Descripción geológica de la etapa de construcción

Sectorización Terrenos Diseño	Dirección de excavación	DISEÑO		CONSTRUCCIÓN						
		Diseño	RMR Diseño	Construcción	RMR Construcción	Comportamiento tipo	Tipo soporte	Flujo l/min	Descripción geológica	Descripción geomecánica
K61+237.00	↓	█	19	█	16	CT-2	ST-2.4 K61+270 ST-2.11	█	Filita color gris medio, intercalada con filita gris verdosa con foliación subvertical, meteorización media con rellenos arcillosos blandos delgados. Superficies lisas a ligeramente rugosas con pátinas de oxidación.	Macizo fuertemente fracturado, roca de resistencia media a baja
K61+262.00			48							
K61+287.40										
K61+328.00	↓	█	61	█	30	CT-7 K61+348.2 CT-3	ST-7.2 K61+348.2 ST-3.2	█	Filita de color gris medio verdosa con foliación subvertical, zonas muy laminadas y muy foliadas, meteorización media con rellenos blandos arcillosos delgados y rellenos duros de cuarzo algunos paralelos a la foliación.	Roca con fracturamiento moderado a alto con superficies lisas, estrías y espejos de falla, con pátinas de oxidación, de resistencia moderada a alta, autosoporte medio a regular
K61+410.00										
K61+426.00			47							
K61+471.00										
K61+533.80	↓	█	62	█	49	CT-2	ST-2.9	█	Roca idéntica a la anterior, moderadamente a poco fracturada, con rellenos blandos arcillosos delgados y rellenos duros de cuarzo, superficies rugosas a ligeramente lisas, meteorización ligera, óxidos de hierro, sericita y clorita.	Roca de resistencia media a alta, buen autosoporte.
K61+585.00										
K61+567.30										
K61+657.00										
K61+704.00										
K61+767.00	↑	█	50	█	49	CT-2	ST-2.9	█	Roca idéntica a la anterior, moderadamente a poco fracturada, con rellenos blandos arcillosos delgados y rellenos duros de cuarzo, superficies rugosas a ligeramente lisas, meteorización ligera, óxidos de hierro, sericita y clorita.	Roca de resistencia media a alta, buen autosoporte.
K61+795.00										
K61+817.00										
K61+823.00	█	█	59	█	34	CT-3	ST-3.2	█	Filita, intercalada con algunas zonas de cuarcita verde de grano fino, bandeamiento reliquia sedimentario.	Roca de resistencia media a alta, de meteorización ligera, autosoporte regular a bueno.
K61+824.10										
K61+824.10	█	█	64	█	13	CT-2	ST-2.1	█	Filita de color gris oscuro, a verdosa muy fracturada con estrías, superficies lisas, rellenos arcillosos delgados y duros de cuarzo.	Roca de baja resistencia y mal autosoporte.
K61+824.10										

Sectorización Terrenos Diseño	Dirección de excavación	DISEÑO		CONSTRUCCIÓN								
		Diseño	RMR Diseño	Construcción	RMR Construcción	Comportamiento tipo	Tipo soporte	Flujo l/m in	Descripción geológica	Descripción geomecánica		
K61+826.90	↑	[Barra de color verde]	59	[Barra de color naranja]	20	CT-3	ST-3.2	[Barra de color azul]		Autosoporte regular a bueno		
K61+869.00				[Barra de color amarillo]	45	CT-2	ST-2.9	[Barra de color azul]	Roca idéntica a las anteriores, presenta bandeamiento reliquia sedimentario, foliación subvertical.	Moderadamente a poco fracturada, ligera meteorización, autosoporte regular a bueno.		
K61+909.00				[Barra de color naranja]	32	CT-3	ST-3.2	[Barra de color azul]	Filita gris oscura a medio en algunas zonas con presencia de meta areniscas y cuarcitas, de grano medio a fino de color gris verdoso, moderadamente fracturada, superficies lisas a ligeramente rugosas, meteorización ligera.	Hasta K61+930,60 roca de resistencia media. Terreno con buen autosoporte. Desde K6+930,60 autosoporte medio a bajo, resistencia media.		
K61+940.40				[Barra de color amarillo]								
K61+985.00				[Barra de color naranja]	40	CT-2	45	[Barra de color azul]	Filita gris medio, foliación subvertical y fracturamiento moderado a leve, superficies ligeramente rugosas, meteorización ligera con algunos óxidos de hierro y manganeso. Rellenos de clorita, sericita, arcilla y cuarzo en venas	Resistencia media a alta, buen auto soporte, meteorización ligera zonas delgadas de filita verdosa.		
K62+012.00				[Barra de color naranja]								
K62+030.00				[Barra de color naranja]								
K62+086.70				↓	[Barra de color amarillo]	50	[Barra de color naranja]	36	CT-3	ST-3.2 K62+090.70 ST-3.5	[Barra de color azul]	Fracturamiento moderado a fuerte, meteorización ligera con algunos óxidos de hierro, resistencia media. Terreno con autosoporte regular, presencia de cizallas delgadas.
K62+086.70							[Barra de color naranja]					
K62+161.50							[Barra de color amarillo]	40	CT-2	ST-2.9	[Barra de color azul]	Filita de color gris medio, intercalaciones de cuarcitas de color gris oscuro con tonos verdosos.
K62+204.50	[Barra de color naranja]											
K62+319.00	[Barra de color naranja]	30	CT-3				ST-3.2 K62+296.4 ST-3.5	[Barra de color azul]	Filita gris oscuro a verdoso, intercalaciones de filita con cuarcita gris verdosa. Rellenos principalmente de cuarzo en venas y óxidos de hierro, arcilla, sericita y clorita.	Meteorización ligera a moderada. Regular a mal autosoporte, presencia de lisos y espejos de falla.		
K62+362.20	[Barra de color naranja]											
K62+398.00	↑	[Barra de color rojo]	20	[Barra de color amarillo]	49	CT-2	ST-2.9	[Barra de color azul]	Hasta K62+362,20 Filita de color gris medio a verdoso, zonas de cuarcita verdosas, de grano fino a medio. Desde K62+362,20 Filita de color gris medio a verdoso, poco fracturada, con diaclasas bastante cerradas.	Hasta K62+362,20 Moderadamente fracturada, superficies ligeramente rugosas a lisas. Desde K62+362,20 Resistencia de la roca media a alta, presenta buen autosoporte, lisos, estrías y espejos de falla. Meteorización ligera.		
K62+453.40				[Barra de color naranja]								
K62+478.40				[Barra de color amarillo]	21	CT-3	35	ST-3.5	[Barra de color azul]	Filitas de color gris medio a gris verdoso con foliación subvertical a vertical.	Presencia de estrías y espejos de falla. Autosoporte regular a bueno. Resistencia media a buena. Meteorización ligera.	

Sectorización Terrenos Diseño	Dirección de excavación	DISEÑO		CONSTRUCCIÓN						
		Diseño	RMR Diseño	Construcción	RMR Construcción	Comportamiento tipo	Tipo soporte	Flujo l/min	Descripción geológica	Descripción geomecánica
K62+507.00		69		17	CT-2	ST-2.1		Filitas gris medio a verdoso, rellenos arcillosos plásticos, lisos, estrías y espejos de falla.	Fracturación moderada a alta, autosoporte regular a bajo.	
K62+518.40										
K62+534.00				25	CT-3	ST-3.2		Filita de color gris oscuro con venas y venillas de cuarzo, con foliación subvertical, superficies lisas.	Roca muy a moderadamente fracturada, resistencia baja a media.	
K62+550.50				49	CT-2	ST-2.9		Filita gris, con foliación subvertical, la roca se encuentra poco a moderadamente fracturada.	La roca presenta meteorización moderada a ligera. Autosoporte moderado.	
K62+555.50				27	CT-3	ST-3.2		Filita de color gris oscuro, con meteorización ligera.	Moderada fracturación.	
K62+603.50				45	CT-2	ST-2.9		Filitas de color gris medio a gris verdoso, y presenta zonas con cuarcitas y con alteración clorita y epidota.	Resistencia media a alta, meteorización moderada a ligera. Presenta buen autosoporte.	
K62+615.50				36	CT-3	ST-3.5		Filita de color gris medio muy fracturada con intercalaciones arcillosas.	Meteorización ligera. Mal autosoporte.	
K62+670.40				46	CT-2	ST-2.9		Filitas de color gris medio a verdoso con foliación subvertical a vertical, presenta zonas con alteración clorita.	La roca presenta meteorización moderada a ligera. Rellenos sericiticos; la roca presenta buen autosoporte.	
K62+673.00	↑			48		34	CT-3	ST-3.2N		Filita de color gris oscuro con venas y venillas de cuarzo, con foliación subvertical.
K62+690.30										
K62+700.30	↑									
K62+718.30	↓	20		13	CT-2	ST-2.2		Filita gris oscura con foliación casi vertical, algo de óxidos de hierro, moderadamente fracturada.	La roca presenta meteorización moderada. Autosoporte regular a bajo.	
K62+768.50	↓									
K62+797.40	↓			39	CT-3	ST-3.2		Filita gris oscura con foliación casi vertical, cuarzo en venas, óxidos de hierro, superficie ligeramente rugosa.	El macizo se encuentra moderadamente fracturado y con meteorización moderada a ligera. Autosoporte bueno.	
		20		46	CT-2	ST-2.9		Filita gris medio a oscuro, rellenos duros, arcillosos delgados y sericiticos, superficies rugosas.	Moderadamente fracturada de foliación subvertical, meteorización ligera a moderada. La roca presenta buen autosoporte, resistencia media.	
K62+768.50										
K62+797.40	↓	36	CT-3	ST-3.2 K62+775.6 ST-3.5		Filita de color gris oscuro con foliación subvertical abierta, superficies ligeramente lisas, rellenos arcillosos delgados y puntualmente gruesos, cuarzo en venas y venillas, algo de óxidos de hierro.	La roca presenta meteorización moderada y se encuentra muy fracturada, sin embargo, presenta buen auto soporte.			

Sectorización Terrenos Diseño	Dirección de excavación	DISEÑO		CONSTRUCCIÓN							
		Diseño	RMR Diseño	Construcción	RMR Construcción	Comportamiento tipo	Tipo soporte	Flujo l/min	Descripción geológica	Descripción geomecánica	
K62+815.00	↓ ↑	Red	45	Yellow	45	CT-2	ST-2.9	Blue	Fiita gris oscuro, superficies ligeramente rugosas, rellenos arcillosos, cuarzo en venas y óxidos.	Macizo moderadamente a poco fractuado, meteorización ligera, buen auto soporte.	
K62+837.40											
K62+874.60		Green		45	Yellow	35	CT-3	ST-3.2	Blue	Filita gris oscuro a medio, con tonos verdosos, con filiación subvertical abierta.	Macizo con alto grado de fracturamiento, presenta auto soporte regular a bueno y la resistencia de la roca está entre media y alta, se evidencian lisos y espejos de falla.
K63+053.20		Yellow		37	Red	15	CT-2	ST-2.1	Blue	Filita de color gris media a gris verdosa, rellenos arcillosos delgados y puntualmente gruesos, cuarzo en venas.	Foliación subvertical, moderada a muy fracturada. La roca presenta meteorización moderada y bajo auto soporte, presencia de cizallas arcillosas.
K63+074.20											
K63+135.40					Red	9	CT-2	ST-2.1	Blue	Zona de cizalla o brecha tectónica, con bloques angulares decimétricos a métricos, de filita gris verdosa embebidos en matriz arcillosa blanda color pardo.	Filita gris verdosa, muy fracturada y cizallada, formando bloques y fragmentos angulares enmarcados por rellenos (matriz) arcillosa muy meteorizada. Muy bajo auto soporte. Desprendimientos entre K63+132.40 a K63+133.90
K63+137.00											
K63+138.40		Red		19	Yellow	27	CT-3	ST-3.5	Blue	Fiita gris verdosa, muy fracturada y cizallada, rellenos arcillosos muy gruesos, como matriz muy meteorizada	Auto soporte moderado a bueno.
K63+167.00											
K63+167.00	Red	19	Red	11	CT-2	ST-2.1	Blue	Filita muy fracturada y cizallada, formando bloques en matriz arcillosa muy meteorizada	Entre K63+166 y K63+145.90 se colocaron pernos en clave, en la abscisa K63+141.40 se combinaron los enfilajes por atices.		

Condición hidrogeológica

	Húmedo 1-2.5 l/min
	Goteando 2.5 - 12.5 l/min

Fuente Consorcio Metroandina. Elaboración propia

4.4 Mecanismos de falla durante la construcción

El comportamiento del terreno se evalúa teniendo en cuenta el modelo del terreno y demás factores que afectan la excavación en conjunto con propiedades geométricas propias del túnel como lo son el tamaño y la forma de la sección. Se analiza la excavación considerando avances en sección completa y sin consideraciones de soporte, con el fin de determinar posibles modos de falla y permitir un diseño del sistema de soporte.

A través de simulaciones numéricas en elementos finitos en modelos de dos dimensiones, se evalúa el comportamiento del terreno, la geometría de la dovela del túnel, materiales, condiciones de fronteras y cargas geostáticas del terreno. Se realizan simulaciones de sección completa y sin ningún sistema de soporte de túnel. Al momento de obtener los resultados de las modelaciones, se procede a visualizar los contornos de esfuerzos y deformaciones para definir el mecanismo potencial de falla esperado en el sector analizado (comportamiento tipo). En la tabla 29 se indican los tipos de comportamiento y su descripción del mecanismo potencial de falla durante excavaciones; los mecanismos de falla identificados por sectores en el Túnel 1 se indican en la tabla 28 (columna 7, comportamiento tipo).

Tabla 29. Mecanismos de falla

Categorías básicas de Tipos de Comportamiento		Descripción del mecanismo potencial de falla durante la excavación (Comportamiento del Terreno)
CT-1	Estable	Terreno estable con potenciales desprendimientos localizados inducidos por gravedad.
CT-2	Caída de bloques controlada por discontinuidades	Caída y deslizamiento de bloques inducidos por gravedad y controlados por discontinuidades. Incluye fallas localizadas en las discontinuidades por cortante.
CT-3	Falla poco profunda inducida por esfuerzos	Falla poco profunda inducida por esfuerzos en combinación con fallas controladas por gravedad y por discontinuidades.
CT-4	Falla profunda inducida por esfuerzos	Falla inducida por esfuerzos involucrando grandes volúmenes y grandes deformaciones.
CT-5	Estallido de rocas (Rock burst)	Falla súbita y violenta del macizo causada por altos esfuerzos en rocas frágiles y la liberación súbita de energía acumulada.
CT-6	Inestabilidad estructural	Pandeo o flexión de macizos enmarcados por discontinuidades con poca separación, frecuentemente asociado a fallas por cortante.
CT-7	Falla en la clave	Desprendimientos de grandes volúmenes con falla progresiva inducida por cortante.
CT-8	Falla por disgregación o desconfiamiento	Flujo con o sin presencia de agua de rocas intensamente fracturadas o suelo con baja cohesión.
CT-9	Flujo de material	Flujo de rocas intensamente fracturado o suelos con alto contenido de agua.
CT-10	Terrenos con materiales expansivos	Incremento del volumen del terreno, tiempo-dependiente, causado por una reacción físico-química de la roca y el agua en combinación con relajación de esfuerzos que conllevan a convergencias en el perímetro del túnel.
CT-11	Terrenos con variaciones extremas en nivel de esfuerzos y deformaciones	Combinación de múltiples comportamientos con variaciones extremas de esfuerzos y deformaciones en amplios sectores causados por la heterogeneidad del terreno (i.e. en fallas geológicas heterogéneas, BIMROCKS -bloque en matriz-, melanges tectónicos).

Fuente Consorcio Metroandina. Elaboración propia

Capítulo 5

Metodología

5.1 Objetivos

Objetivo general. Determinar las variables que inciden en el comportamiento del macizo durante la excavación en un segmento de túnel vial, realizado por el método NATM.

Objetivos específicos. Identificar las propiedades del material rocoso, interpretar adecuadamente los resultados de campo de la medición de convergencias, seleccionar el modelo constitutivo que mejor represente las características de las condiciones reales del macizo.

5.2 Descripción de la metodología

5.2.1 Recolección de datos

El desarrollo del trabajo inicia con la recolección de información disponible en la etapa de estudios y diseños y en la etapa de construcción. Se cuenta con los estudios y diseños Fase III, los registros geológicos levantados durante el avance de la excavación, sondeos horizontales, ensayos de compresión simple, caracterización del macizo, As Built de geología, registros de lectura de convergencias, registros fotográficos, localización del soporte instalado.

5.2.2 Determinación de la orientación de esfuerzos principales a partir de la información disponible

El túnel ha sido sectorizado de acuerdo con el RMR obtenido en el frente de excavación; también se dispone de la dirección y buzamiento de las principales familias por sector de manera que se puede aplicar la metodología de pares conjugados para obtener la orientación de los principales esfuerzos. La magnitud de los esfuerzos principales se realizará con valores de referencia de otros proyectos cercanos, y los que se han indicado en los estudios y diseños del Túnel 1 (versión final para construcción).

5.2.3 Sector de análisis

El tramo de análisis seleccionado está comprendido entre las abscisas K62+480 a K62+518 con un recubrimiento promedio vertical de 147m y recubrimiento promedio horizontal de 140m el cual ha calificado como terreno Tipo V con un RMR en promedio de 17. La modelación se realizará únicamente para un ciclo de excavación de 9.3 m de longitud dentro de este sector de análisis.

En las figuras 38 y 39 se indica la ubicación en planta y perfil respectivamente del tramo ubicado entre las abscisas K62+480 a K62+518; en la figura 40 una sección transversal en el sitio donde se ubica la galería 2 que presenta un recubrimiento vertical y horizontal similar al tramo de análisis.

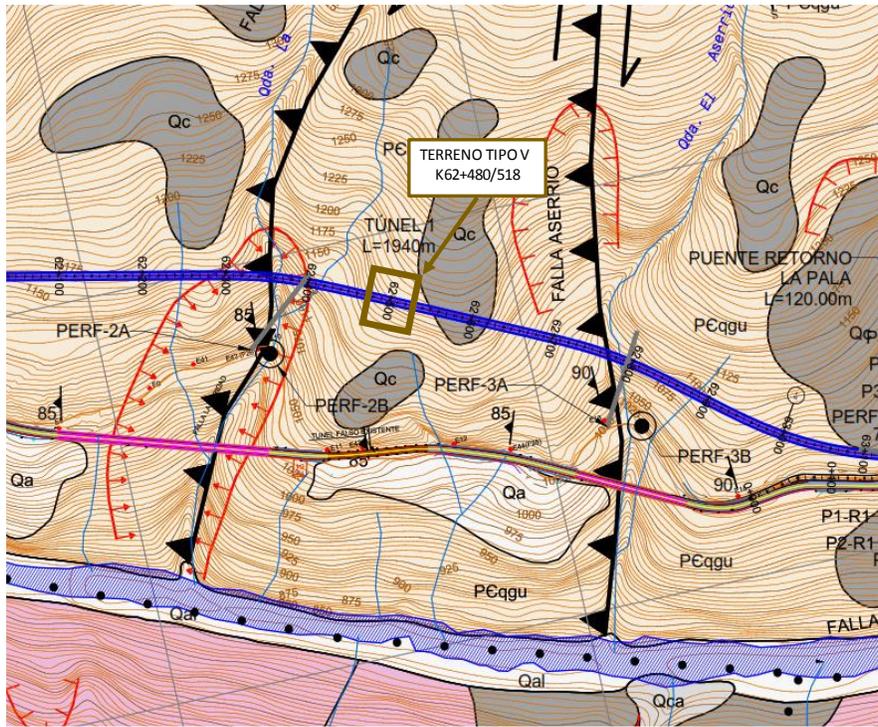


Figura 38. Localización en planta sector K62+480/518. Fuente Consorcio Metroandina

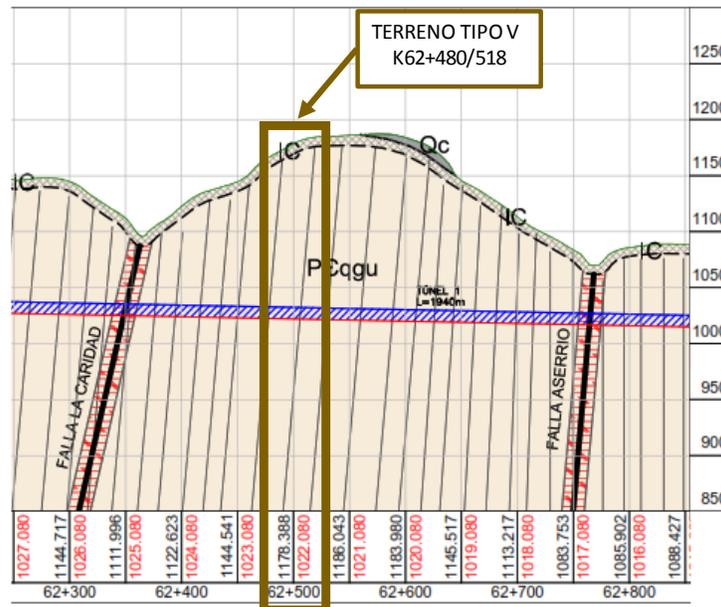


Figura 39. Localización en perfil sector K62+480/518. Fuente Consorcio Metroandina

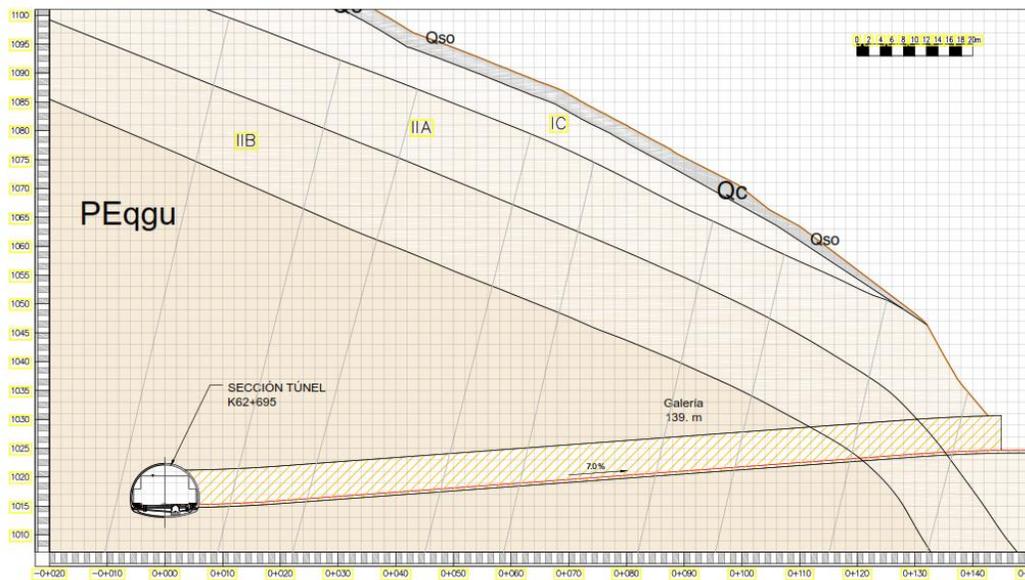


Figura 40. Cobertura lateral en Galería 2. Fuente Consorcio Metroandina

5.2.4 Modelación con RS3

La modelación se realiza con el programa *RS3-2019* considerando el proceso constructivo real obtenido a partir del registro geológico del frente, registro fotográfico disponible y cuadros de avance reportados por el contratista de obra. Se realizan varios procesos de ensayo y error con el fin de ir ajustando los valores de esfuerzos hasta que haya una similitud entre las deformaciones modeladas y las reales.

5.3 Desarrollo de la metodología propuesta

5.3.1 Registro geológico

Durante la excavación, el contratista y la interventoría del proyecto levantaron las fichas de registro geológico geotécnico, en las que se registra la clasificación del macizo con base en el *RMR* y se reporta también la medición de la dirección y el buzamiento de las principales familias discontinuidades. En el anexo 1 se ha trasladado parte de la información contenida en estas fichas.

Se pudieron determinar 31 sectores con terrenos Tipo III, Tipo IV, Tipo V y Tipo suelo. Mediante la herramienta *DIPS* se obtuvo el mapa de densidad de polos que corresponde a las familias de diaclasas que fueron medidas en el frente de excavación, como se muestra en el ejemplo de la figura 41. En el anexo 2 se incluye la totalidad de los sectores analizados.

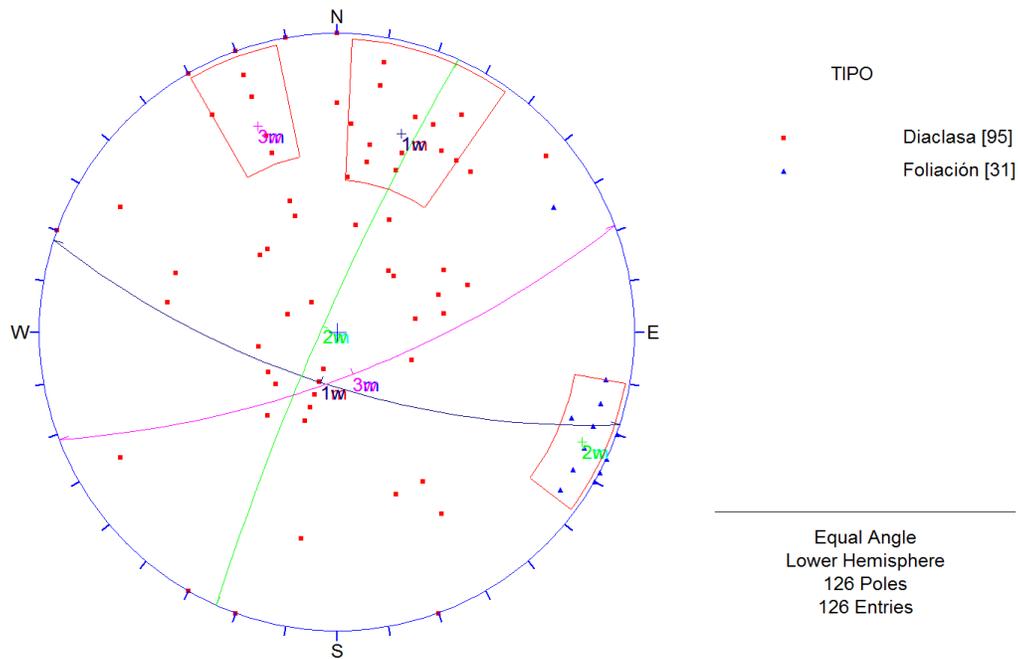


Figura 41. Representación estereográfica, sector 1 K61+256/285. Elaboración propia.

Una vez se determinan las principales familias de discontinuidades, se consolida esta información en la tabla 30.

Tabla 30. Resultado con proyección estereográfica por sectores

	TIPO	Desde	Hasta	Foliación		Diaclasa 1		Diaclasa 2		Diaclasa 3		Diaclasa 4	
				Buzamiento	Dirección Buzamiento								
Sector 1	V	K61+256.00	K61+285.00	84	294	70	198	73	159				
Sector 2	IV	K61+287.40	K61+405.50	70	329	75	179	85	290	21	123		
Sector 3	IV	K61+407.00	K61+424.50	76	211	76	169	29	132	84	290		
Sector 4	IV	K61+426.00	K61+528.80	85	313	88	197	70	350	82	291	36	103
Sector 5A	III	K61+533.80	K61+561.30	87	288	61	177	59	128	30	117		
Sector 5B	III	K61+564.30	K61+795.00	85	296	71	189	75	32	28	115		
Sector 6	IV	K61+797.50	K61+817.40	83	291	76	201	29	169				
Sector 7	V	K61+820.70	K61+826.90	84	295	60	330	53	109				
Sector 8	III	K61+829.60	K61+869.00	83	300	69	201	54	348	20	135		
Sector 9	IV	K61+871.00	K61+938.60	84	297	70	218	80	31	28	298		
Sector 10A	III	K61+941.00	K62+014.80	84	299	69	205	72	27				
Sector 10B	III	K62+017.60	K62+084.70	88	296	66	198	88	19				
Sector 11	IV	K62+086.70	K62+157.00	85	298	87	204	81	181	25	123		
Sector 12	III	K62+161.50	K62+204.50	85	296	36	115	81	208				
Sector 13A	IV	K62+206.50	K62+317.80	85	297	71	202	78	34	32	117		
Sector 13B	IV	K62+321.90	K62+350.70	84	298	31	122	71	211	73	31		
Sector 14	III	K62+390.00	K62+453.40	88	300	29	123	82	212				
Sector 15	IV	K62+455.60	K62+480.40	83	299	45	190	81	24	36	244		
Sector 16	V	K62+482.20	K62+518.40	85	297	70	194	32	124				
Sector 17	IV	K62+520.20	K62+534.00	85	303	71	203	84	161	62	41	31	156
Sector 18	III	K62+536.50	K62+603.50	83	300	77	200	61	41	63	220		
Sector 19	IV	K62+606.50	K62+615.00	85	299	75	223	77	40				
Sector 20	III	K62+618.00	K62+670.40	84	299	75	35	64	191	35	124		
Sector 21	IV	K62+672.40	K62+690.30	82	300	84	68	54	33	87	219		
Sector 22	IV	K62+768.50	K62+794.90	84	300	32	124	86	20	40	210	73	217
Sector 23	III	K62+797.40	K62+833.00	86	302	73	217	66	34	28	133		
Sector 24	IV	K62+837.40	K62+874.00	84	303	85	122	28	262	61	35	70	220
Sector 25	V	K62+876.00	K62+898.10	77	294	57	197	40	56	51	128		

Elaboración propia

5.3.2 Valores de referencia del tensor de esfuerzos

5.3.2.1 Metodología de pares conjugados

A partir de las orientaciones y buzamientos de las diaclasas tomadas en el frente de avance del túnel, se evalúa estereográficamente los esfuerzos principales que han dado lugar a dichas diaclasas.

La metodología tiene las siguientes hipótesis:

- Los tres ejes principales de esfuerzos son perpendiculares entre sí.
- La línea de intersección de los círculos mayores que representa a la falla conjugada, es σ_2 .
- El plano perpendicular a σ_2 contiene a σ_1 y σ_3 .
- σ_1 es la bisectriz del ángulo agudo formado por las dos fallas conjugadas y el ángulo σ_3 , del ángulo obtuso.

En la figura 42, se presenta un ejemplo de aplicación para el sector 6 analizando las diaclasas 1 y 2.

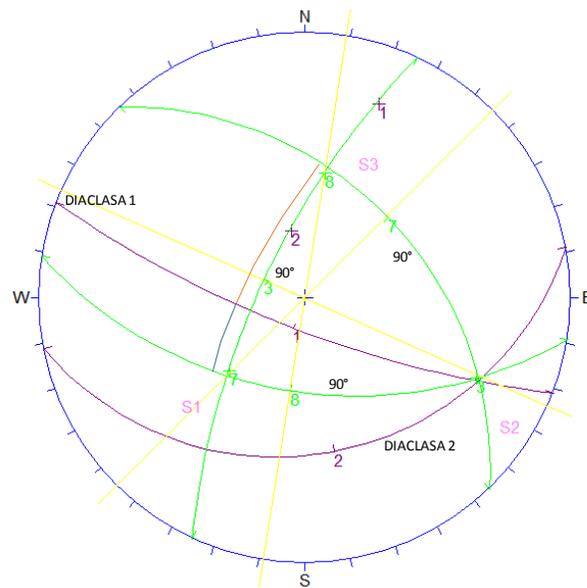


Figura 42. Determinación gráfica esfuerzos principales sector 6, D1/D2. Elaboración propia.

Se realizaron todas las combinaciones de pares conjugados en cada sector establecido, para un total de 240 datos de buzamiento/orientación de buzamiento; esta información se resume en la tabla 31.

Tabla 31. Resultados esfuerzos principales por pares conjugados

	Desde	Hasta	D1/D2			D2/D3			D1/D3			D1/D4			D2/D4			D3/D4		
			σ_1	σ_2	σ_3															
Sector 1	K61+256.00	K61+285.00	4/90	70/191	19/358															
Sector 2	K61+287.40	K61+405.50	16/54	72/216	6/323	54/103	4/199	36/293	39/199	19/93	44/344									
Sector 3	K61+407.00	K61+424.50	44/196	20/85	38/337	58/92	11/199	29/296	18/50	70/214	5/318									
Sector 4	K61+426.00	K61+528.80	39/84	50/285	10/181	15/138	70/359	13/231	7/62	83/270	4/153	36/345	36/107	32/226	20/324	30/67	52/206	64/122	5/20	25/287
Sector 5A	K61+533.80	K61+561.30	3/242	58/147	32/333	41/141	9/43	46/302	26/209	29/104	49/336									
Sector 5B	K61+564.30	K61+795.00	57/283	32/111	3/18	32/3	28/113	45/236	30/216	28/108	47/345									
Sector 6	K61+797.50	K61+817.40	45/225	19/114	37/9															
Sector 7	K61+820.70	K61+826.90	60/209	27/42	5/309															
Sector 8	K61+829.60	K61+869.00	61/80	28/279	8/184	20/337	9/71	67/185	33/222	19/118	49/3									
Sector 9	K61+871.00	K61+938.60	74/144	13/303	4/33	33/56	28/305	43/185	29/188	29/295	47/62									
Sector 10A	K61+941.00	K62+014.80	86/255	3/115	3/25															
Sector 10B	K62+017.60	K62+084.70	77/205	1/108	12/17															
Sector 11	K62+086.70	K62+157.00	16/280	74/122	6/12	42/206	22/94	39/345	39/227	23/115	40/3									
Sector 12	K62+161.50	K62+204.50	29/238	35/123	40/356															
Sector 13A	K62+206.50	K62+317.80	70/288	20/119	3/27	32/2	32/116	42/238	27/231	31/124	46/353									
Sector 13B	K62+321.90	K62+350.70	27/239	30/131	2/46	90/210	0/301	0/210	28/1	30/110	46/239									
Sector 14	K62+390.00	K62+453.40	33/237	28/126	41/5															
Sector 15	K62+455.60	K62+480.40	68/233	12/112	18/17	26/195	23/297	24/37	54/33	36/234	9/137									
Sector 16	K62+482.20	K62+518.40	28/225	31/116	44/348															
Sector 17	K62+520.20	K62+534.00	17/93	68/235	12/0	30/287	58/80	11/189	69/311	21/119	5/210	37/236	26/122	40/6	58/165	2/70	31/339	19/17	25/117	58/254
Sector 18	K62+536.50	K62+603.50	64/318	23/116	8/209	90/0	0/130	0/220	34/133	49/274	21/28									
Sector 19	K62+606.50	K62+615.00	84/143	5/311	1/40															
Sector 20	K62+618.00	K62+670.40	59/273	28/116	10/20	23/227	34/119	46/345	27/3	34/114	43/243									
Sector 21	K62+672.40	K62+690.30	39/122	41/343	22/233	72/61	8/308	17/215	15/323	73/138	1/232									
Sector 22	K62+768.50	K62+794.90	42/229	31/107	33/354	64/182	8/290	23/23	6/251	27/157	61/353	27/245	31/137	46/7	46/145	38/292	7/28	56/229	8/129	33/34
Sector 23	K62+797.40	K62+833.00	83/68	4/305	5/125	24/8	27/111	53/242	30/244	27/136	46/11									
Sector 24	K62+837.40	K62+874.00	54/324	18/210	31/108	19/51	18/315	64/185	17/164	61/41	24/262	17/348	70/199	10/81	39/191	23/301	43/54	81/90	5/307	4/217
Sector 25	K62+876.00	K62+898.10	33/16	20/120	51/236	10/174	38/77	51/276	5/249	48/153	41/344									

Fuente: elaboración propia

Con el empleo del programa *DIPS*, se representan estereográficamente como polos (Trend/Pungle) los tres esfuerzos principales (figura 43): σ_1 (rojo), σ_2 (azul) y σ_3 (verde), lo que permite obtener una tendencia y la escogencia de los esfuerzos principales indicados en la tabla 32.

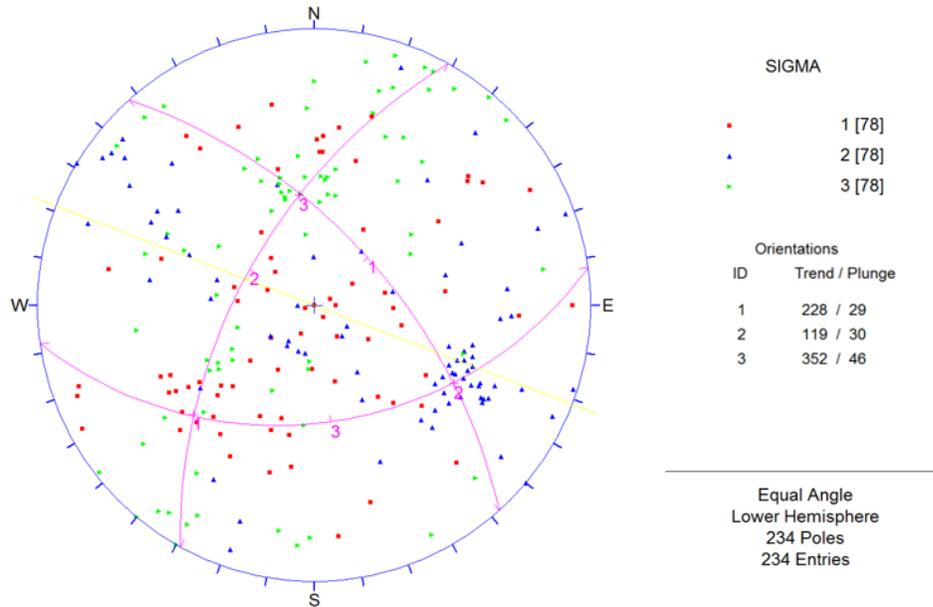


Figura 43. Orientación de los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 (Trend/Pungle). Elaboración propia.

Tabla 32. Esfuerzos principales finales metodología pares conjugados

Esfuerzo	Buzamiento	Dirección Buzamiento
σ_1	30	224
σ_2	28	116
σ_3	46	352

Elaboración propia. Fuente: Gutiérrez (2019)

5.3.2.2 Referencia proyecto PH Guavio

Durante la construcción del Túnel 1 no se realizó la medición directa de esfuerzos principales. Como valores orientativos, se cuenta con la medición en sitio realizada en el

Proyecto Hidroeléctrico el Guavio ubicado en el municipio de Ubalá, Cundinamarca, a una distancia de 67.1 Km del Túnel 1 (tabla 33).

Tabla 33. Esfuerzos principales medidos en sitio PH Guavio

Esfuerzo	Buzamiento	Dirección Buzamiento	Magnitud MPa
σ_1	43	81	21.8
σ_2	204	31	14
σ_3	316	32	7.8

Elaboración propia. Fuente: Gutiérrez (2019)

5.3.2.3 *Mapa de esfuerzos en el mundo WSM*

En la tabla 34 se presenta la orientación de los esfuerzos principales registrados en El Calvario, Cundinamarca, por mecanismos focales durante un sismo presentado el 24/05/2008, lugar que se ubica aproximadamente a 14 Km del Túnel 1.

Tabla 34. Esfuerzos principales registrados en WSM

Esfuerzo	Buzamiento	Dirección Buzamiento
σ_1	7	61
σ_2	81	277
σ_3	5	152

Elaboración propia. Fuente: WSM (2016)

5.3.2.4 *Estudios y diseños fase III*

En la tabla 35 se presentan los valores del tensor de esfuerzos determinados por el diseñador a partir de una modelación constitutiva elastoplástica con el criterio de falla Mohr Coulomb y Hoek Brown.

Tabla 35. Magnitud de principales – datos de partida

Referencia	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)
Estudios y diseños Fase III K 62+507.00	5.11	2.74	2.52

Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

Es usual emplear un valor para tensión gravitacional de 0,027MPa/m vertical siendo éste válido para topografía llana o poco accidentada donde en superficie y profundidad las direcciones de las tensiones o esfuerzos principales son la vertical y horizontal (Hoek & Brown,1980), sin embargo, en terrenos montañosos con valles y laderas, la dirección y magnitud de las tensiones cerca de la superficie queda determinada por la morfología. A partir de las observaciones geológicas de campo, es posible obtener un tensor de esfuerzos como se ilustra en la figura 44.

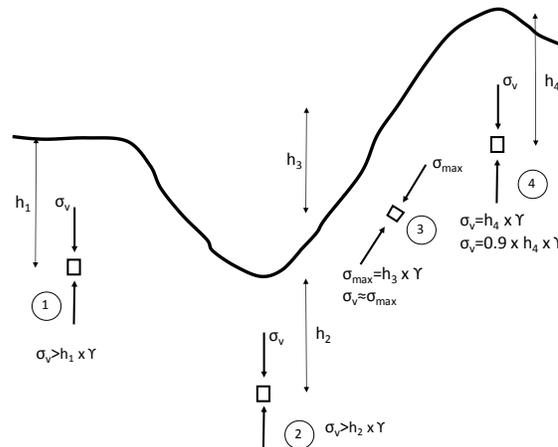


Figura 44 Estado de esfuerzos en relación con la morfología superficial. Fuente: Gutiérrez (2014).

En la tabla 36 se resumen los valores iniciales de la orientación de los esfuerzos, que se tomarán en cuenta para iniciar las iteraciones del modelo.

Tabla 36. Orientación de esfuerzos principales – datos de partida

Referencia	σ_1	σ_2	σ_3
Pares conjugados	225/29	112/31	347/44
PH Guavio	81/43	204/31	316/32
WSM	61/7	277/81	152/5

Elaboración propia

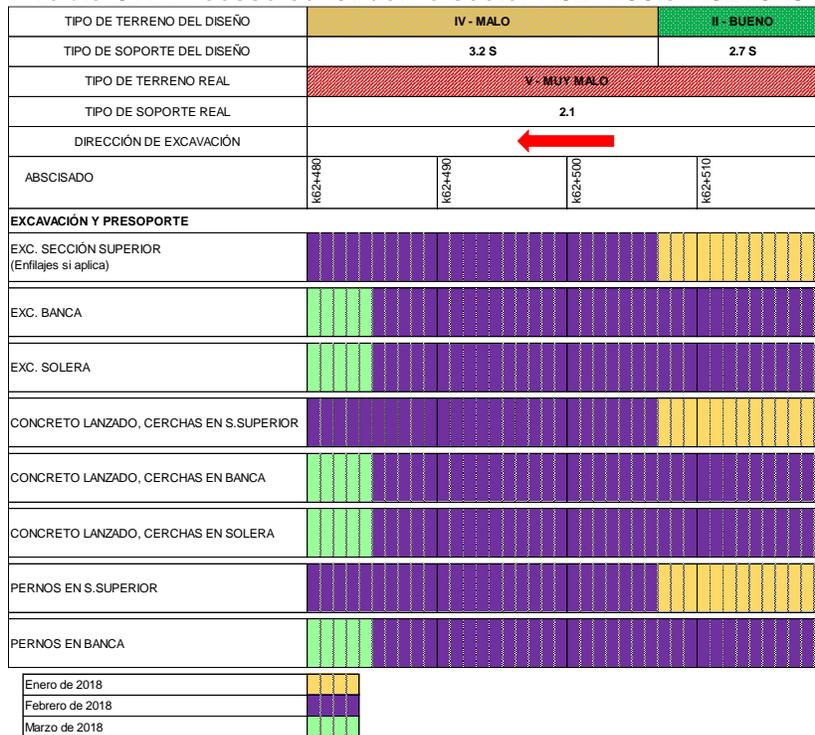
5.3.3 Datos de la construcción

5.3.3.1 Clasificación real del terreno y proceso de excavación

El sector en estudio está comprendido entre las abscisas K62+480-K62+518; corresponde a un terreno Tipo V con un RMR promedio de 17. Inicialmente los estudios y diseños del proyecto indicaban que este sector correspondía a terreno Tipo II y Tipo IV lo que resulta interesante para analizar esta situación no prevista.

El proceso constructivo que se detalla en la tabla 37, indica una excavación en tres etapas: sección superior, bancas laterales y solera, con un rendimiento menor para la sección superior. En la figura 45 se observa el avance de la excavación en sección superior con imágenes tomadas de los registros geológicos geotécnicos.

Tabla 37. Proceso constructivo sector K62+480 a K62+518



Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

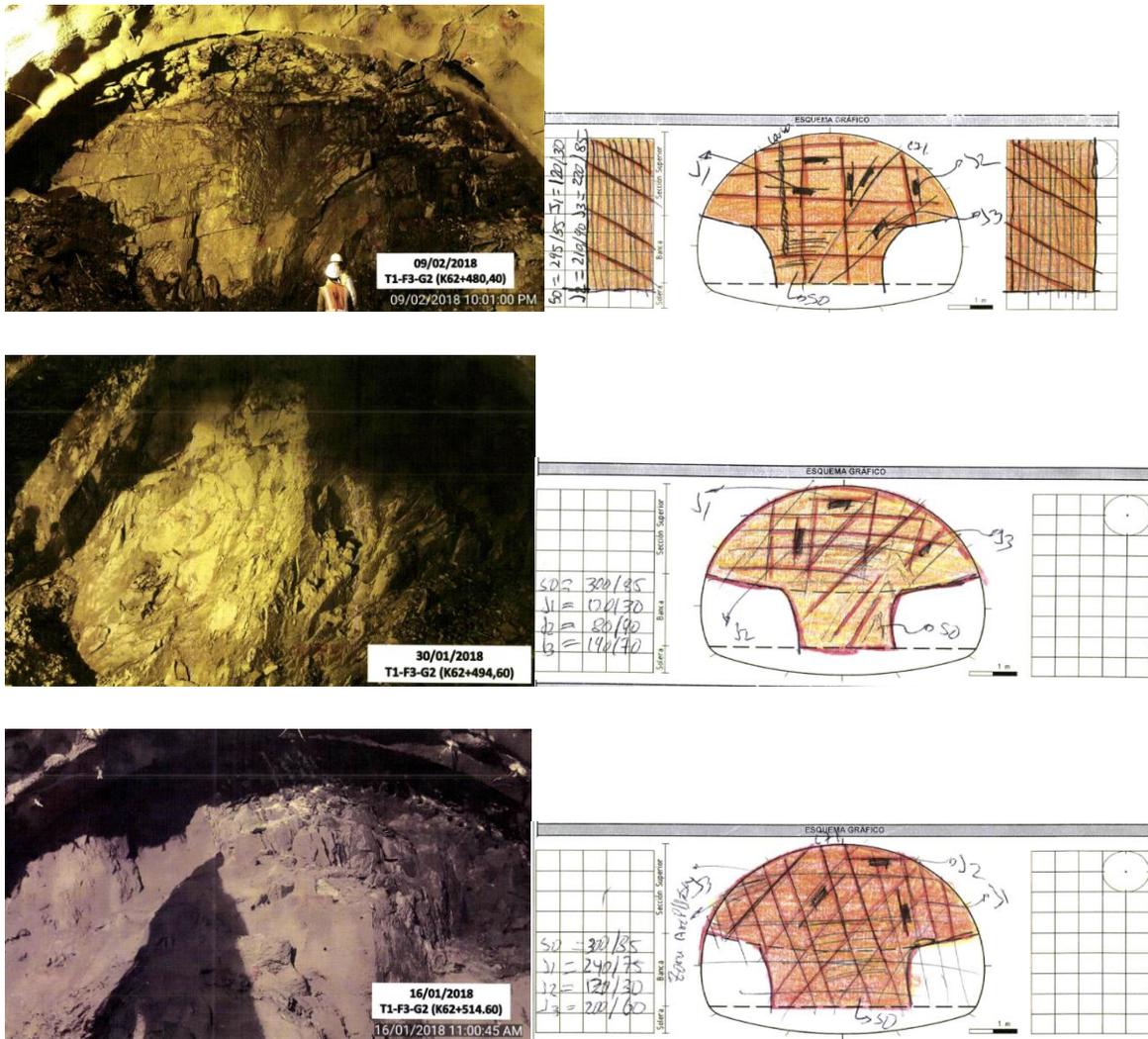


Figura 45. Registro fotográfico frente de excavación. Fuente: Consorcio Metroandina.

5.3.3.2 Sección típica

La sección típica y detalles de soporte establecidos en los estudios y diseños se presenta en las figuras 46, 47, 48 y 49, sin embargo, como se dijo anteriormente, en la ejecución real de la excavación por metodología NATM, se realizaron tres secciones: la superior, bancas laterales y la solera, siendo esto considerado para realizar la modelación *RS3* (figura 50).

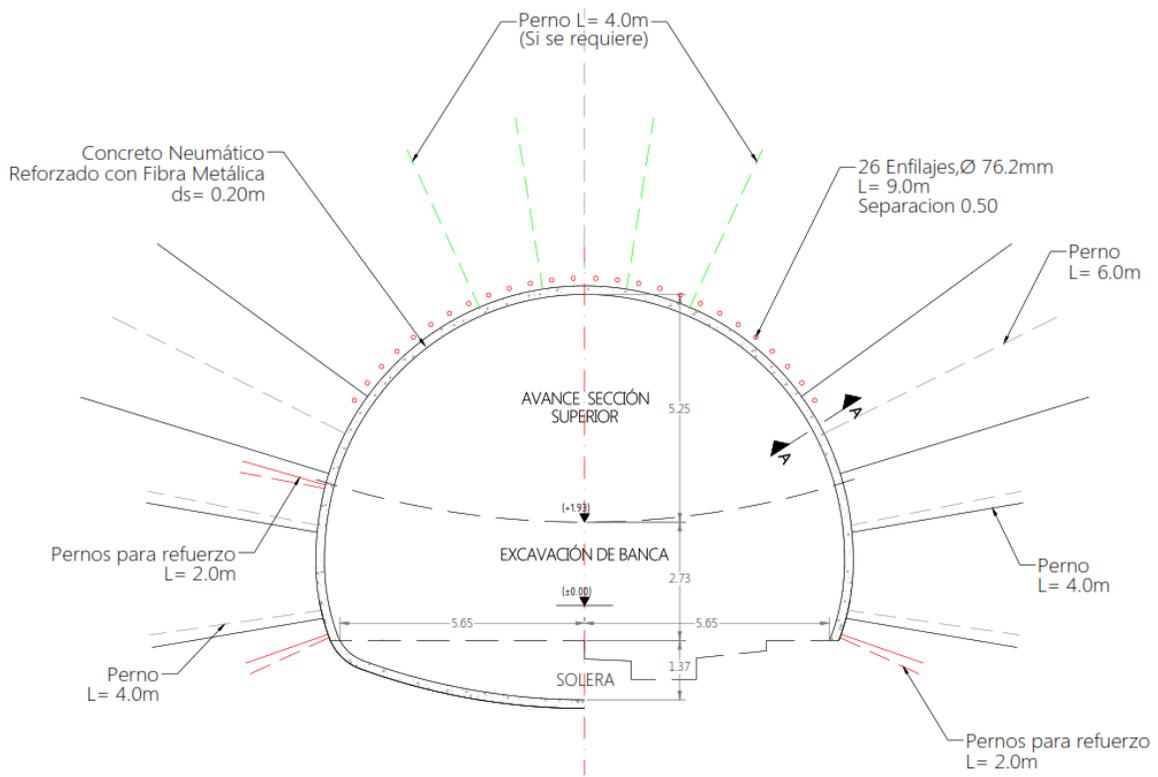


Figura 46. Soporte estándar 2.1 para Terreno Tipo V. Fuente: Consorcio Metroandina

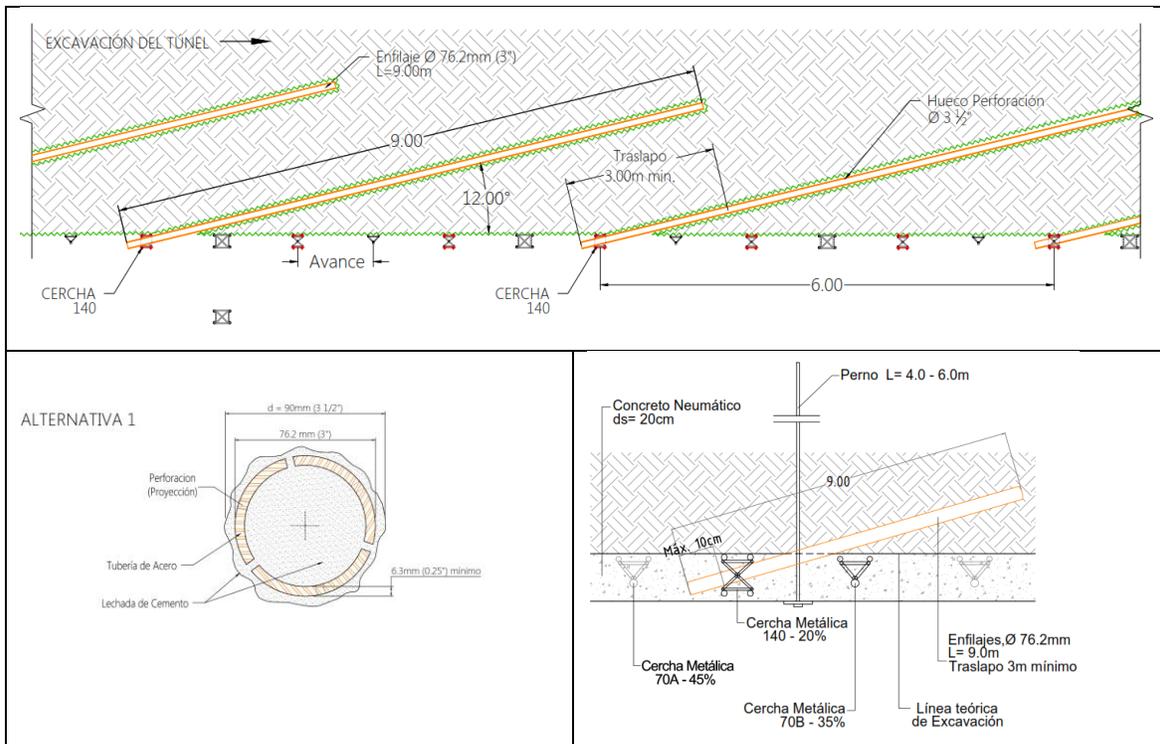


Figura 47. Detalle de enfillaje. Fuente: Consorcio Metroandina

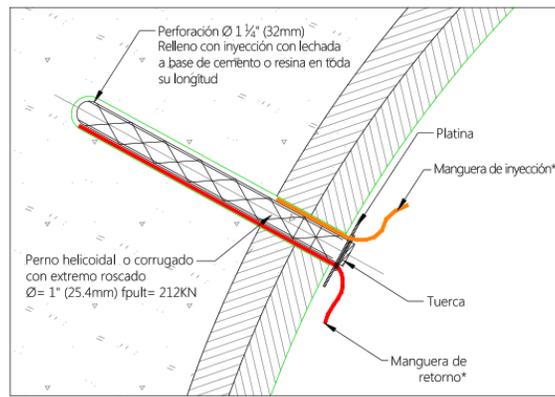


Figura 48. Detalle de pernos. Fuente: Consorcio Metroandina

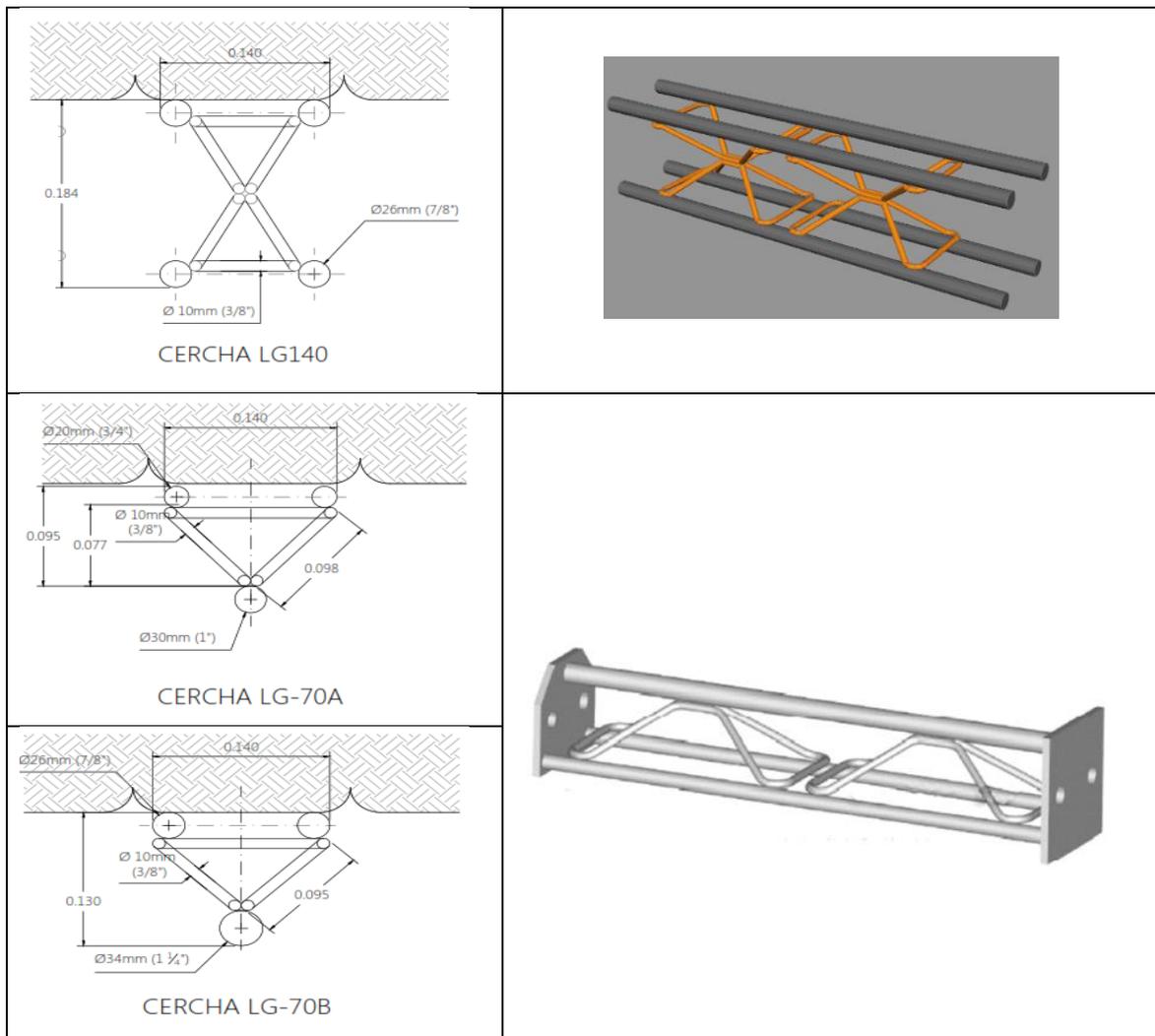


Figura 49. Detalle de arcos Lattice Girder. Fuente: Consorcio Metroandina

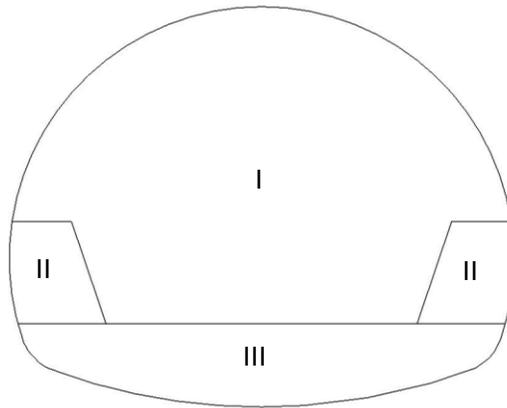


Figura 50. Excavación por secciones para modelo. Elaboración propia.

En la figura 51, se observa una imagen de la situación final del soporte, incluida la solera.



Figura 51 Túnel 1 F3 G2 (UF1). Tramo de solera entre el K62+695-K62+478.40. Fuente: Consorcio Metroandina

5.3.3.3 *Convergencias*

La lectura de convergencias de las 6 estaciones que se encuentran entre las abscisas K62+480-K62+518, según el esquema de la figura 52, se indican en la tabla 38.

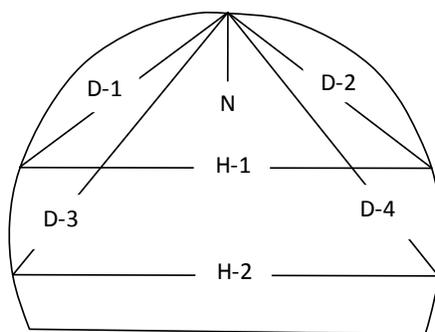


Figura 52 Esquema de referencia para toma de convergencias. Fuente: Consorcio Metroandina

Tabla 38. Medidas de convergencias en milímetros en las estaciones E15 a E20

Estación	Abscisa	Distancia al frente	H-1 (mm)	D-1 (mm)	D-2 (mm)	H-2 (mm)	D-3 (mm)	D-4 (mm)	N (mm)
E15	K62+515.00	195.1	0	1	2	2	0	4	0
E16	K62+509.20	189.3	2	6	3	4	3	4	4
E17	K62+504.40	184.5	9	-1	9	2	3	1	6
E18	K62+499.80	179.9	4	4	3	4	7	5	4
E19	K62+495.20	175.3	11	0	5	1	1	5	15
E20	K62+484.80	164.9	7	7	2	0	4	3	4

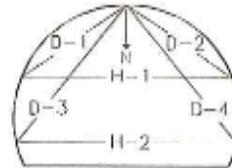
Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

El análisis de las deformaciones se hace considerando únicamente las lecturas H-1 y H-2. Como se observa en la tabla 39, se mostraron atrasos en el inicio de toma de lecturas con relación a la fecha real de excavación, situación que da como resultado convergencias totales muy bajas o nulas, por tanto, se descartan las lecturas de convergencias de las estaciones E15, E16 y E17.

Tabla 39. Tabla de convergencias

Estación	Abscisa	Distancia al frente (m)	Fecha de excavación	H-1			H-2	
				Fecha inicio monitoreo	Diferencia en días	Fecha última lectura	Fecha inicio monitoreo	Fecha última lectura
E15	K62+515.00	195.1	16/01/2018	03/02/2018	18.00	15/05/2018	03/02/2018	15/05/2018
E16	K62+509.20	189.3	19/01/2018	04/02/2018	16.00	15/05/2018	08/02/2018	15/05/2018
E17	K62+504.40	184.5	23/01/2018	04/02/2018	12.00	15/05/2018	11/02/2018	15/05/2018
E18	K62+499.80	179.9	26/01/2018	04/02/2018	9.00	15/05/2018	14/02/2018	15/05/2018
E19	K62+495.20	175.3	30/01/2018	04/02/2018	5.00	15/05/2018	19/02/2018	15/05/2018
E20	K62+484.80	164.9	08/02/2018	11/02/2018	3.00	15/05/2018	28/02/2018	15/05/2018

Estación	Abscisa	Dist al frente (m)	Fecha de excavación	Convergencia total	
				H-1 (mm)	H-2 (mm)
E15	K62+515.00	195.1	16/01/2018	0	2
E16	K62+509.20	189.3	19/01/2018	2	4
E17	K62+504.40	184.5	23/01/2018	9	2
E18	K62+499.80	179.9	26/01/2018	4	4
E19	K62+495.20	175.3	30/01/2018	11	1
E20	K62+484.80	164.9	08/02/2018	7	0



Elaboración propia. Fuente Consorcio Metroandina

En las figuras 53, 54, 55, 56, 57 y 58 se muestran las curvas de las lecturas de convergencia realizadas en las estaciones 20, 19, 18, 17, 16 y 15 correspondientemente; el avance en la excavación del túnel se realiza en sentido Villavicencio – Bogotá.

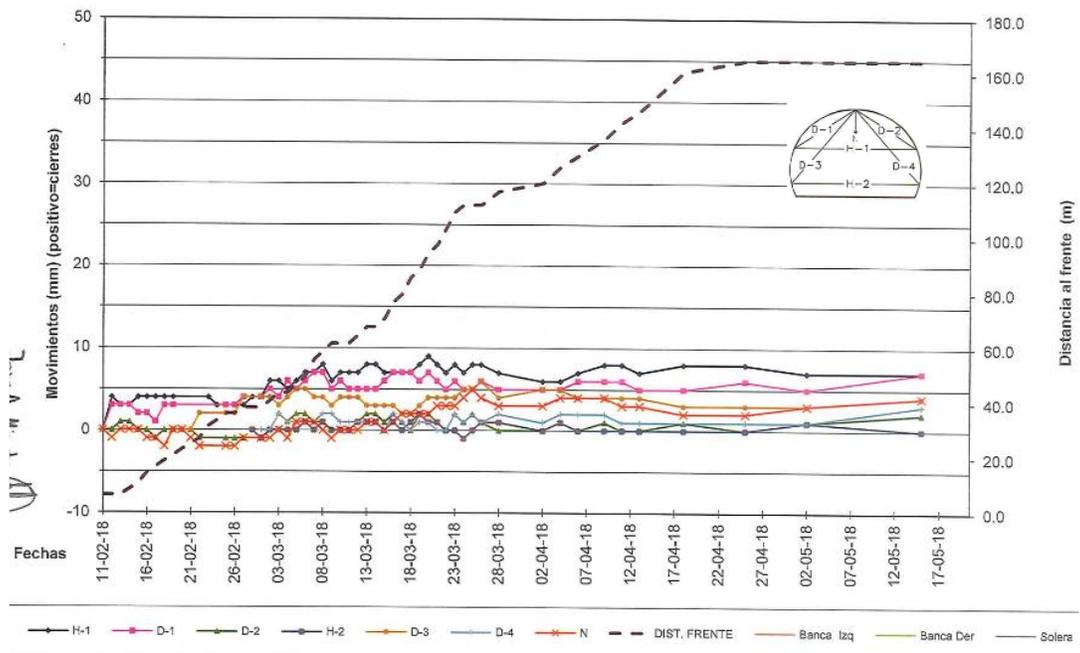


Figura 53 Seguimiento de convergencias, Estación 20 K62+484.8. Fuente: Consorcio Metroandina

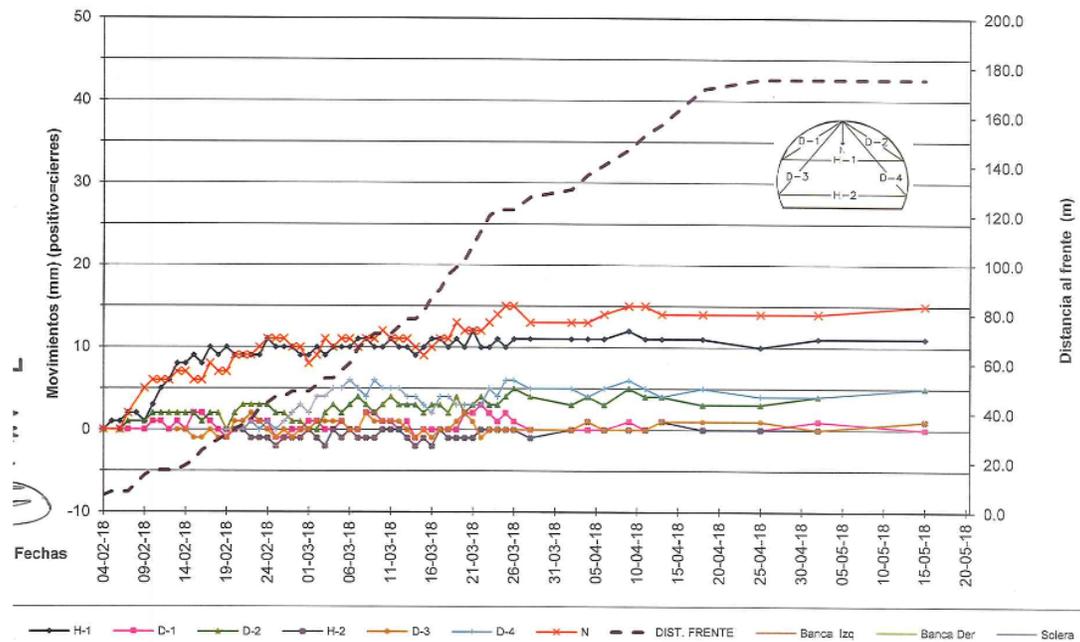


Figura 54 Seguimiento de convergencias, Estación 19 K62+495.2. Fuente: Consorcio Metroandina

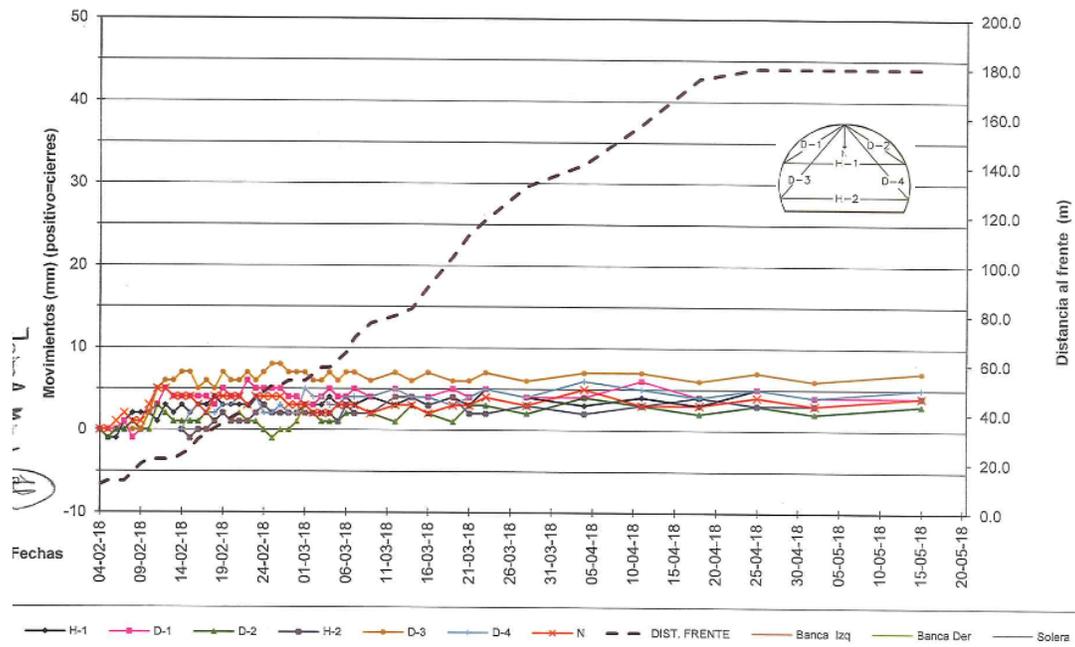


Figura 55 Seguimiento de convergencias, Estación 18 K62+499.8. Fuente: Consorcio Metroandina

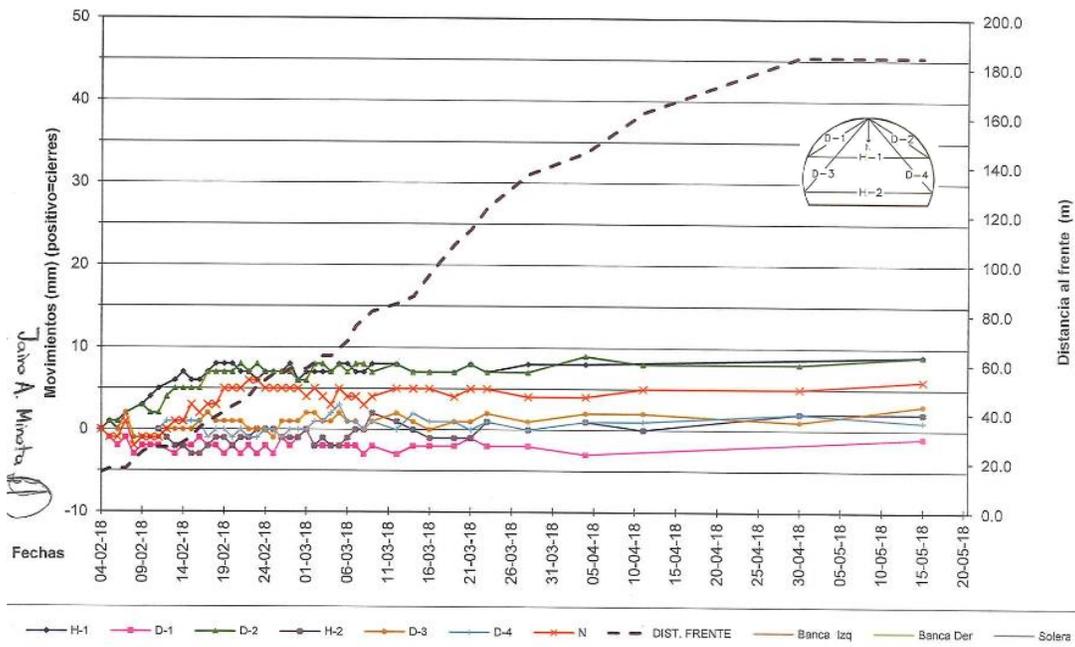


Figura 56 Seguimiento de convergencias, Estación 17 K62+504.4. Fuente: Consorcio Metroandina

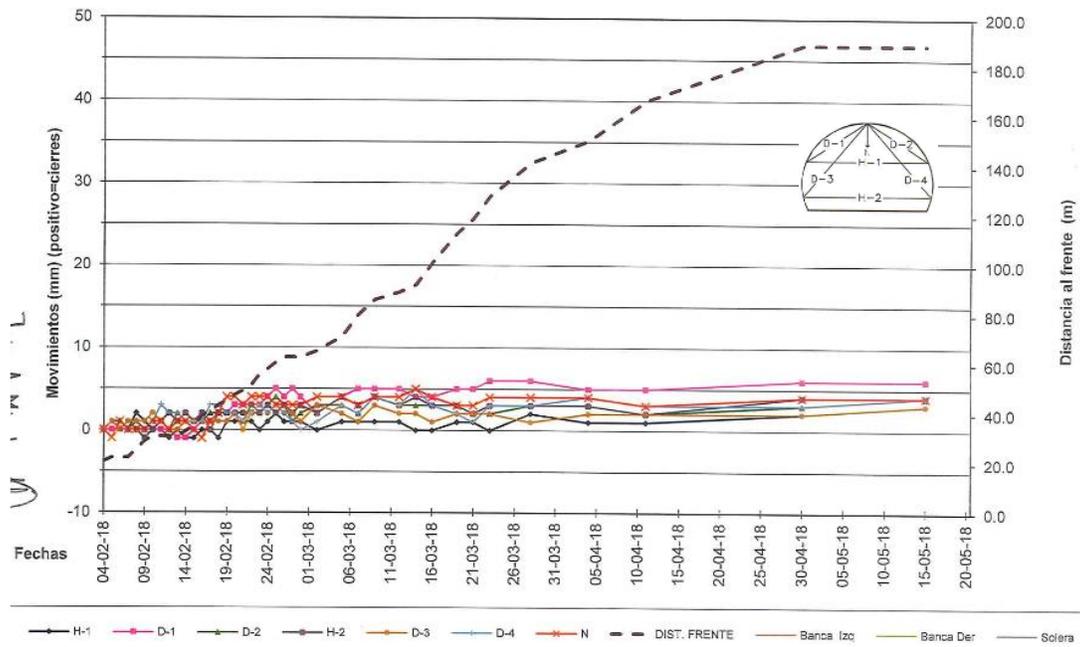


Figura 57 Seguimiento de convergencias, Estación 16 K62+509.2. Fuente: Consorcio Metroandina

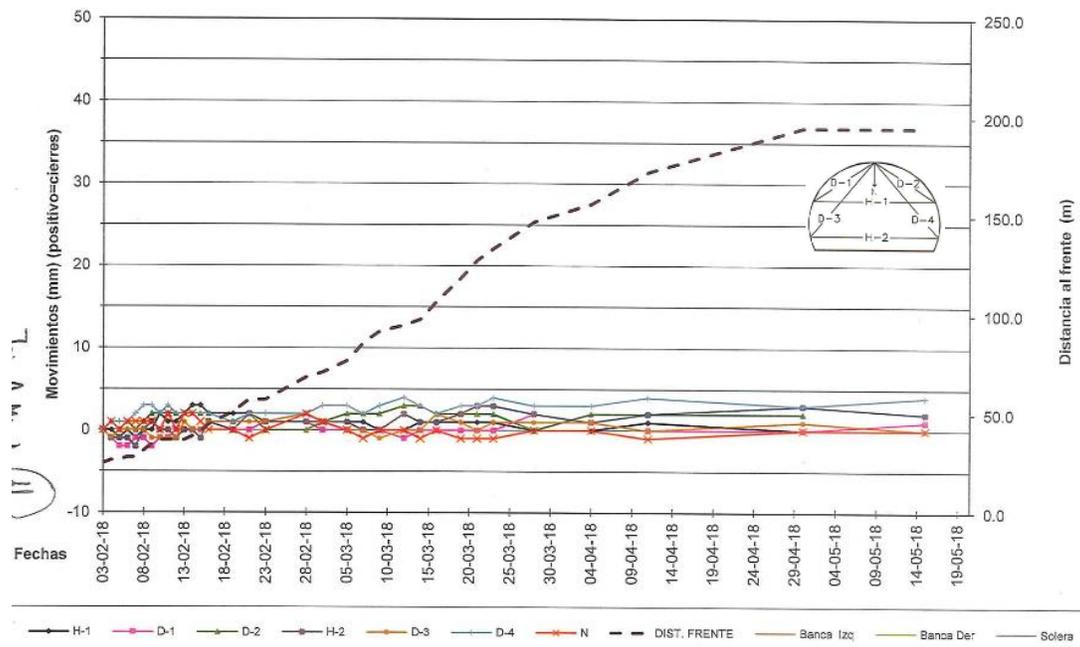


Figura 58 Seguimiento de convergencias, Estación 15 K62+515. Fuente: Consorcio Metroandina

5.3.3.4 Localización de pernos, arcos y enfilajes

Durante la construcción se hizo el control de la colocación y ubicación de enfilajes, pernos y arcos; en la tabla 40 se presenta la ubicación de cada elemento de sostenimiento, para el tramo de 9.3 m, comprendido entre las abscisas K62+493.1-K62+483.8. En las figuras 59 y 60 se encuentran los detalles de instalación de enfilajes, cerchas metálicas (tipo Lattice Girder) su localización en paredes y techo del túnel.

Tabla 40. Localización de pernos, arcos y enfilajes

Abscisa	Arco	Izquierda			Superior							Derecha		
		26	25	23	20	18	15	12	10	7	6	4	1	
K62+493.10	89B													
K62+491.60	90B													
K62+490.10	91B													
K62+488.60	92B													
K62+487.10	93B													
K62+485.60	94B													
K62+483.80	95B													

Perno de 2 m 
 Perno de 4 m 
 Perno de 6 m 
 Enfilajes de 9 m 

Elaboración propia. Fuente: Consorcio Metroandina

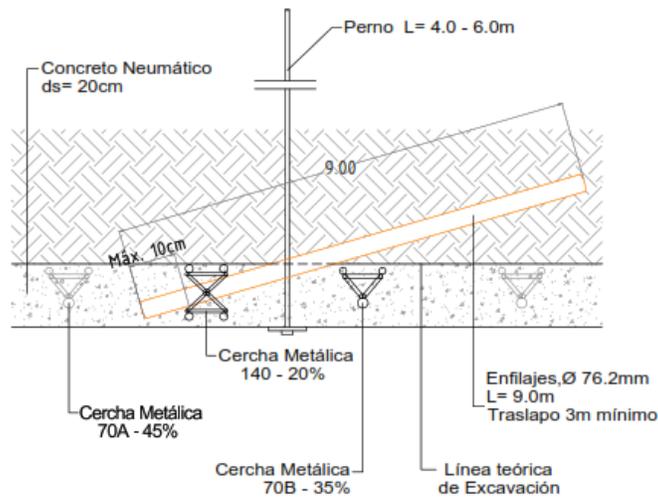


Figura 59 Detalle de colocación enfilajes y cerchas metálicas. Fuente: Consorcio Metroandina

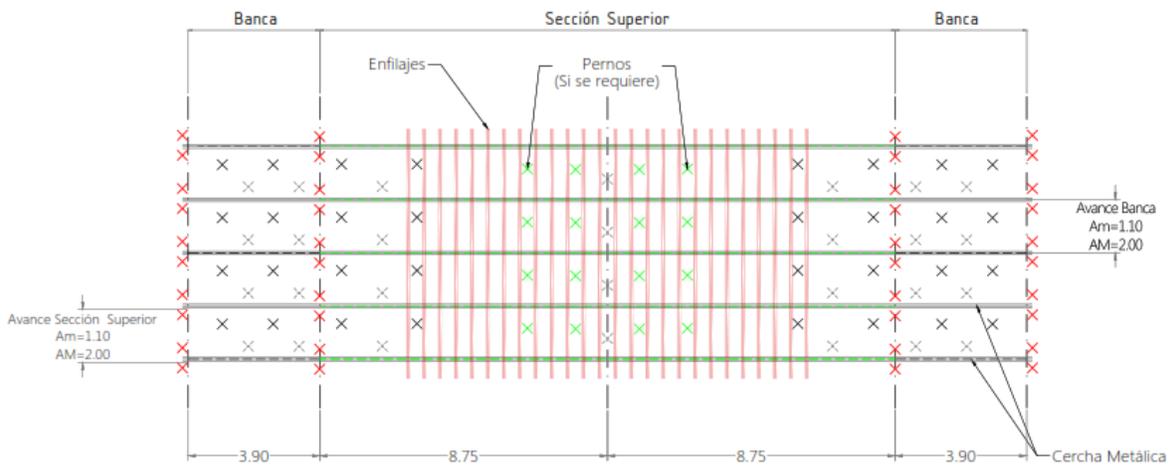


Figura 60 Detalle de colocación enfilajes y pernos. Fuente: Consorcio Metroandina

5.3.4 Parámetros de resistencia del macizo rocoso adoptados

a. GSI

Debido a las incertidumbres en la cuantificación del GSI y dada la importancia que este parámetro tiene en la aplicación del criterio Hoek-Brown, se han revisado algunas correlaciones empíricas considerando las características de las discontinuidades y valores de RQD tomados de las perforaciones horizontales (tablas 41, 42 y 43).

1) Definición de J Cond89, basado en Bieniawski (1989)

$$GSI = 1.5JCond89 + \frac{RQD}{2}$$

Tabla 41. Evaluación de las discontinuidades

Longitud de discontinuidad (persistencia)	< 1 m	1 a 3 m	3 a 10 m	10 a 20 m	Mas de 20 m
Puntaje	6	4	2	1	0
Separación (apertura)	Ninguno	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	Mas de 5 mm
Puntaje	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Lisa	Espejo de falla
Puntaje	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm
Puntaje	6	4	2	2	0
Meteorización	No meteorizado	Ligeramente meteorizado	Moderadamente meteorizado	Altamente meteorizado	Descompuesto
Puntaje	6	5	3	1	0
Total	9				

Elaboración propia. Fuente Bieniawski (1989)

Exploración Directa	RQD
RQD Perforación horizontal 2-A (diseños K101/114 sept/2015)	41
RQD Perforación horizontal K62+478.4/451.4 Tipo IV(construcción feb/2018)	50
Promedio	46

$GSI = 1.5JCond89 + \frac{RQD}{2}$	RQD	50
	JCond89	9
	RQD	46
	GSI	36

2) Definición de JCond89, a partir de JCond76

Tabla 42. Evaluación de las continuidades

Condición de discontinuidad	Superficies muy rugosas No hay continuidad No hay separación Pared de la discontinuidad dura	Superficie muy rugosa No continua No hay separación Pared de de la roca de la discontinuidad dura	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1 mm Pared de la discontinuidad de la roca fuerte	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1 mm Pared de la discontinuidad de la roca blanda	Superficies con espejos de falla o lleno < 5 mm de espesor o separación de 1-5 mm Continuas	Lenos blandos > 5 mm de espesor o juntas abiertas > 5 mm Diaclasas continuas
Puntaje	30	25	20	12	6	0

Elaboración propia. Fuente Bieniawski (1976)

$JCond89 = 1.3JCond76$ $GSI = 1.5JCond89 + \frac{RQD}{2}$	JCond76	6
	JCond89	8
	RQD	46
	GSI	34

3) Definición de Jr y Ja para para contacto en pared de roca (no pre cizallada), basado en Barton et al. (1974).

Tabla 43. Evaluación de las continuidades a partir de los parámetros Jr y Ja

Numero de Rugosidad de la diaclasa J _r	Puntaje	Numero de alteración de la diaclasa J _a	Puntaje
Diaclasa discontinua	4	Bien cerrada, dura, sin ablandamiento, lleno impermeable	0.75
Rugosa e irregular, no ondulada	3	Pared de diaclasa inalterada, decolorada solo en superficie	1
Lisa, ondulada	2	Pared de diaclasa ligeramente alterada, cobertura de mineral sin ablandamiento, particulas de arena, libre de arcilla, roca desintegrada etc.	2
Espejo de falla, no ondulada	1.5	Cubierta de limo o arena arcillosa, pequeña fracción de arcilla (sin ablandamiento)	3
Rugosa o plana irregular	1.5	Arcilla con ablandamiento o baja fricción, cobertura de minerales como caolinita, mica, también clorita, talco, yeso y grafito, etc., y pequellas cantidades de arcilla expansiva (Discontinuidades cubiertas de 1-2 mm o menos espesor)	4
Suave, plana	1		
Espejo de falla, plana	0.5		

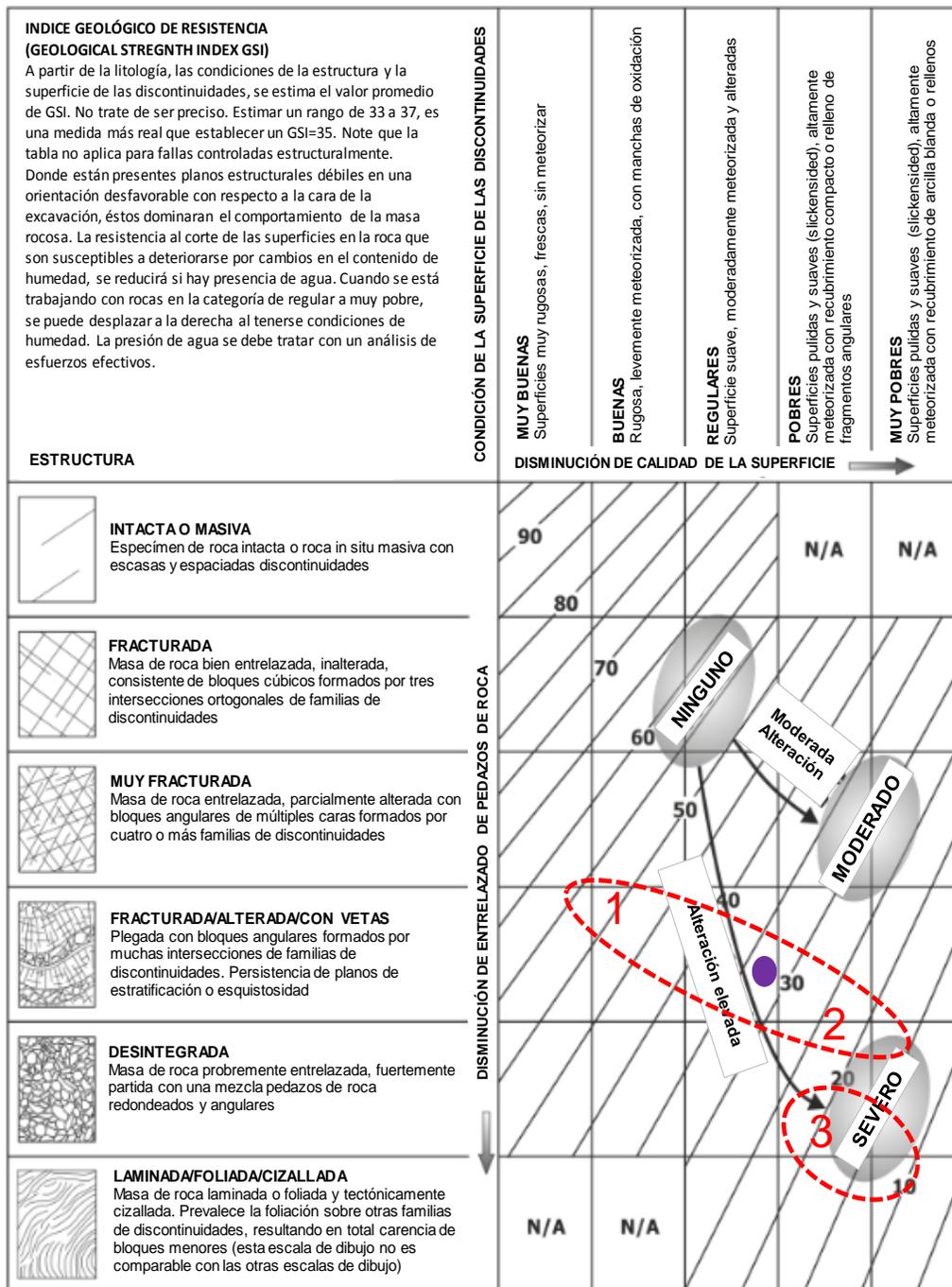
Elaboración propia. Fuente Bieniawski (2019)

$GSI = 5.5 \ln \frac{J_r}{J_a} + 21 + \frac{RQD}{2}$	RQD	46
	Jr	1
	Ja	3
	Jr/Ja	0.3
	GSI	37

Con el empleo de la carta de Marinos (2018) considerando la recomendación para tipo de roca y grado de meteorización, se adopta un GSI de 33 (figura 50).

En conclusión, el valor final seleccionado de GSI para la modelación es de 35.

En el anexo 3 se presenta en detalle la información sobre la cual se basó la calificación de cada una de las propiedades de las discontinuidades, información tomada de las fichas geológicas del levantamiento del frente; también se presenta la información de las perforaciones en etapa de diseños y construcción.



PRECAUCIÓN

Las áreas indicadas con los números 1, 2 y 3 son indicativas y pueden no ser apropiadas para propósitos de diseño específicos del sitio. No se sugiere usar valores medios para una caracterización indicativa; se recomienda el uso de rangos.

1. Dura (p. ej. esquistos de mica, esquistos de calcita)

2. Frágil (p. ej. ejemplo esquistos de clorita, filitas)

3. Esquistos cizallados

Figura 61 GSI para Túnel 1. Fuente: Marinos (2018). Elaboración propia

b. Resistencia a la compresión

El Túnel 1 se caracteriza por rocas metamórficas tipo filitas de color gris medio, fuertemente fracturadas, foliación muy vertical, presencia de algunos óxidos, rellenos de sericita, y clorita, y algunas filtraciones de agua.

Tomando en consideración los valores de referencia de la tabla 14 (numeral 2.5.1) se utiliza un factor de reducción de resistencia a la compresión confinada de 0.4 (de acuerdo a la descripción de roca ligeramente meteorizada) según los valores típicos sugeridos en la tabla 15. La meteorización mecánica y química de la roca intacta resulta en cambios en la fábrica de la masa recosa y altera la resistencia a la compresión confinada, se recuerda que los valores teóricos de tabla se basan en probetas de material intacto seco y no meteorizado, situación que difiere de la condición real en el tramo de análisis donde hay presencia de meteorización, alta fracturación y cizallas. Teniendo en cuenta este factor de reducción por meteorización ligera se obtienen los siguientes rangos:

$$\sigma_{ci}=0.4*30=12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci}=0.4*100=40 \text{ MPa}$$

Por otra parte, el anexo 3 se presentan los resultados de los ensayos de resistencia por compresión simple, carga puntual y martillo de Schmidt (tomado en el frente de avance de excavación). Al tratarse de una roca foliada metamórfica tipo filita existen diferencias en los valores de resistencia a la compresión confinada obtenidos por los diferentes métodos, y que se entiende obedecen a la anisotropía de la roca.

Como se comentó en el numeral 4.2.8.1, los ensayos que se realizaron para determinar la resistencia a la compresión confinada (UCS) no permitieron evaluar la anisotropía de la roca, ya que no se indica cuáles fueron las orientaciones de los planos de foliación con respecto a la aplicación de la carga. Para el modelo se decidió seleccionar un valor medio de 30MPa, reportado en varias fichas del levantamiento geológico del frente de excavación y aunque este valor es más alto con relación a la mayoría de resultados de laboratorio de la perforación 2-A y la perforación realizada durante la construcción desde el K62+445.4 a K62+478.4, resulta más confiable al ser tomado directamente en la pared de la excavación.

c. Parámetro m_i

Dado que la roca presenta meteorización, se tomará para la modelación un valor de $m_i=9$, ligeramente menor al límite inferior del valor teórico recomendado para filitas que se indica en la tabla 15 (numeral 2.5.1). Los procesos de meteorización y alteración afectan las propiedades del material parental especialmente m_i , σ_{ci} y E_i ; los valores publicados en tablas, se basan en material intacto seco y no meteorizado. Este valor idealmente debería obtenerse del ensayo de triaxial, que no fue realizado en etapa de estudios y diseños.

d. Parámetro D

De acuerdo con la clasificación RMR, el sector de análisis es terreno Tipo V por lo que la excavación se realiza en un macizo rocoso de calidad pobre, produciendo una mínima alteración del macizo rocoso circundante, en consecuencia, el factor de perturbación D por efecto de voladura, es de cero (0).

e. Determinación de los parámetros E_m , m_b , s y a

Estos parámetros se han calculado mediante el programa Roclab V 5.009 (figura 62).

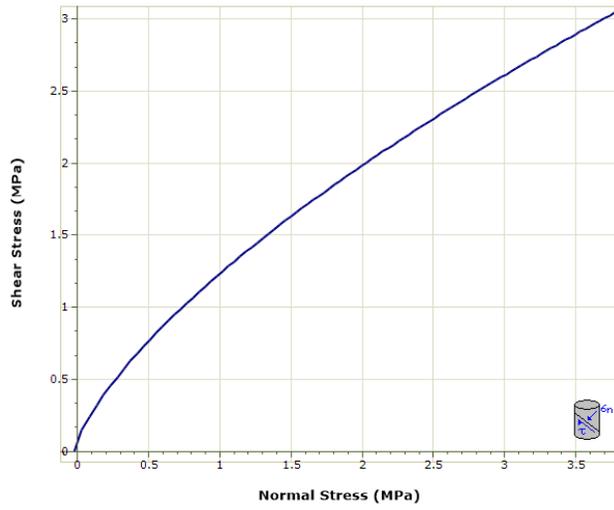
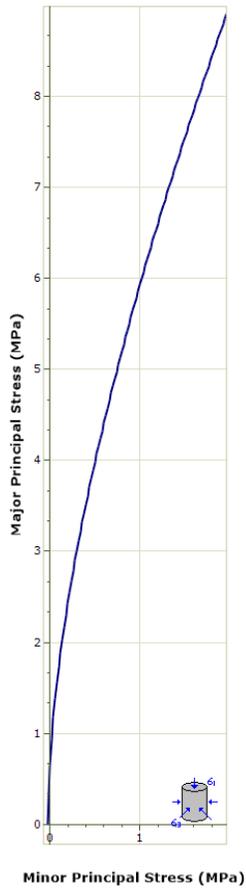
El peso unitario se toma como la mediana de los datos obtenidos en el sondeo P-2 A, es decir de 28 kN/m^3 .

Los valores obtenidos se resumen en la tabla 44.

Tabla 44. Resumen de los parámetros del macizo

Datos de entrada	
Peso unitario (kN/m^3)	28
Cobertura media (m)	147
GSI	35
σ_{ci} (MPa)	30
m_i	9
D	0
E_i (MPa)	22857
Calculado Roclab	
m_b	0.883
s	0.0007
a	0.516
σ_{cm} (MPa)	3.536
E_m (MPa)	2592

Elaboración propia



Material 1	
Hoek Brown Classification	
intact uniaxial compressive strength	30 MPa
GSI	35
mi	9
disturbance factor	0
intact modulus	22857 MPa
Hoek Brown Criterion	
mb	0.883
s	7.302e-004
a	0.516
Failure Envelope Range	
application	tunnels
sig3max	1.917 MPa
unit weight	0.028 MN/m3
tunnel depth	147 m
Mohr Coulomb Fit	
cohesion	0.46 MPa
friction angle	36.076 deg
Rock Mass Parameters	
tensile strength	-0.025 MPa
uniaxial compressive strength	0.722 MPa
global strength	3.536 MPa
modulus of deformation	2592.144 MPa

— Material 1 - Principal Stress Envelope
 — Material 1 - Shear vs. Normal Stress Envelope

Figura 62 Parámetros E_m , m_b , s y a . Rocdata V5.5.009. Fuente: Rocscience Inc

El peso unitario se determinó a partir de una distribución normal con los datos de la tabla 20 en la perforación 2A, ubicada en el sitio de falla La Caridad. Se aclara que este valor es independiente de los resultados obtenidos en los parámetros para uso del criterio de falla Hoek & Brown.

5.3.5 Presencia de agua

Como se observa en la tabla 28 (numeral 4.3), durante el proceso constructivo en el tramo comprendido entre el K62+480-K62+518 hay una ligera presencia de humedad, por lo que no fue necesario aplicar inyecciones de consolidación. Para la modelación se asumirá que el agua no es un detonante de la estabilidad del macizo, y no se tendrá en cuenta en los cálculos.

5.3.6 Soporte

5.3.6.1 Interacción de roca con pernos y enfilajes

i. Pernos

Los modelos de pernos se han implementado en varios métodos numéricos, como el Método de elementos finitos (FEM) (Goodman et al., 1968), el elemento límite Método (BEM) (Crotty & Wardle, 1985) y métodos de bloque (Cundall, 1971).

Se describe las teorías de fondo de los modelos de soporte de pernos utilizados en RS3. Hay disponibles cinco modelos diferentes de pernos:

1. End anchored (puntal)
2. Fully bonded (inyectados con resina o lechada).
3. Plain strand cable (cable o tendón)
4. Swellex / Split Set (expansión del bulón / compresión del bulón)
5. Tiebacks (autoperforante)

Los pernos pasan a través de los elementos en la malla, y son modelados por una o una serie de elementos unidimensionales.

Los pernos inyectados con resina o lechada en RS3 son divididos en elementos de acuerdo con el lugar donde los pernos cruzan la malla de elementos finitos. Estos elementos de perno actúan independientemente uno del otro. Los elementos adyacentes a los pernos inyectado con resina o no se afectan entre sí directamente, solo indirectamente a través de su efecto en la masa rocosa.

ii. Enfilajes

En RS3, se usa un tipo especial de elemento llamado elemento embebido, el cual puede ser usado para modelar el soporte estructural como vigas, pilotes o enfilajes. Los elementos embebidos son elementos que no conforman la malla. Esto simplifica los requerimientos del mallado y aumenta la velocidad computacional. Los nodos se introducen en intersecciones del elemento embebido y un elemento tetraédrico. La formulación del elemento embebido es similar al elemento original, excepto que los nodos virtuales están vinculados al elemento sólido.

La matriz deformación-desplazamiento (B) de un elemento embebido se deriva a partir de la matriz B^b del elemento mediante la relación:

$$B=N^{bs} B^b$$

Donde B^b es la matriz deformación-desplazamiento de elemento.

N^{bs} es la matriz de mapeo a partir del elemento viga al elemento sólido.

$$N_i^{bs} =\{ N_i^s \ 1 \ 1 \ 1 \}$$

Donde N_i^s son las funciones de forma del elemento solido en un nodo i.

La matriz de rigidez del elemento embebido se deriva del uso de la siguiente expresión:

$$K= \int B^T E B$$

Donde E es la matriz esfuerzo-deformación del material.

La matriz de deformación puede ser calculada numéricamente usando la integral de Gauss o el esquema de integración de Lobatto.

La interacción de suelo y elemento en la piel del elemento se describe por elementos de interface embebidos. Estos elementos de interface se construyen basados en la unión de elementos los cuales tienen pares de nodos en lugar de nodos individuales. Un nodo de cada par pertenece al elemento y otro pertenecen al elemento sólido (figura 63).

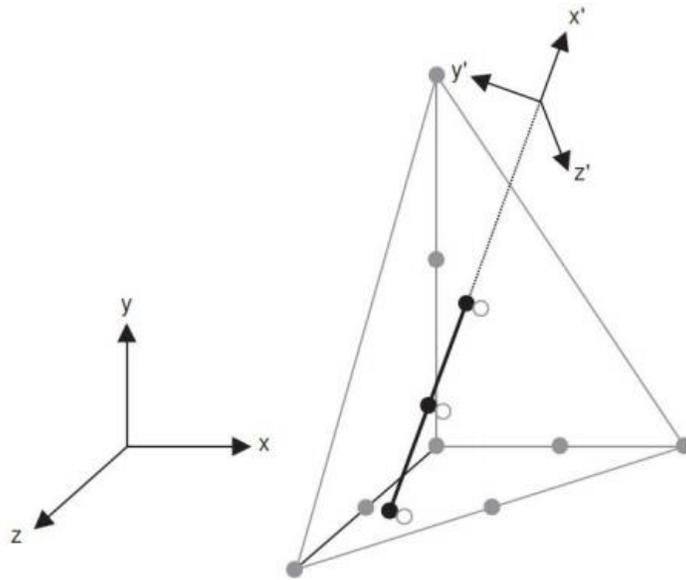


Figura 63 Geometría de un elemento embebido. Fuente: Manual RS3 2019.

La implementación de un eje enfilaje considera la tracción de la piel a lo largo del enfilaje. No se tienen en cuenta la capacidad de carga y la rigidez en los extremos del enfilaje, ya que los enfilajes generalmente se instalan horizontalmente para proporcionar soporte en el techo del túnel.

5.3.6.2 Resumen de los parámetros de soporte asumidos para el modelo

El soporte de la excavación para terreno Tipo V, se ha ilustrado en las figuras del numeral 5.4.2.

El cálculo de la resistencia a la tracción y la Rigidez al Corte del enfilaje se ha determinado mediante las expresiones indicadas en el numeral 3.4.1 y se resume a continuación:

$N_{t,Rd} = (A_s f_{sd} + A_a f_{yd}) / 1.1$		
	A_s	0
	f_{sd}	0
$A_a = \frac{\pi}{4} ((d_e - 2r_e)^2 - d_i^2) F_{u,t}$	d_e (m)	0.076
	r_e (mm)	0.6
	d_i (mm)	0.0697
	$F_{u,t}$	1
	A_a (m ²)	0.000579
$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a}$	f_y (MPa)	235
	γ_a	1.1
	f_{yd} (MPa)	213.64
	N_{Rd} (MN)	0.11
$k = \frac{2\pi G}{10 \ln(1 + \frac{2t_a}{\phi_{fp}})}$	G (Gpa)	9.96
	t_a (m)	0.0063
	ϕ_{fp} (m)	0.0760
	k (Gpa)	40.78

En las tablas 45, 46 y 47 se presentan los datos de entrada requeridos por el programa RS3-2019 por cada elemento de soporte.

Tabla 45. Características del enfilaje

Enfilaje			
Módulo de Young (MPa)	210,000	Máxima tracción en la parte superior (MN/m)	0.11
Relación de poisson	0.25	Máxima tracción en la parte inferior (MN/m)	0.11
Area (m ²)	0.000721	Rigidez al corte (MPa)	40783
l-min (m ⁴)	8.4E-07	Rigidez normal (MPa)	407830
l-max (m ⁴)	8.4E-07		

Elaboración propia

Tabla 46. Características del concreto lanzado

Pernos		Concreto Lanzado	
Tipo	Full bondy	Espesor (m)	0.2
Diámetro (m)	0.0254	Módulo de Young (MPa)	21,000.00
Módulo de Young (MPa)	210,000	Relación de poisson	0.2
Capacidad a tensión (MPa)	0.212	Resistencia al corte	1.05
Capacidad residual de tensión	0.02	Resistencia a la Compresión (MPa)	28
Longitud (m)	2, 4 y 6	Resistencia a Tensión	2.8
		Peso Unitario (MN/m ³)	0.024

Elaboración propia

Tabla 47. Características de los arcos

Arcos Lattice Girder			
Tipo	70A	70B	140
Espaciamiento (m)	1.5	1.5	1.5
Profundidad de sección (m)	120	130	192
Area (m ²)	1335	1970	2124
Momento de inercia (m ⁴)	3.06	5.01	14.72
Módulo de Young (MPa)	200000	200000	200000
Relación de poisson	0.25	0.25	0.25
Resistencia al corte (MPa)	400	400	400
Resistencia a la compresión (MPa)	400	400	400
Resistencia a la tensión (MPa)	400	400	400
Peso unitario (MN/m ³)	12.5	17.5	20.4

Elaboración propia

5.3.7 Diaclasas

El tramo de análisis presenta dos familias principales de diaclasas cuya dirección y buzamiento se obtienen a partir del análisis de polos en el sector 16 (anexo 2).

D1=70°/194°

D2=32°/124°

Los datos de entrada de parámetros de resistencia en las diaclasas se resumen en la tabla 48.

Tabla 48. Parámetros de las discontinuidades

JCS (MPa)			Angulo de fricción residual	
$\log JCS = 0,00088 * \gamma_{roca} * R + 1,01$			$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$	
R	37	Valor de referencia en pizarra medianamente meteorizada	ϕ_b	28 Valor de referencia en pizarras 27°, para esquistos entre 21° y 30°
γ_{roca} (kN/m ³)	27	En la pared de la discontinuidad	r	19 Deducido de los registros geológicos para un valor promedio
log JCS	1.89		R	37 Valor de referencia en pizarra medianamente meteorizada 42.5, y en pizarra meteorizada 36.8
JCS	77.47 MPa		ϕ_r	18
JRC	6	De acuerdo a la aspersion de la junta	Ángulo de dilatación	1°

Elaboración propia

5.3.8 Resumen de los parámetros del macizo rocoso asumidos para el modelo

En la figura 64 se detallan los datos de entrada con cada una de las propiedades del macizo rocoso, requeridas por el programa *RS3-2019*.

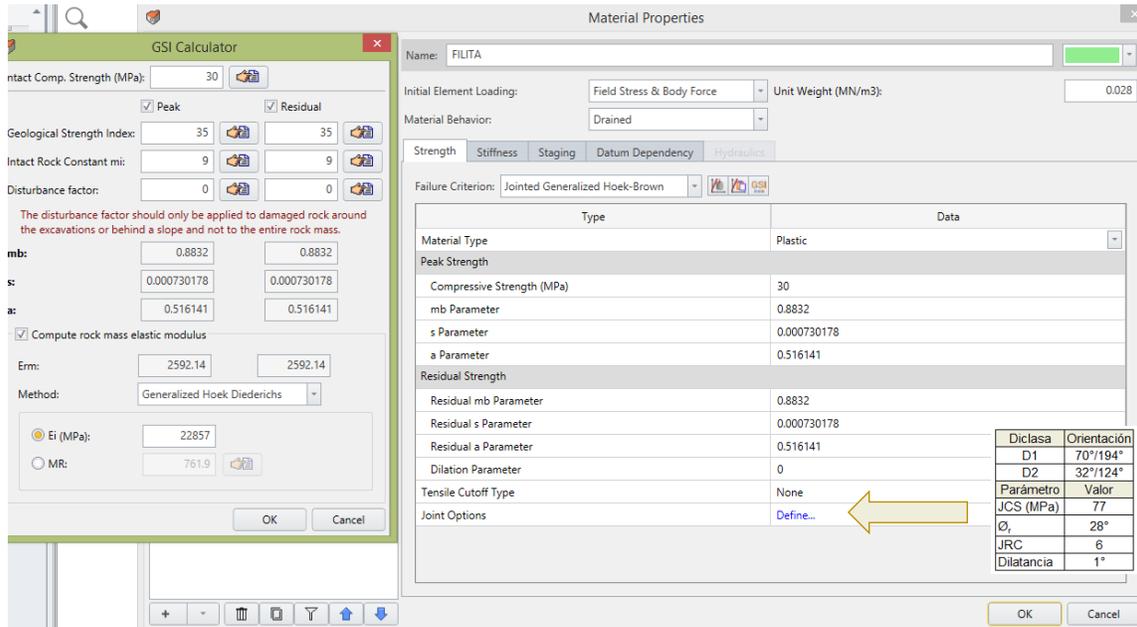


Figura 64 Parámetros de entrada del macizo rocoso. Elaboración propia, tomado de RS3

5.3.9 Modelación

5.3.9.1 Criterio de falla Hoek-Brown Generalizado Diaclasado

El modelo de resistencia Hoek-Brown Generalizado Diaclasado (Jointed Generalized Hoek-Brown) permite definir el material Hoek-Brown Generalizado con la opción de determinar las diaclasas dentro de la configuración del material. De las versiones anteriores de *RS3*, esto es similar al criterio de falla de Hoek-Brown Generalizado con la opción para seleccionar material diaclasado. En la última versión (*RS3 2019 V3.009*), esto se introduce como un criterio de falla separado.

El criterio de falla Hoek-Brown se introdujo en principio para estimar la resistencia de las masas de roca dura para el diseño de excavaciones subterráneas pero debido a las alternativas aplicables limitadas, el criterio original fue cambiado y modificado a lo largo de los años, y ha sido aplicado a una variedad de masas rocosas, incluyendo masas de muy pobre calidad. Una nueva técnica de clasificación GSI también se introdujo en el criterio que se utilizó en concordancia con el Sistema Geomecánico de Clasificación.

En proyectos similares (Hoek y Guevara, 2009), el criterio de falla Hoek-Brown fue utilizado durante parte de la de la construcción del túnel Yacambú-Quibor en el estado de Lara, Venezuela, en el cual se registraron grandes deformaciones por squeezing severo en rocas frágiles de tipo filitas gráficas altamente tectonizadas, llegando a profundidades hasta de 1.270m. Se desarrolló una tabla de clasificación GSI específicamente para las filitas del túnel Yacambú-Quibor, basada en un modelo publicado por Marinis y Hoek (2002).

Se hace también mención al proyecto de los túneles Iıksu 1, Iıksu 2 de la autovía Antalya – Alanya, Turquía (Kockar y Akgün, 2002) ubicado en un área que presentaba una secuencia de espesores de carbonato, subyacente por una unidad de esquisto relativamente delgada metamorfoseada de esquisto; esquisto pelítico, esquisto cálcico, y filitas gráficas muy problemáticas. En el área del proyecto, se observaron litologías de unidades de esquisto de muy mala calidad débiles, laminados, foliados, deformados tectónicamente, muy heterogéneas, esquistos pelíticos cizallados, esquistos calcáreos junto con filitas gráficas, esquistos pelíticos altamente foliados, heterogéneos y muy deformables. Para determinar los parámetros de resistencia de masa de roca basados en el criterio generalizado de falla de Hoek-Brown, se utilizó el software RocLab con la opción de aplicación para túnel.

5.3.9.2 Mallado

El modelo se basó en elementos tetraédricos de 4 nodos considerando como una prioridad la eficiencia computacional. Las dimensiones de la malla se pueden observar en la figura 65.

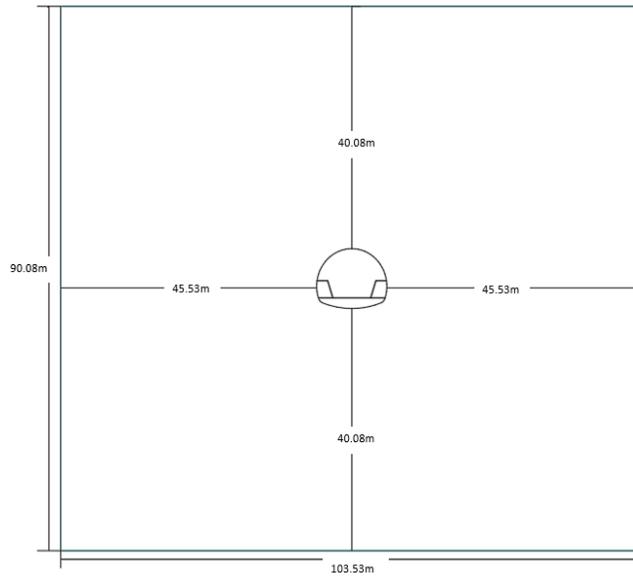


Figura 65 Dimensiones de la malla. Elaboración propia.

Se seleccionó una malla graduada que determina la densidad del elemento en cada región del modelo en función de la complejidad de la geometría. En la figura 66 se muestran las características de la malla original sin colocación de soporte para un total de 17.117 elementos; una vez corrido el modelo, la cantidad de elementos fue de 52.261 con 30.498 grados de libertad

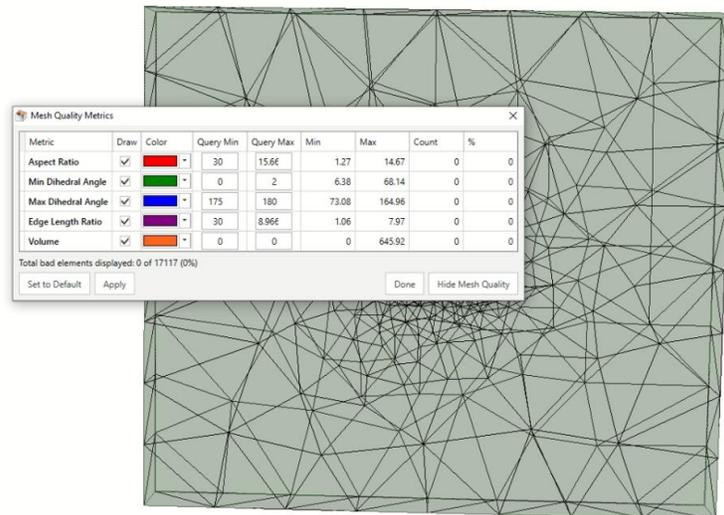


Figura 66 Mallado inicial. Elaboración propia.

5.3.9.3 Tolerancia

La tolerancia o aproximación en los resultados de cálculos tiene un rango de valores sugerido para los usuarios de RS3 entre 0.01 a 0.001. Si el modelo experimenta problemas de convergencia, se puede aumentar el valor de tolerancia para lograr la convergencia. Sin embargo, puede haber muchas razones por las cuales un modelo no converge (a menudo relacionado con procedimientos de modelado incorrectos o parámetros de entrada), y aumentar la tolerancia no necesariamente se tendrá una respuesta correcta si el modelo es incorrecto. Los valores de tolerancia más grandes (por ejemplo, 0.01) acelerarán el tiempo de solución, pero pueden dar una solución menos precisa. Los valores más pequeños (por ejemplo, 0,0001) pueden proporcionar una solución más precisa, sin embargo, esto variará según el problema y aumentará el tiempo de cálculo.

Para la modelación se asumió una tolerancia de 0.001.

5.3.9.4 Etapas de construcción

El modelo de cálculo mediante elementos finitos contempla 19 etapas que se describen a continuación:

- i) Etapa 1: colocación de enfilaje.
- ii) Etapa 2: excavación, y colocación de soporte sección superior anillo 1.
- iii) Etapa 3: excavación y colocación de soporte sección superior anillo 2.
- iv) Etapa 4: excavación y colocación de soporte sección superior anillo 3.
- v) Etapa 5: excavación y colocación de soporte sección superior anillo 4.
- vi) Etapa 6: excavación y colocación de soporte sección superior anillo 5.
- vii) Etapa 7: excavación y colocación de soporte sección superior anillo 6.
- viii) Etapa 8: excavación y colocación de soporte bancas laterales anillo 1.
- ix) Etapa 9: excavación y colocación de soporte bancas laterales anillo 2.
- x) Etapa 10: excavación y colocación de soporte bancas laterales anillo 3.
- xi) Etapa 11: excavación y colocación de soporte bancas laterales anillo 4.
- xii) Etapa 12: excavación y colocación de soporte bancas laterales anillo 5.
- xiii) Etapa 13: excavación y colocación de soporte bancas laterales anillo 6.

- xiv) Etapa 14: excavación y colocación de soporte bancas solera anillo 1.
- xv) Etapa 15: excavación y colocación de soporte bancas solera anillo 2.
- xvi) Etapa 16: excavación y colocación de soporte bancas solera anillo 3.
- xvii) Etapa 17: excavación y colocación de soporte bancas solera anillo 4.
- xviii) Etapa 18: excavación y colocación de soporte bancas solera anillo 5.
- xix) Etapa 19: excavación y colocación de soporte bancas solera anillo 6.

Las figuras 67, 68, 69 y 70 aclaran la metodología de excavación y soporte.



Figura 67 Excavación subterránea sección superior (1), bancas (2) y solera (3). Fuente: Consorcio Metroandina.

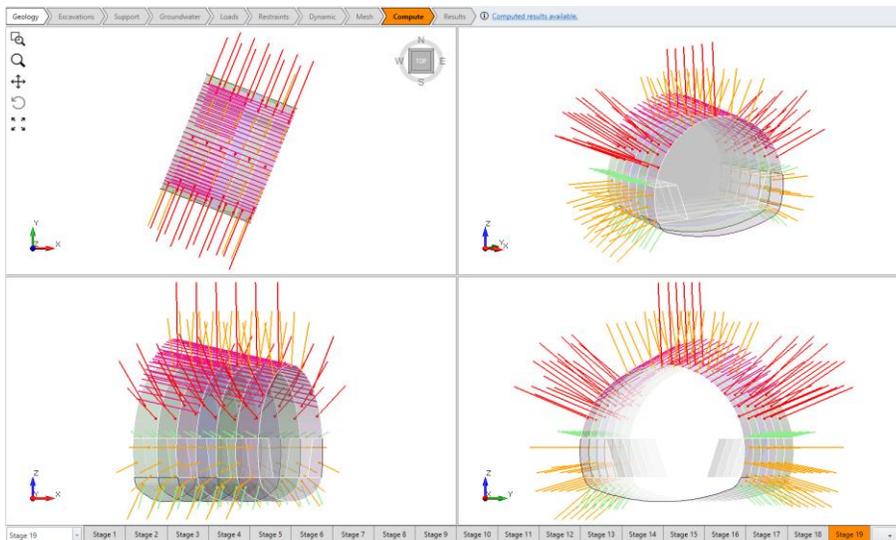


Figura 68 Excavación y soporte, Etapa 19. Elaboración propia

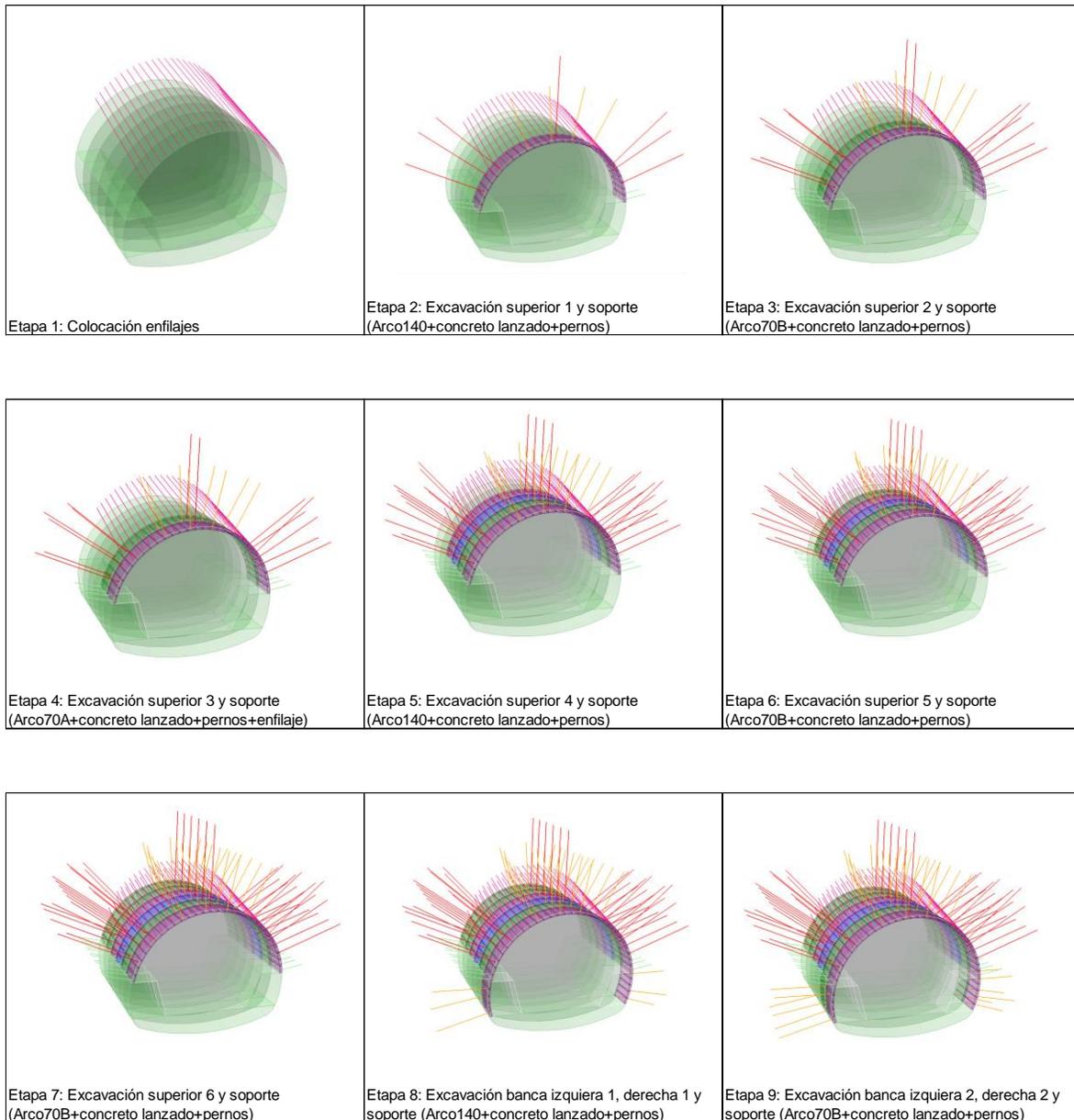


Figura 69 Excavación y soporte, Etapas 1 a 9. Elaboración propia

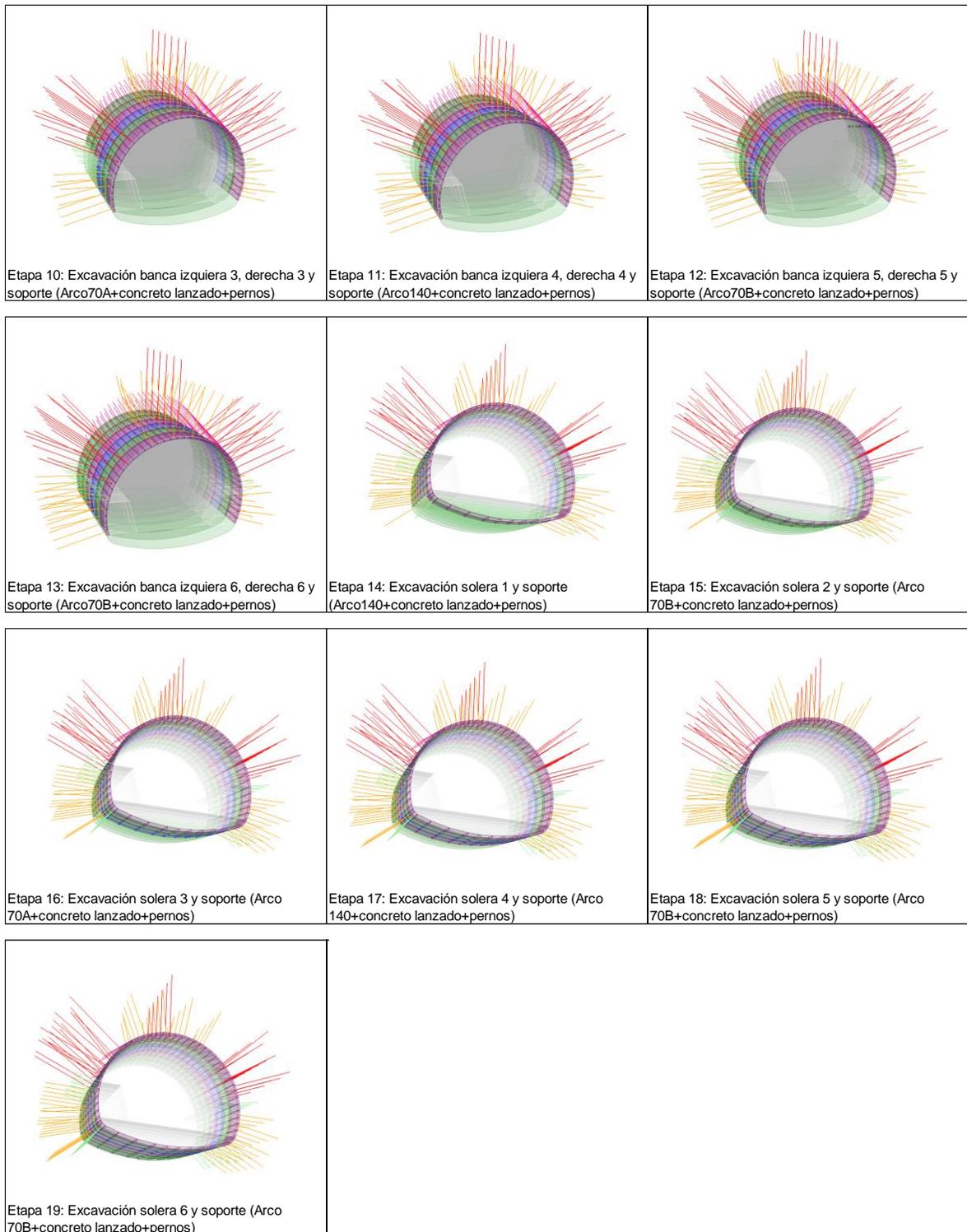


Figura 70 Excavación y soporte, Etapas 10 a 19. Elaboración propia

5.3.9.5 Restricción del modelo

La opción de restricción automática (subterránea) en *RS3 2019* es conveniente para aplicar condiciones de límite de restricción predeterminadas en el límite externo para modelos subterráneos (figura 71). El límite externo completo se asigna a restricciones XYZ (es decir, todas las superficies, bordes y vértices del límite externo están totalmente restringidos en todas las direcciones). Esta opción es principalmente aplicable para modelos de excavación subterránea.

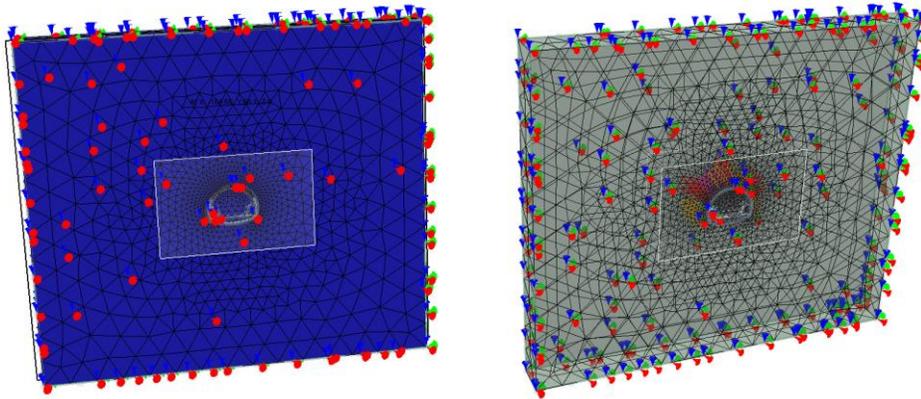


Figura 71 Límites de frontera y restricción. Elaboración propia

5.3.9.6 Modelaciones

Una vez definidos los parámetros del macizo rocoso y las características del soporte instalado en el segmento de longitud 9.3m, se realizaron las simulaciones variando la magnitud y orientación (dirección de buzamiento y buzamiento) de los esfuerzos principales.

En la tabla 49 se presentan algunos resultados de simulaciones tomadas en las que no fue posible obtener una correlación del modelo, debido a que se genera inestabilidad numérica en las siguientes situaciones:

- Valores de magnitud y orientación de los esfuerzos principales con valores iguales a los del PH Guavio (dato No.1).
- Valores de magnitud entre 5.11MPa y 14MPa con la orientación de esfuerzos principales iguales a los del PH Guavio (datos desde No.2 hasta No. 7).
- Se invierte la orientación de los esfuerzos principales intermedio y menor tomados con referencia al PH Guavio (dato No.8).
- Magnitudes del esfuerzo principal mayor desde 14MPa hasta 6MPa con diferentes valores de K de esfuerzos y diferentes orientaciones (datos desde No.9 hasta No. 14).
- Orientación de esfuerzos principales iguales a los referidos en El Calvario (WSM) con magnitud de esfuerzo principal mayor de 5.11MPa (dato No.26)
- Magnitud de esfuerzo principal con valor de 5.11MPa y K de esfuerzos mayores a 3 con relación al esfuerzo principal menor (datos No.19 y 31)
- Magnitud de esfuerzo principal con valor de 5.11MPa y K de esfuerzos menor a 1.5 con relación al esfuerzo principal menor (dato No.17).
- Dirección de buzamiento en el esfuerzo principal mayor en diferentes ángulos desde 0° hasta 230° (datos No. 15, 16, 18, 20, 22, 23, 24, 25, 27, 28, 29, 30, 32, 33)
- Magnitud del esfuerzo principal de 4.11MPa correspondiente a la carga litostática sobre el punto de análisis (dato No. 21).

De lo anterior se deduce: en primer lugar, que no se obtiene correlación aplicando un esfuerzo principal mayor superior a 6 MPa, independientemente de la relación K de esfuerzos; en segundo lugar, tampoco se obtiene correlación aplicando un esfuerzo principal mayor de 5.11 MPa con orientaciones entre 0° y 230°; y en tercer lugar, aplicando un esfuerzo principal mayor de 5.11 MPa con K de esfuerzos o mayores a 3 ó menores a 1.4.

Se realizó una representación estereográfica de los datos No. 7, 19, 24, 26, 30 y 32 de la tabla 48, mostrados en la figura 72.

Tabla 49. Magnitudes y orientaciones de esfuerzos principales sin correlación en el modelo

No.	Magnitud			Dirección de buzamiento/Buzamiento			
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_1	σ_2	σ_3	
1	21.8	14	7.8	81/43	204/31	316/32	*
2	14	8	5	81/43	204/31	316/32	**
3	10	7	5	81/43	204/31	316/32	**
4	10	5.36	4.97	81/43	204/31	316/32	**
5	8	4.28	3.97	81/43	204/31	316/32	**
6	7	3.75	3.47	81/43	204/31	316/32	**
7	5.11	2.74	2.54	81/43	204/31	316/32	**
8	5.11	2.74	2.52	81/43	316/32	204/31	
9	7	3.75	3.47	1/28	109/31	238/46	
10	7	3.75	3.47	248/4	342/49	154/40	
11	6	3.22	2.95	248/4	342/49	154/40	
12	14	8	5	0/90	180/0	90/0	
13	9	4.82	4.46	0/90	180/0	90/0	
14	9	4.82	4.46	229/39	108/31	354/35	
15	5.11	2.74	2.54	220/35	115/20	2/49	
16	5.11	2.74	2.54	0/90	180/0	90/0	
17	5.11	3.93	3.65	225/29	113/32	347/44	
18	5.11	2.55	2.04	228/29	119/30	352/46	
19	5.11	1.5	1	226/41	116/21	6/42	
20	5.11	2.74	2.54	226/41	116/21	6/42	
21	4.11	2.2	2.04	226/41	116/21	6/42	
22	5.11	2.78	2.54	109/26	18/1	286/64	
23	5.11	2.78	2.54	133/75	8/8	277/12	
24	5.11	2.78	2.54	133/75	277/12	10/8	
25	5.11	2.78	2.54	59/79	249/11	159/2	
26	5.11	2.78	2.54	61/7	277/81	152/5	***
27	5.11	2.78	2.54	230/90	84/0	354/0	
28	5.11	2.78	2.54	116/0	205/0	349/90	
29	5.11	2.74	2.54	116/28	352/47	224/30	
30	5.11	2.74	2.54	116/70	342/14	249/14	
31	5.11	3.5	1.5	248/4	343/50	154/40	
32	5.11	2.74	2.52	72/19	322/45	178/40	
33	5.11	2.74	2.52	72/19	178/38	322/45	

* Magnitud y orientación de esfuerzos principales tomados con valor de referencia del PH Guavio
** Orientación de los esfuerzos principales tomados del PH Guavio
***Orientación de los esfuerzos principales tomados del WSM (El Calvario, Cundinamarca)

Elaboración propia

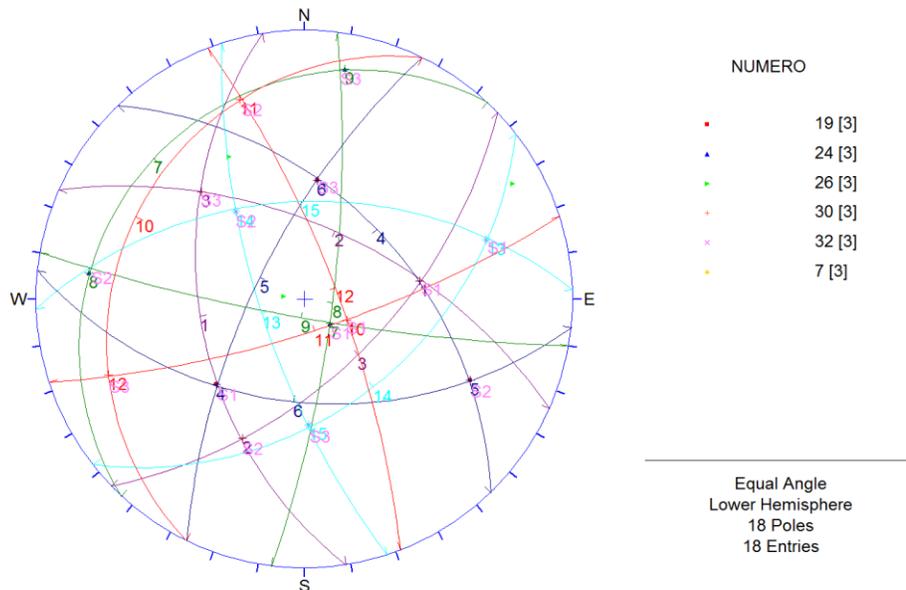


Figura 72 Representación estereográfica de resultados sin correlación . Elaboración propia

Una vez definidos los escenarios en los que no fue posible obtener la correlación del modelo, se plantearon nuevas condiciones que buscan obtener una combinación entre orientación de los esfuerzos principales (dirección de buzamiento/buzamiento) y magnitudes que permitan obtener un comportamiento similar al que muestran las estaciones de convergencia 15 a 18, cuyos valores están indicados en la tabla 39. En cuatro de estas seis estaciones se observan unas convergencias en la pared media (H-1) que son mayores a las convergencias en la parte inferior de las paredes (H-2), por tanto, será este el resultado que se espera encontrar con nuevas modelaciones.

De acuerdo a lo anterior, en la tabla 50 se resumen diferentes supuestos y el resultado observado en el comportamiento del desplazamiento de las paredes en parte media e inferior.

En los resultados arriba mencionados solamente se varió la orientación y magnitud del tensor de esfuerzos, sin embargo, se realizaron algunos escenarios para una sección de excavación completa de 1.5 m sin considerar el soporte, con el fin de determinar cómo se comportan las deformaciones variando otros parámetros y se observó que en la definición

de las características de las diaclasas, tiene mayor incidencia en las deformaciones finales el ángulo de rozamiento residual ϕ_r , más que la dilatancia, la resistencia a la compresión en la pared de la discontinuidad JCS, y el coeficiente de rugosidad de discontinuidad JRC, cuando se tienen muy bajos de JCS (36 MPa), por lo que resulta importante llevar a cabo los ensayos de laboratorio correspondientes.

Igualmente se realizó otro escenario con variación de la resistencia a la compresión inconfiada de 30 MPa a 40 MPa, con los valores establecidos del macizo y se definieron las siguientes magnitudes de esfuerzos principales: $\sigma_1=7$ MPa, $\sigma_2=3.75$ MPa, y $\sigma_3=3.47$ MPa, con orientaciones de 229/39, 108/31 y 354/35 (dato No 14 de la tabla 50); el resultado obtenido fue un desplazamiento máximo de 6.4mm, para ambos escenarios, por lo que se deduce que se requieren valores altos de resistencia a la compresión para obtener menores desplazamientos.

En las figuras 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79 y 80, se observa gráficamente los desplazamientos en las paredes del túnel para los datos de la tabla 50 No. 22, 19, 6, 10, 17, 21, 9 y 7 respectivamente.

Tabla 50. Análisis de desplazamientos para diferentes magnitudes y orientaciones de esfuerzos principales

No.	Magnitud			Dirección de buzamiento/Buzamiento			Observaciones
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_1	σ_2	σ_3	
1	5.11	2.74	2.54	0/90	180/0	90/0	Desplazamiento máximo de 8.5mm en solera; desplazamiento en pared inferior mayor a desplazamiento en pared media
2	5.11	2.74	2.52	111/0	90/90	201/0	Desplazamiento máximo de 3.1mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
3	5.11	2.74	2.52	201/0	290/0	90/90	Desplazamiento máximo de 2.8mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
4	5.11	2.78	2.54	230/0	139/0	354/90	Desplazamiento máximo de 4.6mm en solera; desplazamiento en paredes bajo.
5	5.11	2.78	2.54	230/90	84/0	354/0	Desplazamiento máximo de 8.4mm en solera; desplazamiento mayor en techo y en pared media es bajo.
6	5.11	2.78	2.54	116/90	259/0	349/0	Desplazamiento máximo de 8.4mm en solera; desplazamiento mayor en techo y en pared media es bajo.
7	5.11	2.74	2.52	248/4	342/49	154/40	Desplazamiento máximo de 4.8mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
8	5.11	3.5	2.01	248/4	342/50	154/40	Desplazamiento máximo de 5.5mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
9	5.11	2.74	2.52	250/11	144/55	347/33	Desplazamiento máximo de 5.2mm en solera; desplazamiento en pared inferior es alto
10	5.11	2.74	2.54	203/6	110/24	307/65	Desplazamiento máximo de 4.9mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
11	5.11	2.74	2.54	2/28	110/30	238/46	Desplazamiento máximo de 6.4mm en solera; desplazamiento en pared media es bajo
12	5.11	2.74	2.52	1/28	109/31	238/46	Desplazamiento máximo de 6.4mm en solera; desplazamiento en pared inferior es mayor a desplazamiento en pared media
13	9	4.82	4.46	229/39	108/31	354/35	Desplazamiento máximo de 14mm en solera; desplazamiento en pared inferiores mayor a desplazamiento en pared media
14	7	3.75	3.47	229/39	108/31	354/35	Desplazamiento máximo de 6.4mm en solera; desplazamiento en pared inferior es mayor a desplazamiento en pared media
15	5.11	2.78	2.54	226/42	115/21	6/41	Desplazamiento máximo de 6.9mm en solera; desplazamiento en pared inferior es mayor a desplazamiento en pared media
16	5.11	2.78	2.54	230/21	129/26	354/55	Desplazamiento máximo de 5.7mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
17	5.11	2.74	2.52	229/13	131/27	342/59	Desplazamiento máximo de 5.3mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
18	5.11	2.74	2.54	226/41	116/21	6/42	Desplazamiento máximo de 6.9mm en solera; desplazamiento en pared inferior es mayor a desplazamiento en pared media
19	5.11	2.74	2.52	243/42	113/35	1/28	Desplazamiento máximo de 6.8mm en solera; desplazamiento en pared inferior es mayor a desplazamiento en pared media
20	5.11	2.74	2.52	229/13	131/27	342/59	Desplazamiento máximo de 5.3mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
21	5.11	2.78	2.54	241/10	142/38	343/50	Desplazamiento máximo de 5.1mm en solera; desplazamiento en paredes es bajo
22	5.11	2.74	2.54	228/29	119/30	352/46	Desplazamiento máximo de 6.3mm en solera; desplazamiento en pared inferior es ligeramente menor a desplazamiento en pared media
23	5.11	2.74	2.52	229/39	108/31	354/35	Desplazamiento máximo de 6.8mm en solera; desplazamiento en pared inferior mayor a desplazamiento en pared media

Notas: 1) Pared media es H-1
Pared baja es H-2
2) Se busca que el desplazamiento en pared media (H-1) sea mayor al desplazamiento en pared baja (H-2)
3) H-1 y H-2 son las convergencias medidas durante la construcción

Elaboración propia

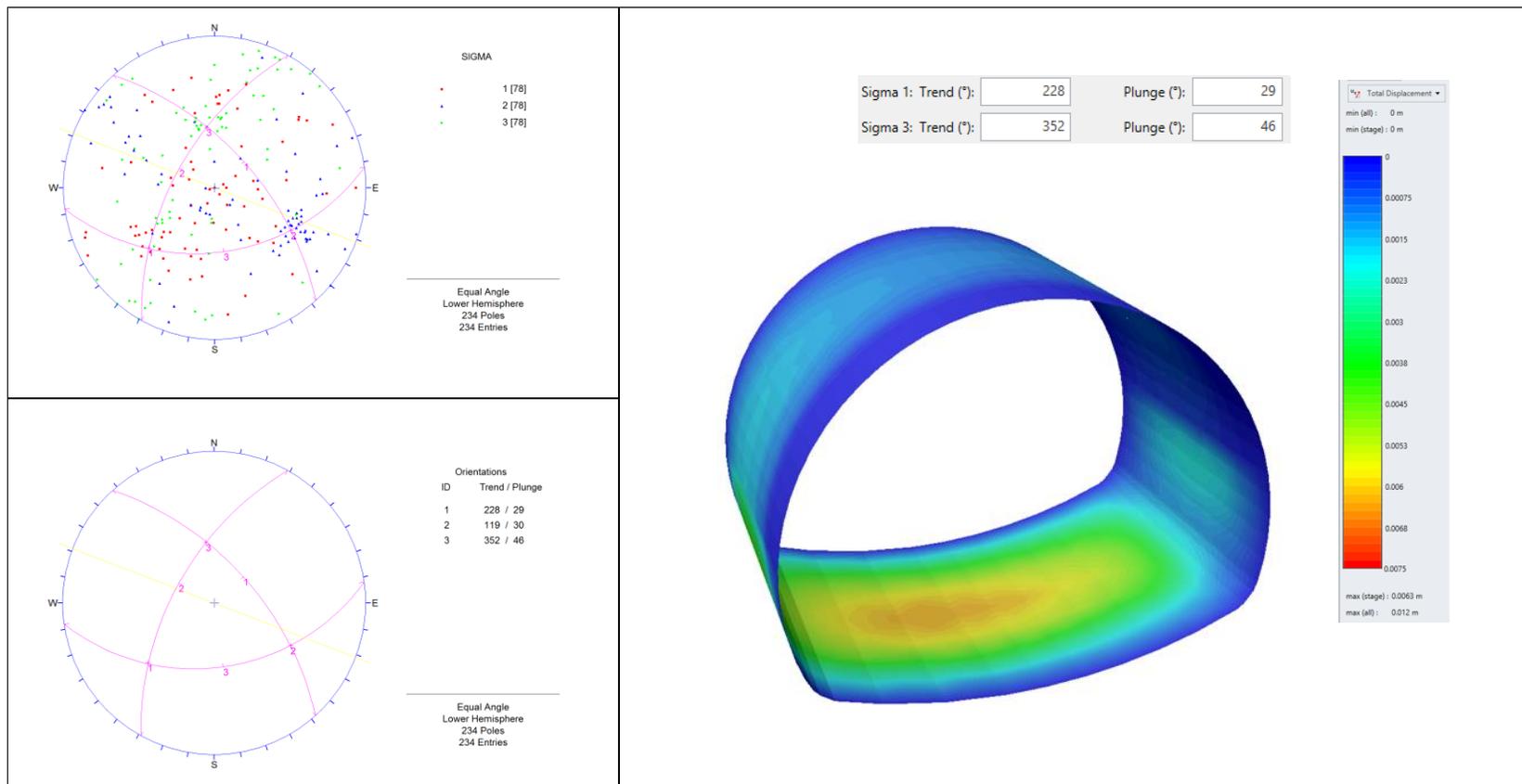


Figura 73 Modelación 1. Elaboración propia

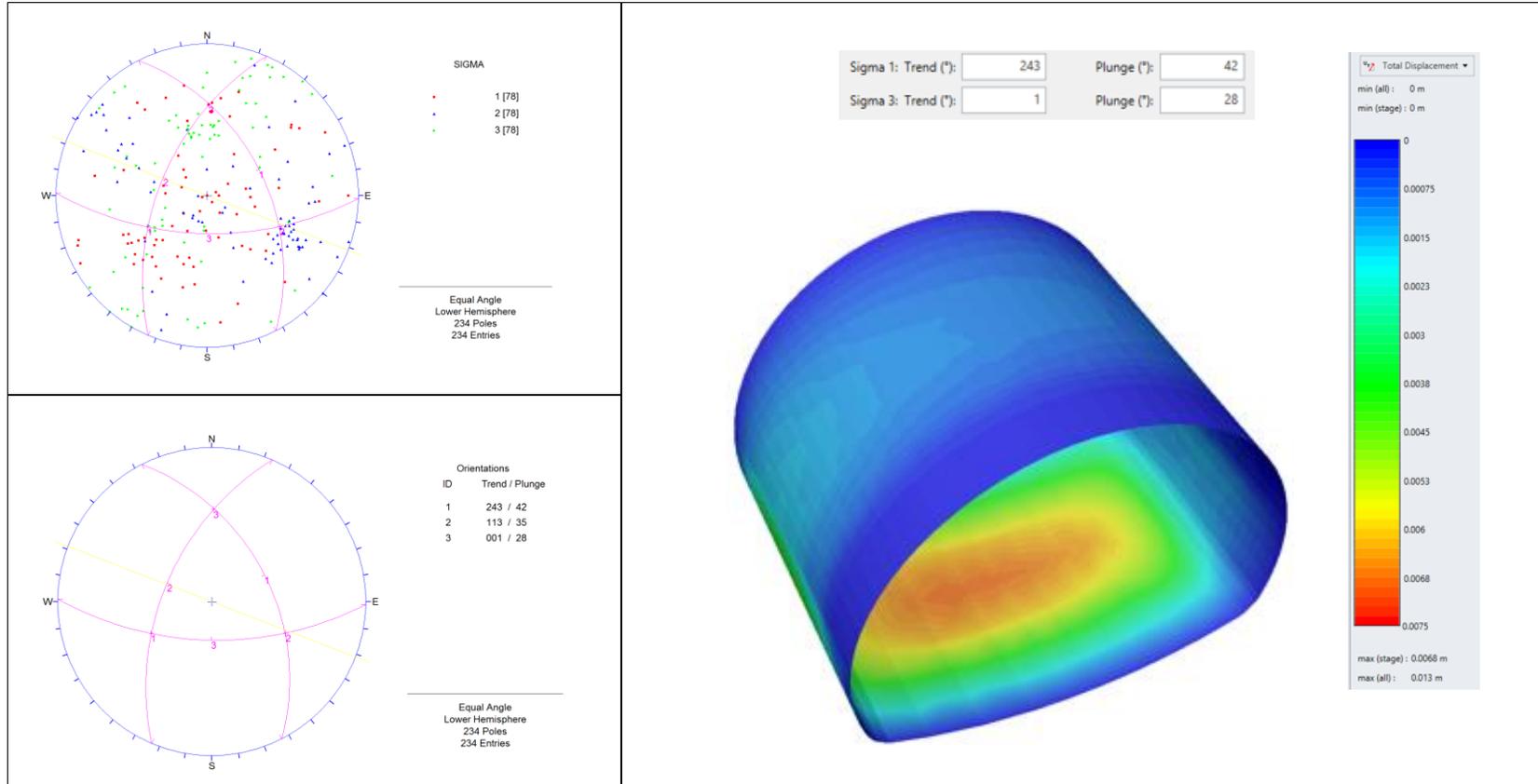


Figura 74 Modelación 2. Elaboración propia

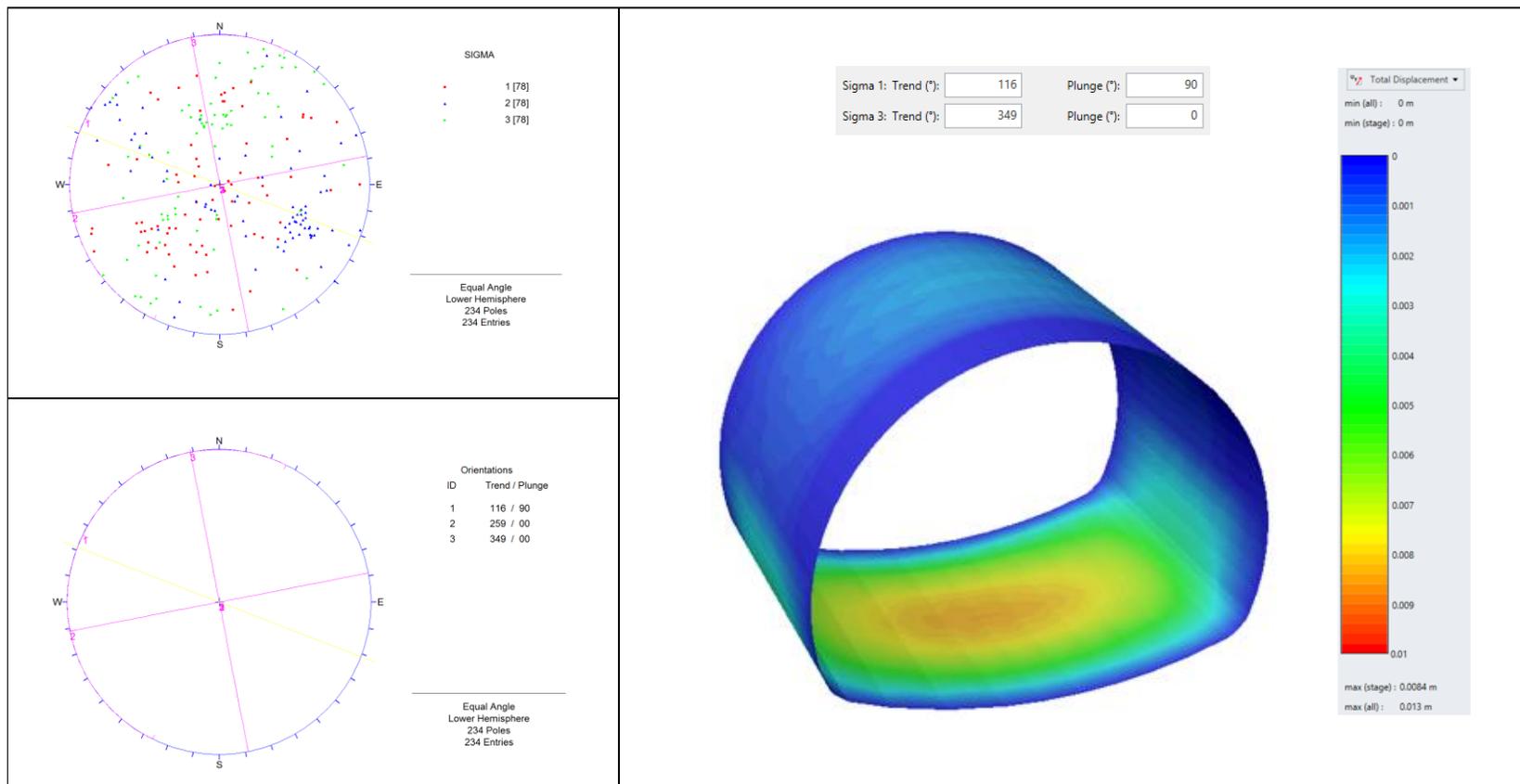


Figura 75 Modelación 3. Elaboración propia

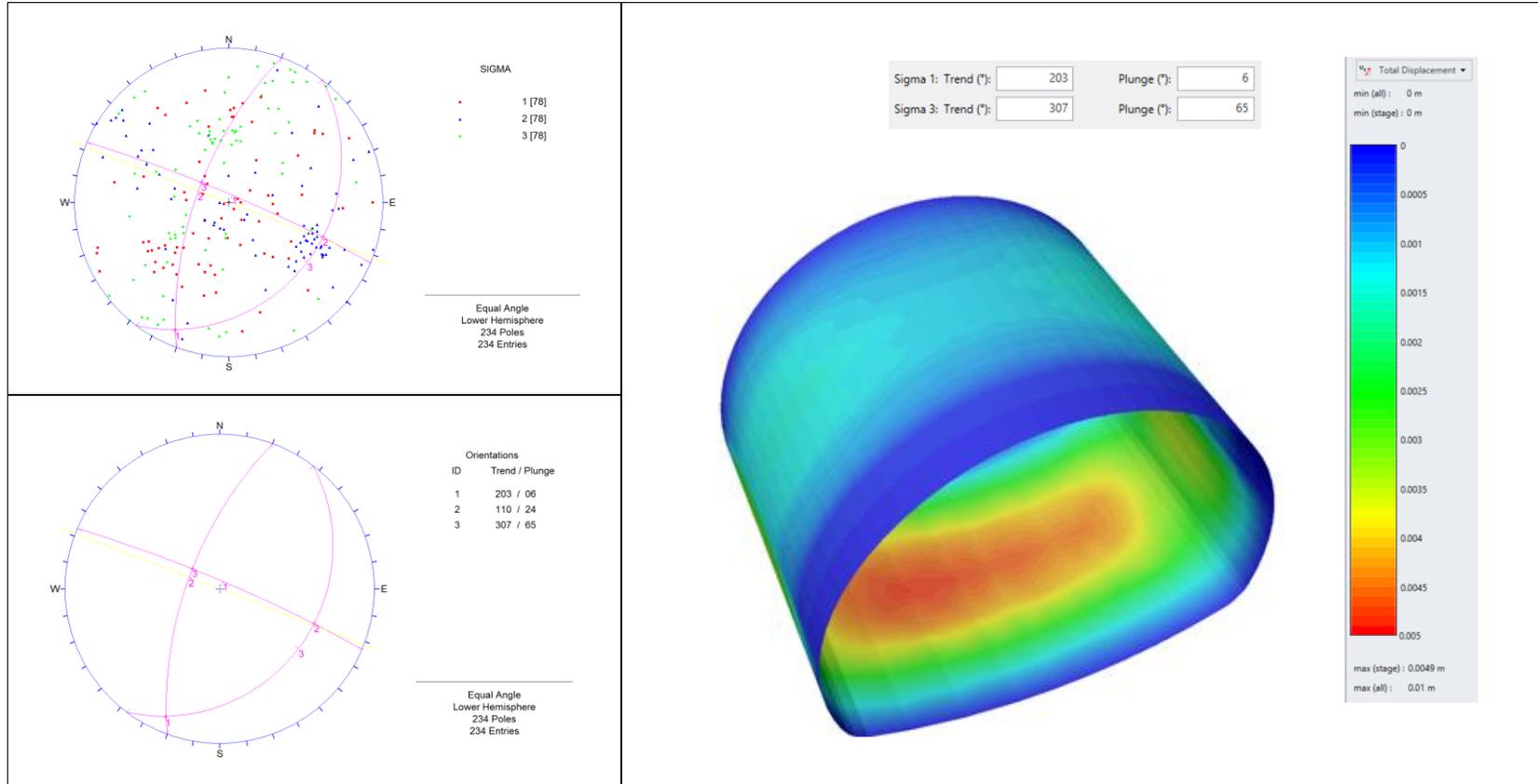


Figura 76 Modelación 4. Elaboración propia

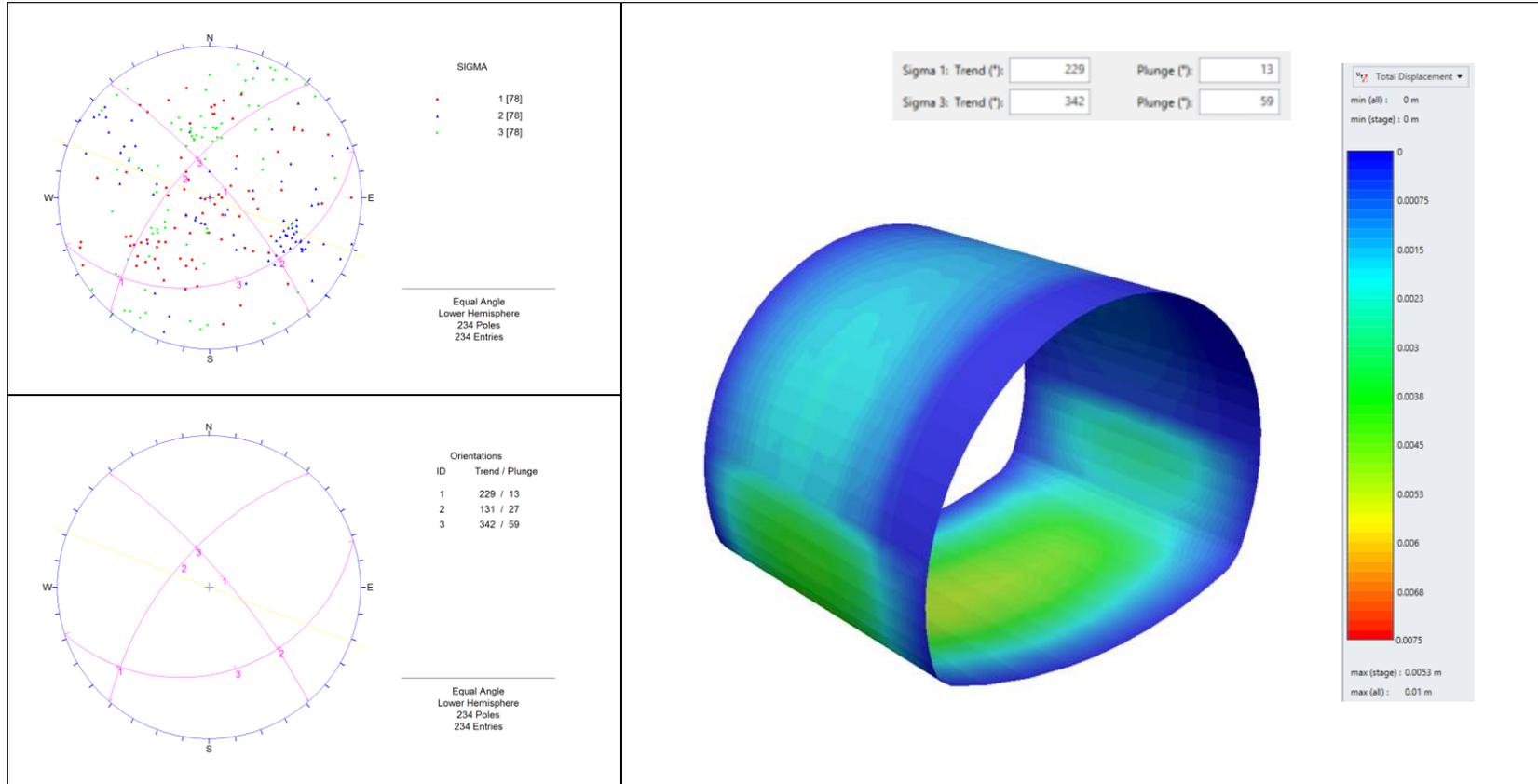


Figura 77 Modelación 5. Elaboración propia

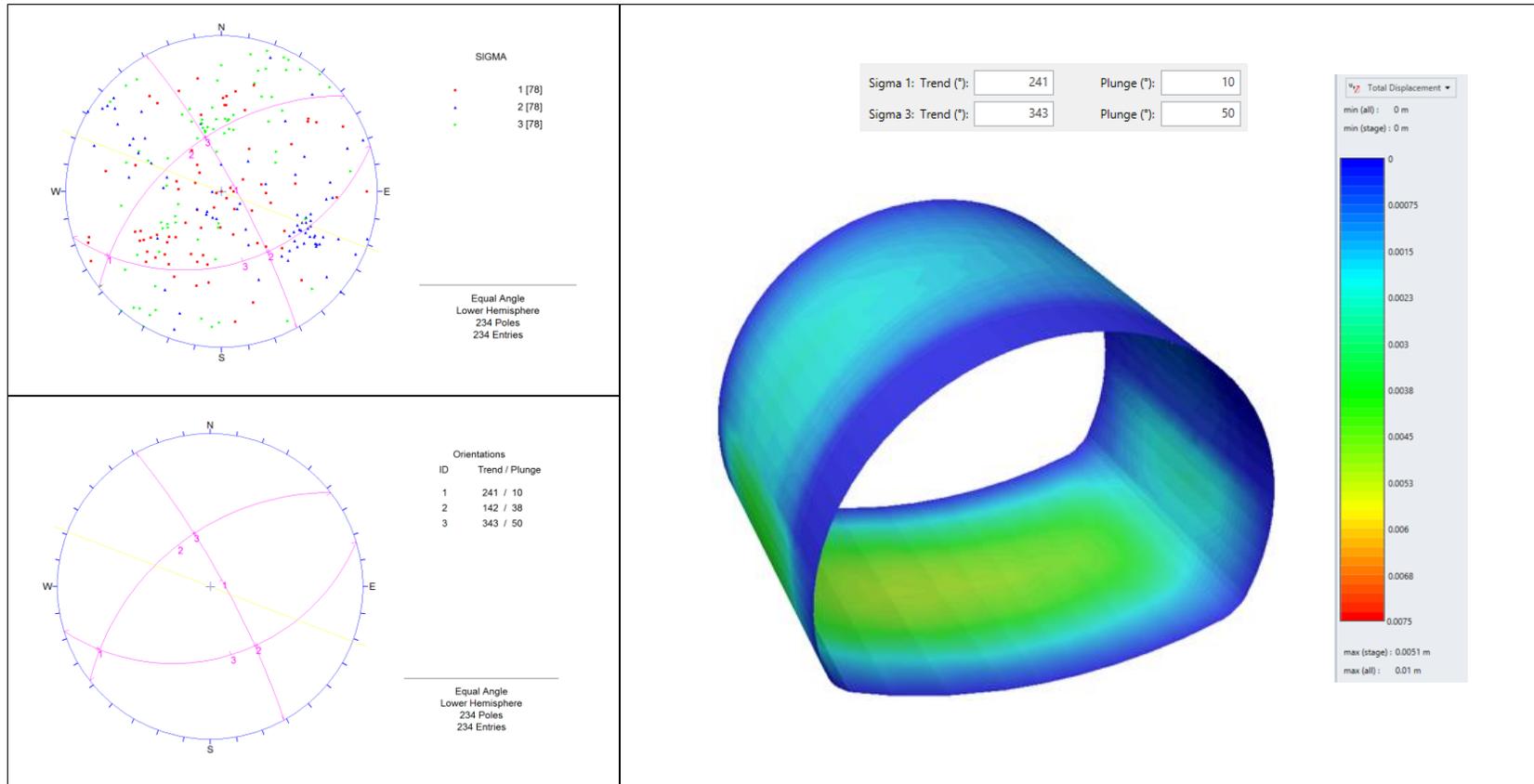


Figura 78 Modelación 6. Elaboración propia

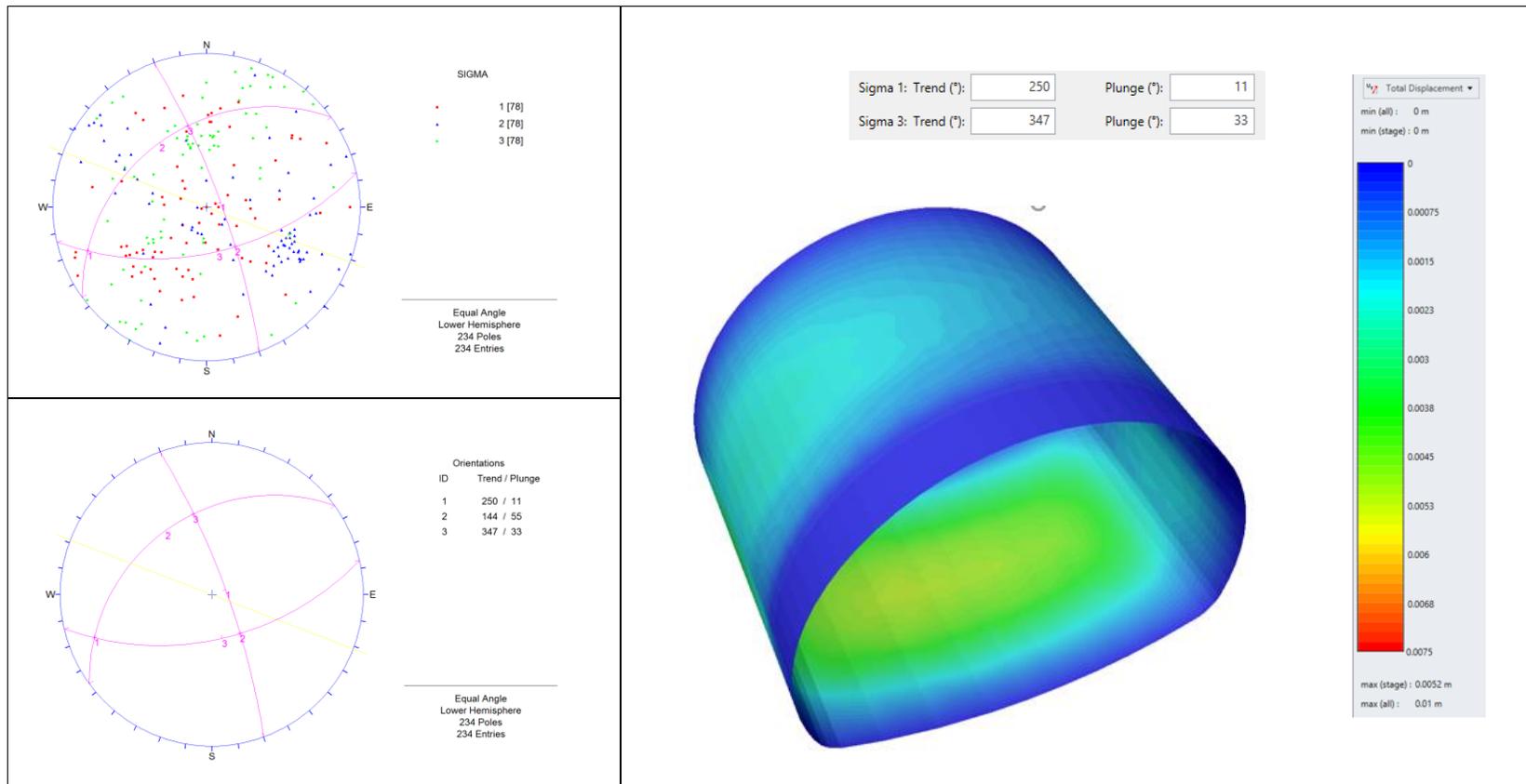


Figura 79 Modelación 7. Elaboración propia

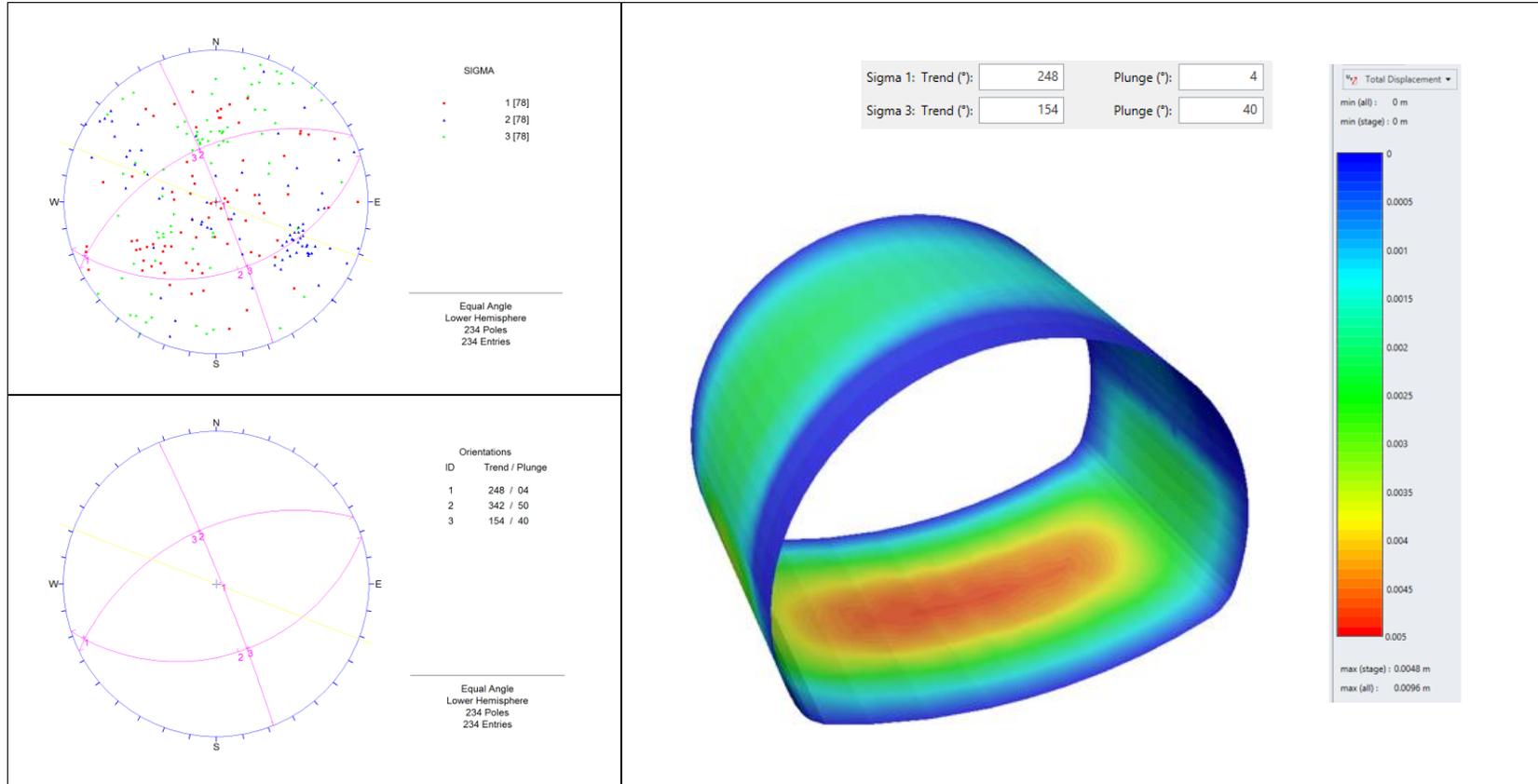


Figura 80 Modelación 8. Elaboración propia

Existe una relajación inicial del macizo por efecto del desconfinamiento antes de la colocación del soporte durante la excavación. Para estimar un valor de la deformación inicial o relajación del terreno se realizó una simulación de la excavación sin soporte con el fin de medir la zona plástica alrededor del túnel (figura 81), es decir, el espesor de masa de roca que presenta grandes deformaciones por efecto de redistribución de esfuerzos. El desplazamiento máximo obtenido fue de 9mm como se observa en la figura 82, a partir de los datos de magnitud tomados en estudios Fase III y orientación de esfuerzos con metodología de pares conjugados.

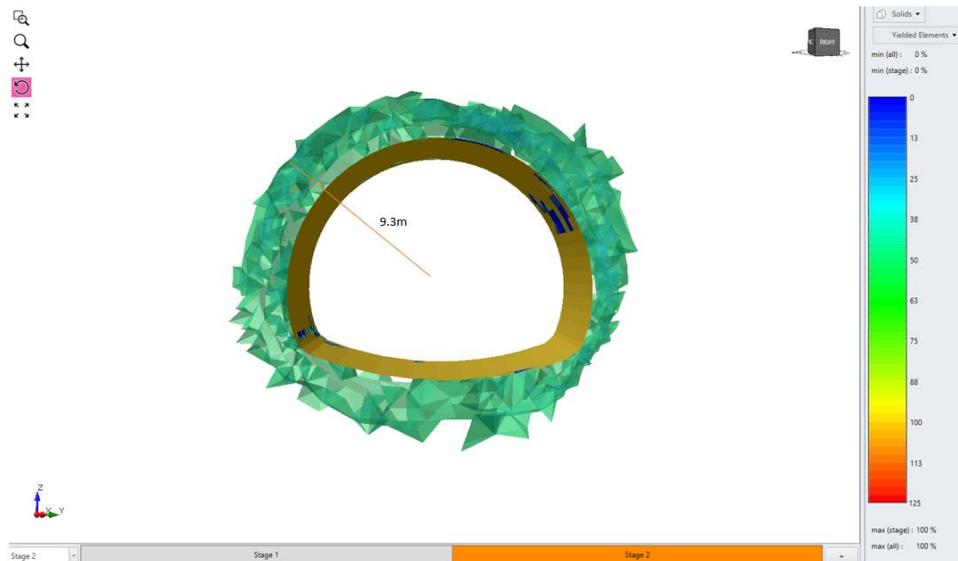


Figura 81 Radio plástico. Elaboración propia

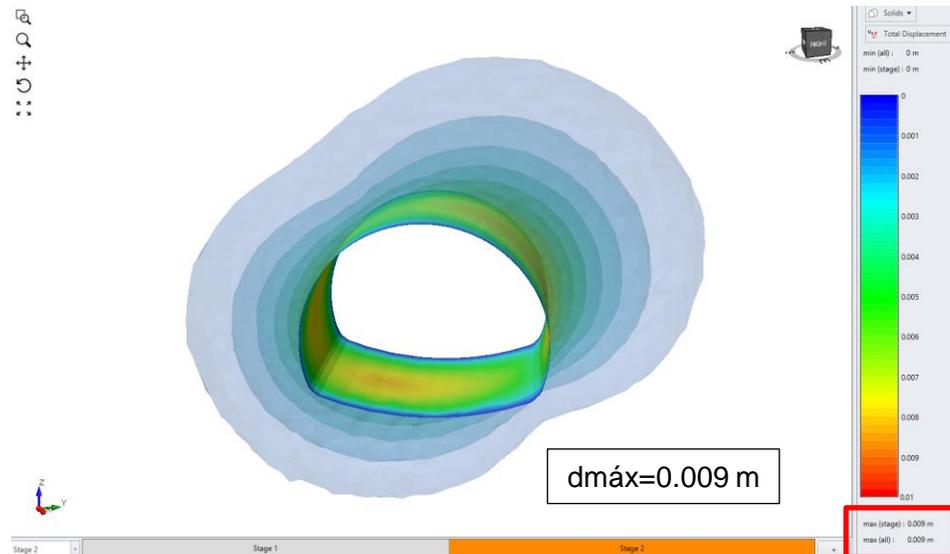


Figura 82 Deformación total sin soporte. Elaboración propia

Empleando el ábaco de Vlachopoulos y Diederichs (2009) de la figura 83 (radio túnel=6,2m, radio zona plástica 9,3 m, avance=1,5 m), se calcula la deformación inicial por relajación, es decir, 46% de la deformación total sin soporte.

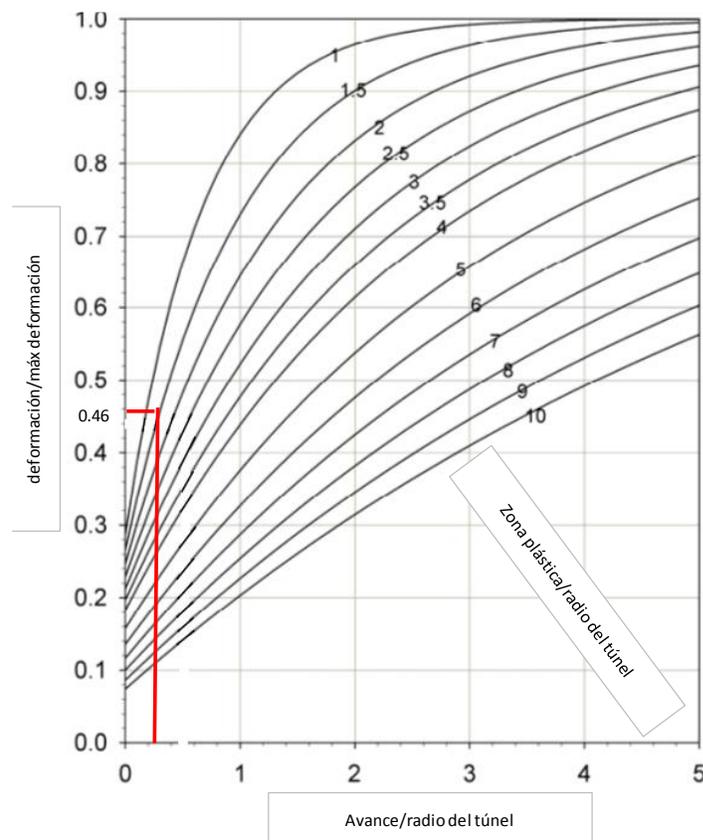


Figura 83 Ábaco para cálculo de deformación por relajación. Fuente: Vlachopoulos & Diederichs (2009)

Es importante aclarar que estos ábacos parten de un análisis de convergencia-confinamiento para determinar perfiles de deformación longitudinal en túneles a profundidad, con modelos axisimétricos en medios uniformes o isotrópicos con sección circular y condición de deformación plana, muy diferente a las condiciones reales como son: sección no circular, profundidad baja, presencia de discontinuidades, presencia de cizallas, influencia de la topografía del sitio. Un valor de 46% de relajación inicial es alto, ya que se cuenta con un sistema de soporte bastante robusto que además emplea enfilajes.

Considerando el comportamiento de los desplazamientos obtenidos en las paredes del túnel para varios escenarios como se detalla en la tabla 49, se decidió adoptar los valores de esfuerzos principales indicados en los estudios y diseños Fase III del Túnel 1 y las orientaciones determinadas con la aplicación de la metodología de pares conjugados, cuyos valores se indican en la tabla 51.

Tabla 51. Esfuerzos asumidos para cálculo de deformaciones

Esfuerzo	Buzamiento	Dirección Buzamiento	Magnitud MPa
σ_1	29	228	5.11
σ_2	119	30	2.74
σ_3	352	46	2.52

Elaboración propia

Como se explicó anteriormente, la orientación de los esfuerzos principales (buzamiento/dirección de buzamiento) detallado en la tabla 50, se estimó mediante la aplicación de una metodología de pares conjugados en la que se logró obtener una aproximación de dichas orientaciones, con fundamento en que las diaclasas están asociadas a fallas, en este caso son las fallas que afectan el Túnel 1, es decir, La Caridad y Aserrio, y otras fallas mayores que se encuentran en la zona como son la del Río Blanco, La Jabonera, Portachuelo, Susumuco, La Reforma, Servitá, Palermo y Buenavista que pueden ser consultadas en plancha 266 Villavicencio, escala 1:100.000 versión año 2001 disponible en el portal del Servicio Geológico Colombiano. Una de las limitaciones en el desarrollo de este trabajo, consistió en que no fueron realizadas las mediciones directas de esfuerzos principales en el Túnel 1 ni en la etapa de estudios y diseños Fase III como tampoco durante la construcción.

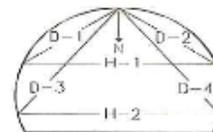
Con los parámetros de entrada definidos para la modelación, se obtienen las deformaciones en pared izquierda (figura 75), pared derecha (figura 76), inferior izquierda (figura 77), inferior derecha (figura 78), luego las deformaciones totales son:

- Deformación total paredes (H1) = 0.004 m + 0.0019 m = 0.0059 m
- Deformación total pared inferior (H2) = 0.0045 m + 0.001 m = 0.0055 m

En la tabla 52 se presentan las convergencias medidas que se han seleccionado para revisar el modelo.

Tabla 52. Convergencias medidas, estaciones E18, E19 y E20

Estación	Abscisa	Dist al frente	Convergencias finales (mm)	
			H-1	H-2
E18	K62+499.80	179.9	4	4
E19	K62+495.20	175.3	11	1
E20	K62+484.80	164.9	7	0



Elaboración propia

Finalmente, se determina el valor del porcentaje de deformación por relajación, considerando las menores lecturas de convergencia medidas en la Estación No.18 (tabla 53).

Tabla 53. Cálculo del porcentaje de deformación inicial

	Deformación calculada (m)	Convergencia medida (m)	Diferencia	%
H1	0.0059	0.004	0.0019	32%
H2	0.0055	0.004	0.0015	27%

Elaboración propia

En promedio la deformación inmediata por relajación fue de 30% con respecto a la deformación total, lo que equivale a 1.7mm de un total de 5.7mm en desplazamiento. Así mismo, la deformación total con relación al diámetro medio del túnel calculada es de 0.05%.

Se han revisado los siguientes datos de túneles excavados en filitas:

- i. Túnel Strengen ubicado en Austria (Button, 2001): se excavó en filitas con foliación entre 60° a 80°, una cobertura desde 590m hasta 630m, valores de UCS desde 15MPa hasta 35MPa (con foliación orientada 15° con respecto a la dirección de carga). La mayor diferencia en los resultados de la resistencia a la compresión inconfiada, estuvo relacionada con las características mineralógicas de la roca. Las pruebas no se realizaron con la aplicación de múltiples orientaciones de la carga con respecto a la foliación, debido a que la muestra era limitada. El método de excavación se realizó con perforación y voladura y el soporte consistió de arcos metálicos, concreto lanzado y pernos. La tendencia de los desplazamientos en la sección transversal estuvo influenciada por la naturaleza anisotrópica de la masa rocosa. Los desplazamientos medidos fueron en el techo y pared lateral derecha de 30mm, y en pared lateral izquierda de 75mm. Teniendo en cuenta que el diámetro fue de 11m (sección herradura) la deformación máxima obtenida fue de 0.68%.

- ii. Túnel Yacambú Quibor ubicado en Venezuela (Hoek y Guevara, 2009): una alta proporción de la roca consiste en un área altamente tectónica de filita grafitica deformada. Se realizó un análisis entre las abscisas K12+750/850, en donde se construyó un túnel circular de diámetro 5.2 m, arcos WF 6X20 espaciados cada 80 cm con dos ventanas de 30 cm de apertura, concreto lanzado de 40 MPa, espesor de 45 cm reforzado con una malla de 100x100x700 mm, y las siguientes características del macizo: profundidad de 855 m, σ_{ci} de 50 MPa, GSI de 20, m_i de 7, módulo de deformación de la roca intacta E de 1255 MPa, cohesión c de 0.99 MPa y ángulo de fricción ϕ de 20.6°. Se obtuvo una convergencia radial de 3.7%.

Las deformaciones calculadas en el Túnel 1 son mínimas y aceptables debido principalmente a que no se presenta una cobertura alta y además se instaló un sistema robusto de soporte, consistente de enfilajes, concreto proyectado reforzado con fibra, cerchas lattice girder, pernos y conformación de solera reforzada.

En la tabla 54 se presenta una muestra de lecturas finales de convergencia en otras estaciones a lo largo del Túnel 1 que en general no se superan 1,0 cm de convergencia.

Las deformaciones en el contorno del túnel con cada etapa de excavación (superior, bancas y solera) se pueden observar en las figuras 88 a 92.

En las figuras 93 y 94 se presenta la distribución de los esfuerzos principal mayor y menor en el contorno de la excavación.

En las figuras 95, 96 y 97, se representa gráficamente la distribución de fuerza de corte en cada elemento de los enfilajes, fuerza axial en los elementos de pernos, y fuerza axial en dirección z actuando en el concreto reforzado.

Tabla 54. Cálculo del porcentaje de deformación inicial

Abscisa	H-1 (mm)	H-2 (mm)
K63+075.00	7	1
K63+069.00	4	6
K63+018.00	4	1
K62+949.40	4	2
K62+889.00	2	4
K62+848.50	1	0
K62+780.30	4	1
K62+689.30	7	3
K62+554.60	1	3
K62+515.00	0	3
K62+495.20	11	1
K62+454.50	3	0
K62+414.30	0	3
K62+354.10	1	1
K62+109.40	1	4
K62+071.30	7	5
K62+015.60	0	-3
K62+005.70	11	1
K61+985.30	0	2
K61+917.50	5	1
K61+888.50	5	3
K61+814.85	3	6
K61+794.80	5	3
K61+755.20	1	3
K61+735.20	6	4
K61+685.15	1	7
K61+615.65	1	1
K61+554.50	1	2
K61+518.50	5	0
K61+456.30	2	-2
K61+391.70	6	2
K61+331.00	5	3
K61+310.00	0	0
K61+321.00	2	2

Elaboración propia. Fuente: Consorcio Metroandina

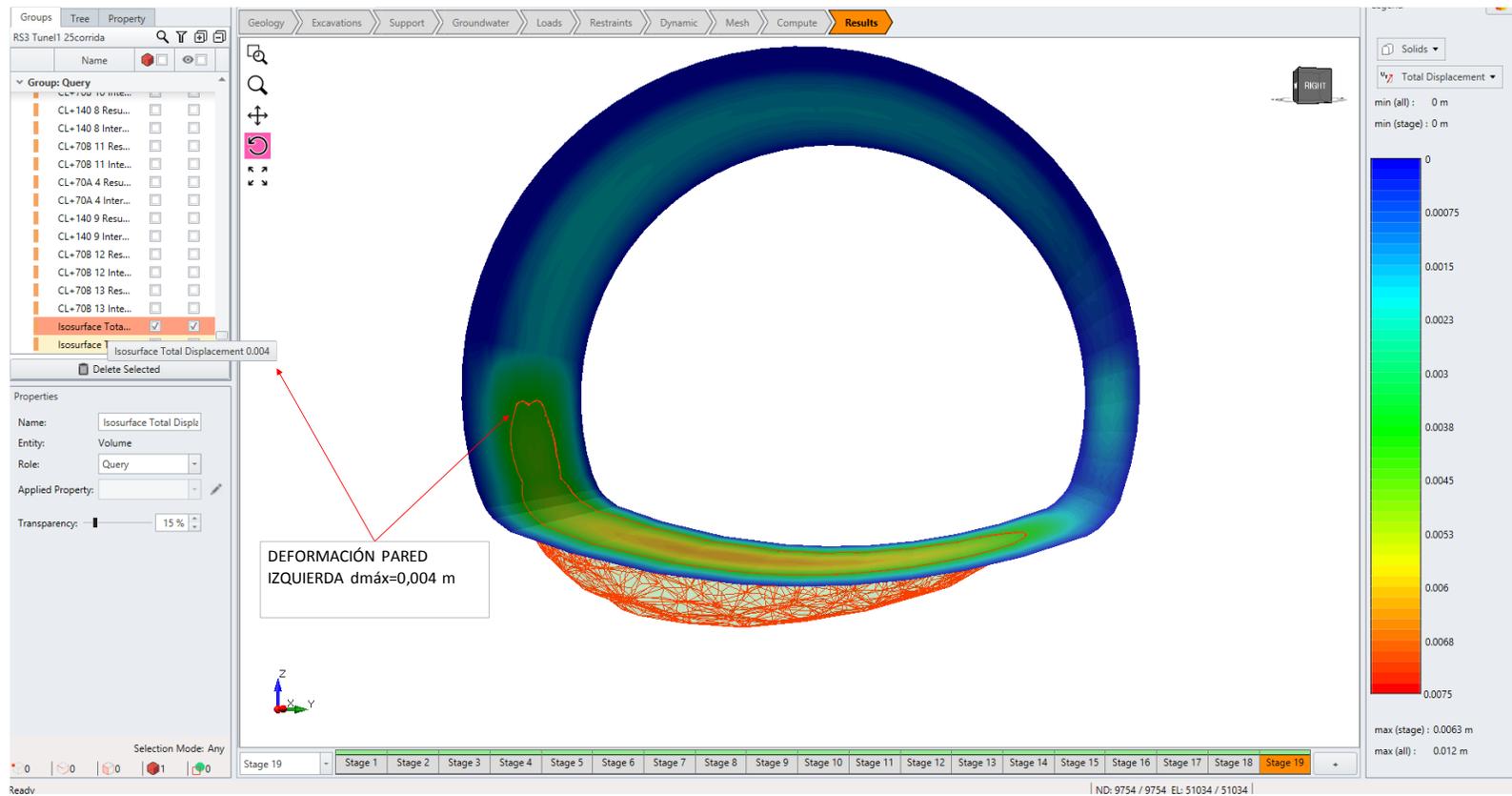


Figura 84 Deformación en pared izquierda. Elaboración propia

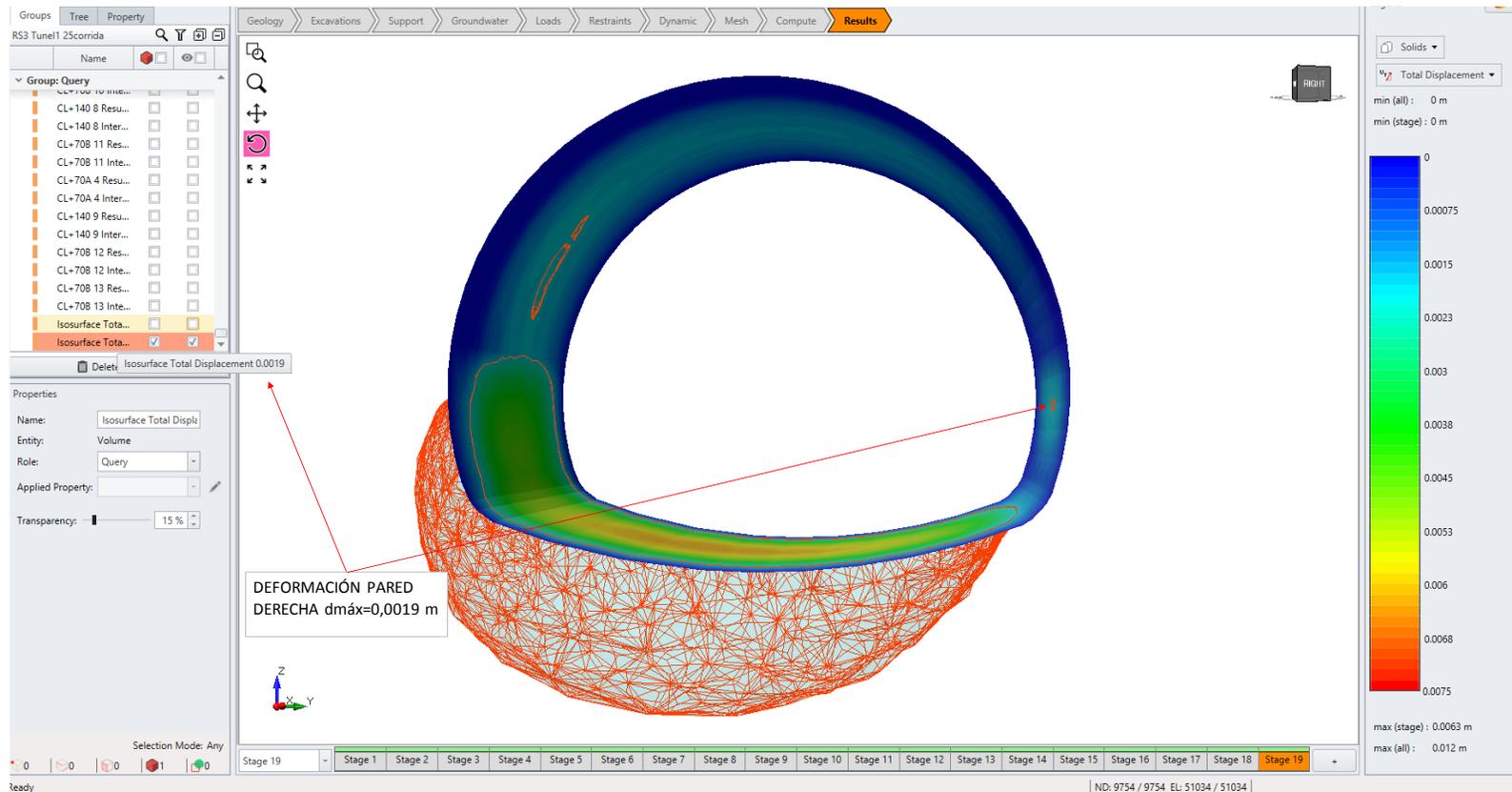


Figura 85 Deformación en pared derecha. Elaboración propia

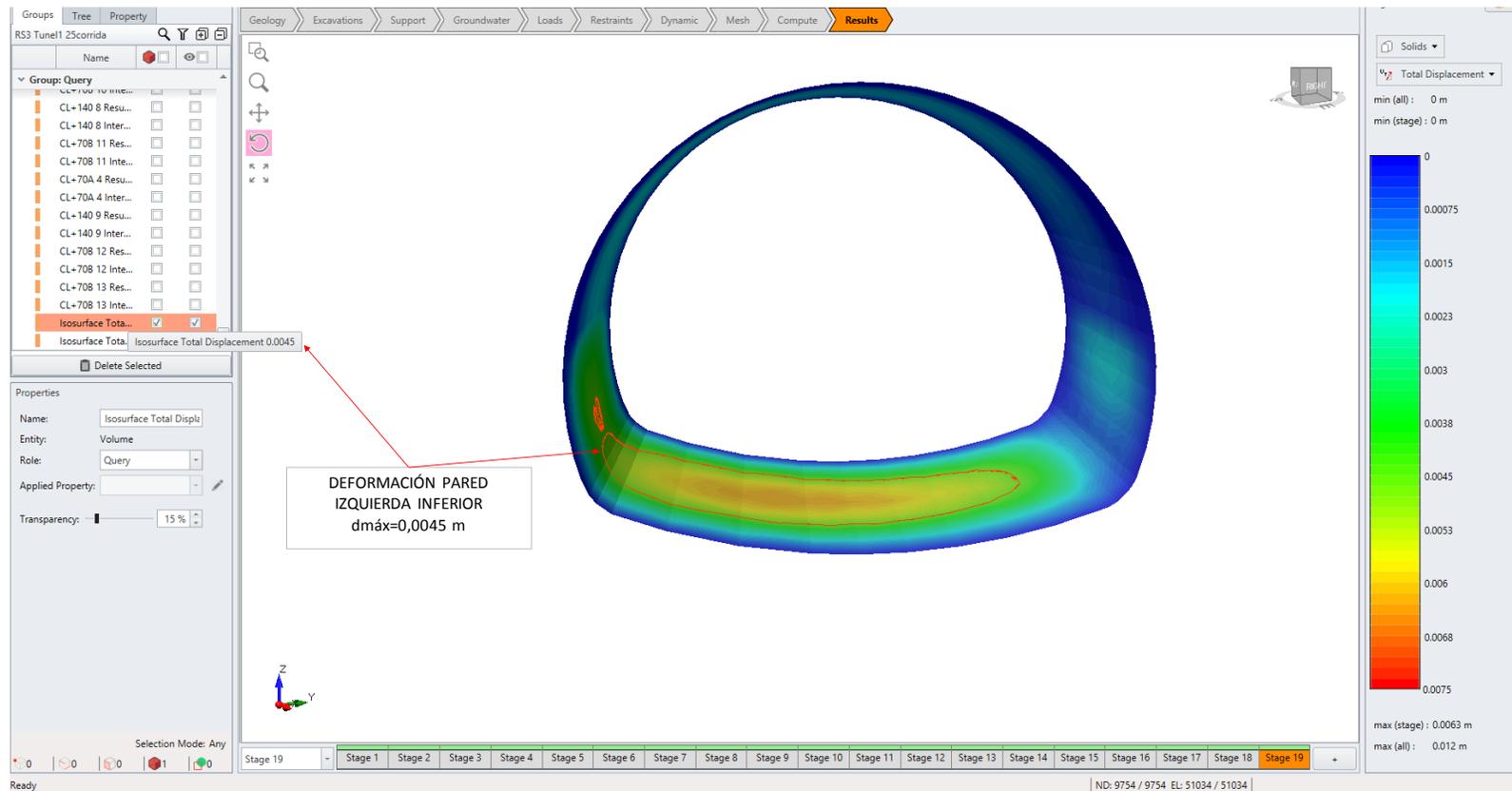


Figura 86 Deformación inferior izquierda. Elaboración propia.

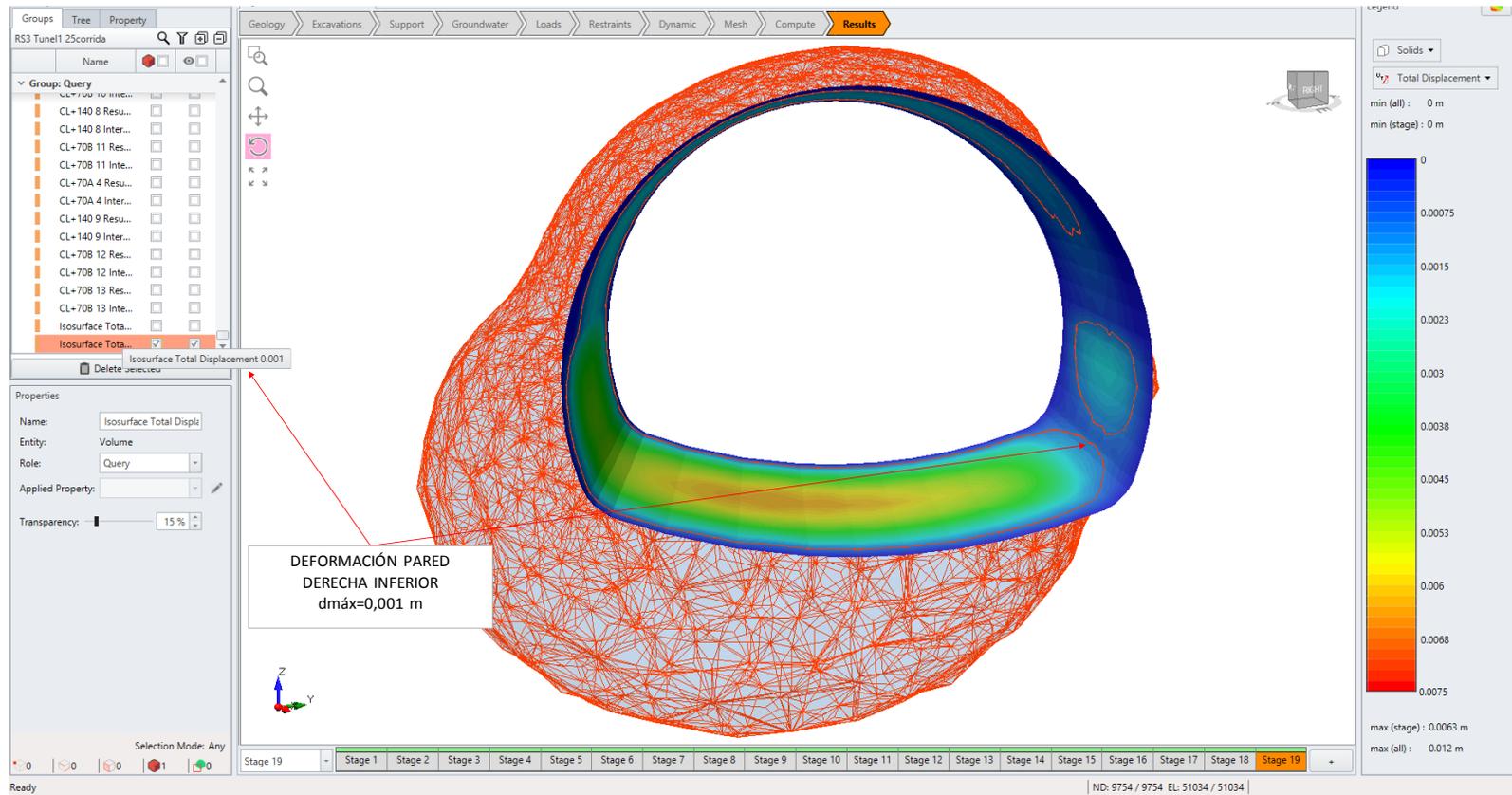


Figura 87 Deformación inferior derecha. Elaboración propia.

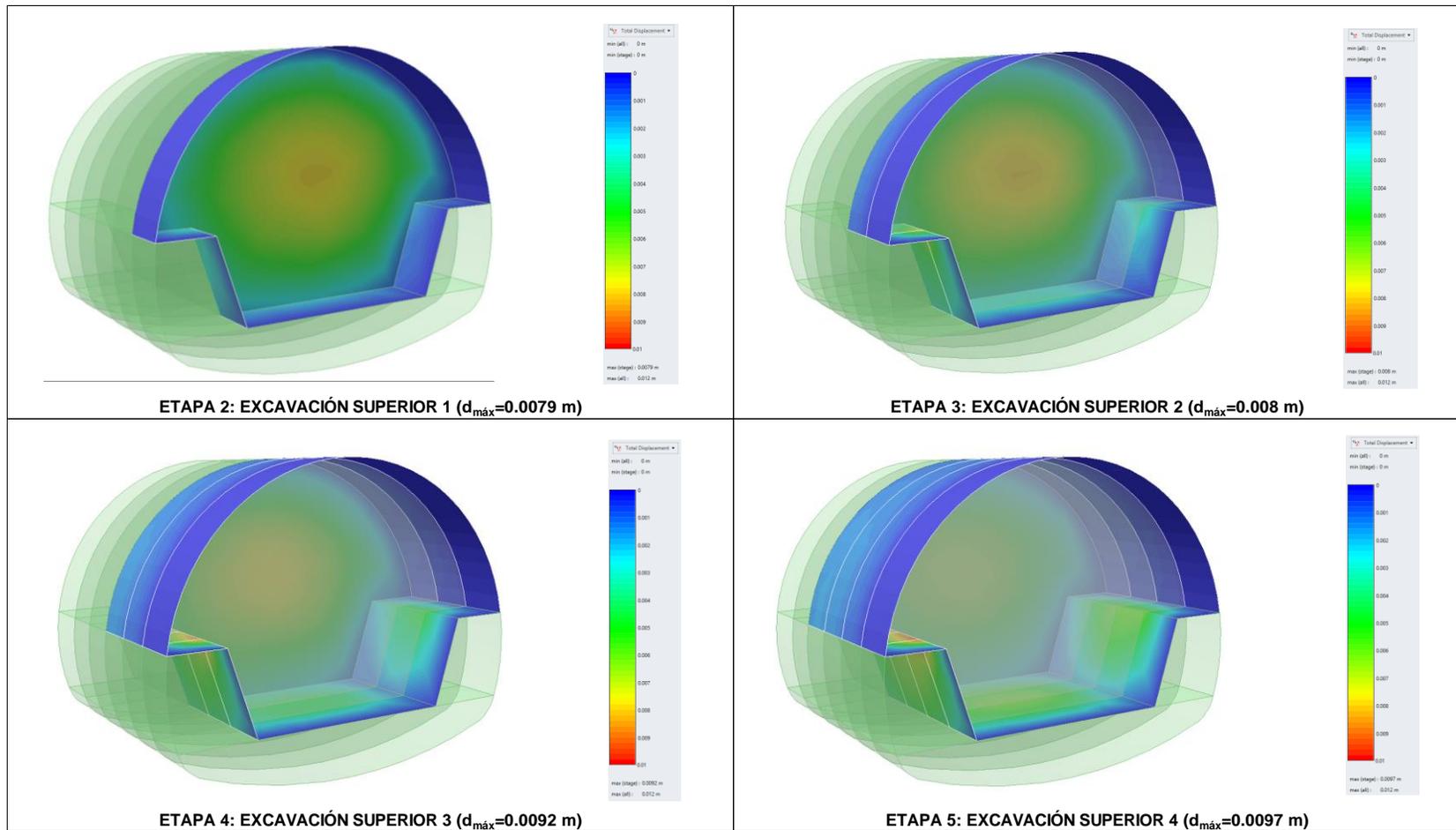


Figura 88 Deformaciones en secciones superiores 1 a 4. Elaboración propia

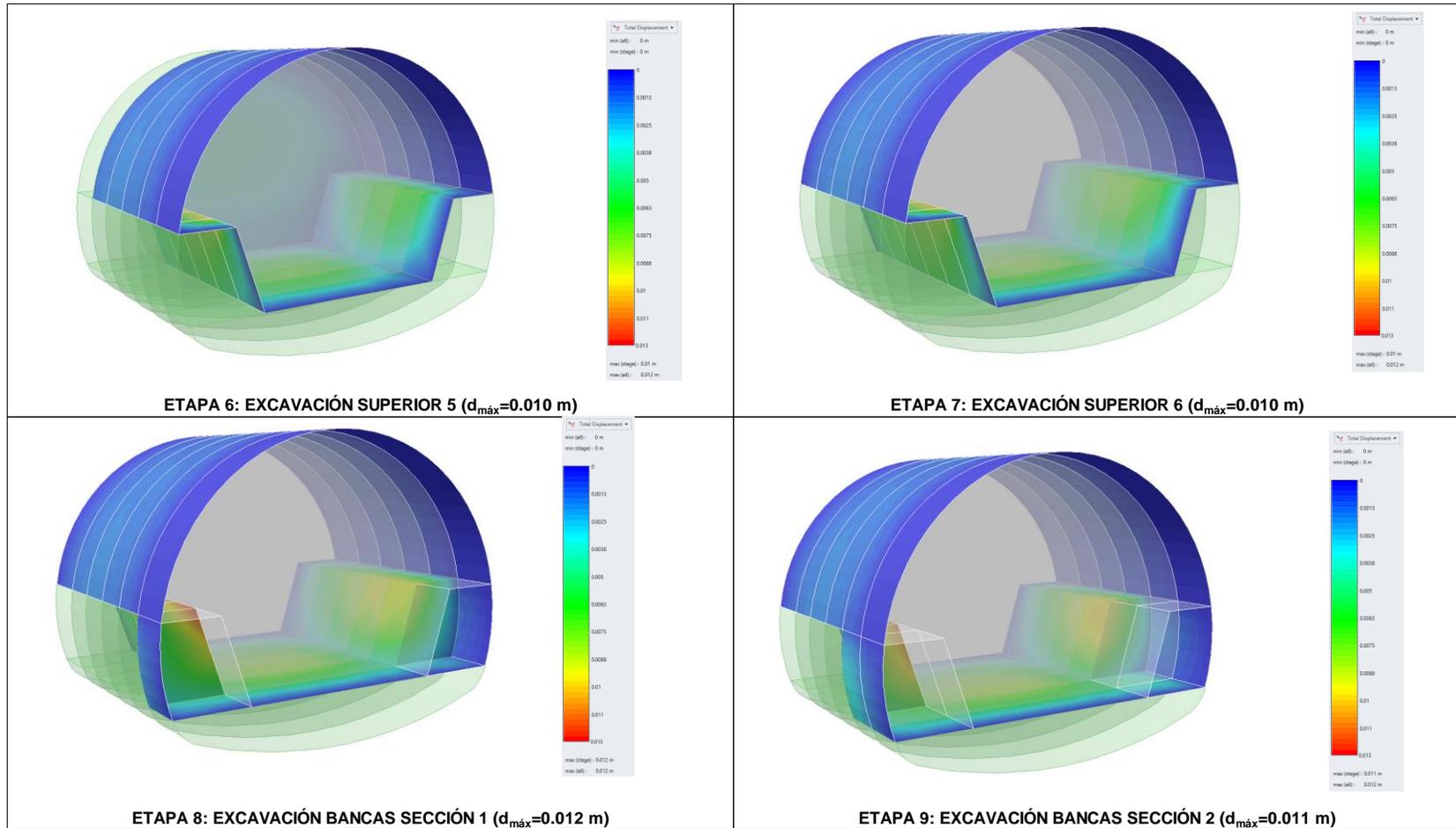


Figura 89 Deformaciones en secciones superiores 5 y 6 y bancas secciones 1 y 2. Elaboración propia

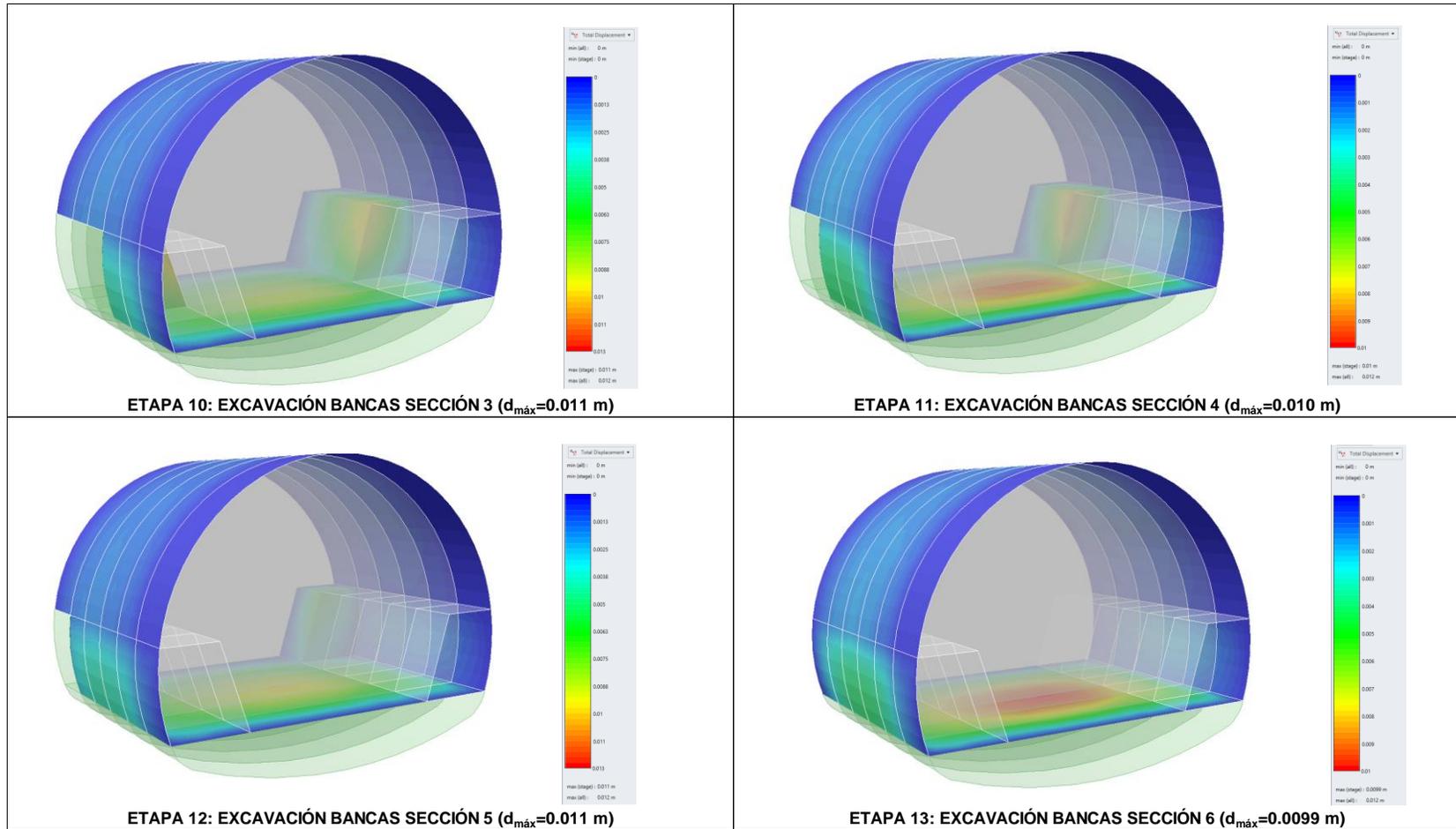


Figura 90 Deformaciones en bancas secciones 3 a 6. Elaboración propia

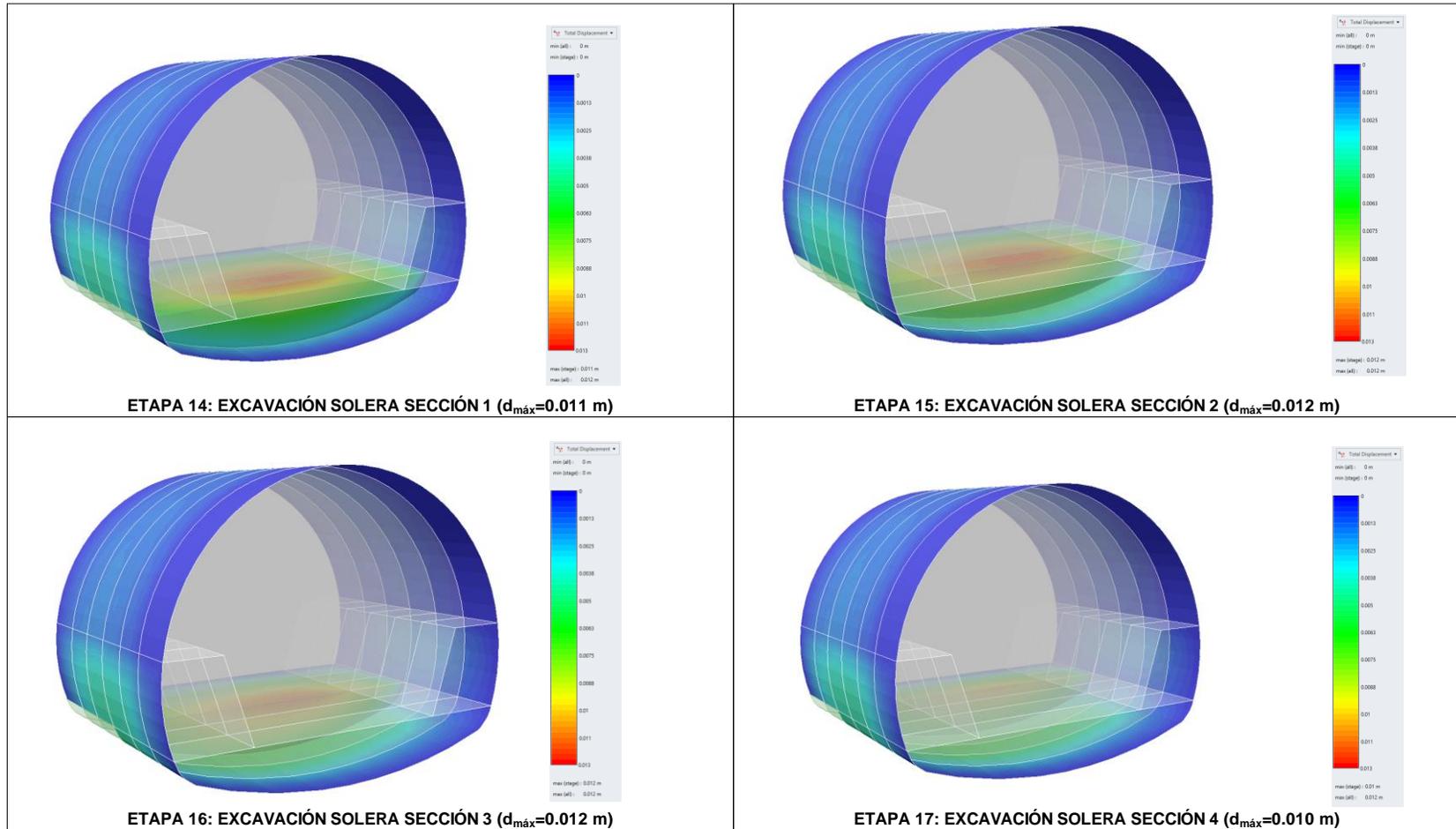


Figura 91 Deformaciones en solera secciones 1 a 4. Elaboración propia

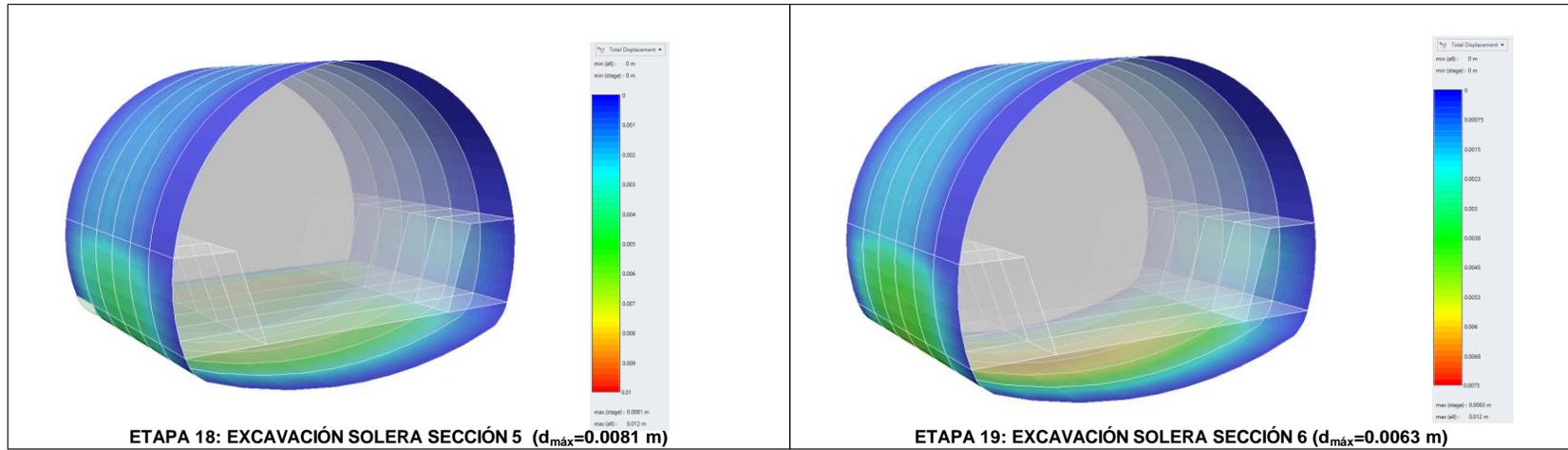


Figura 92 Deformaciones en solera secciones 5 y 6. Elaboración propia

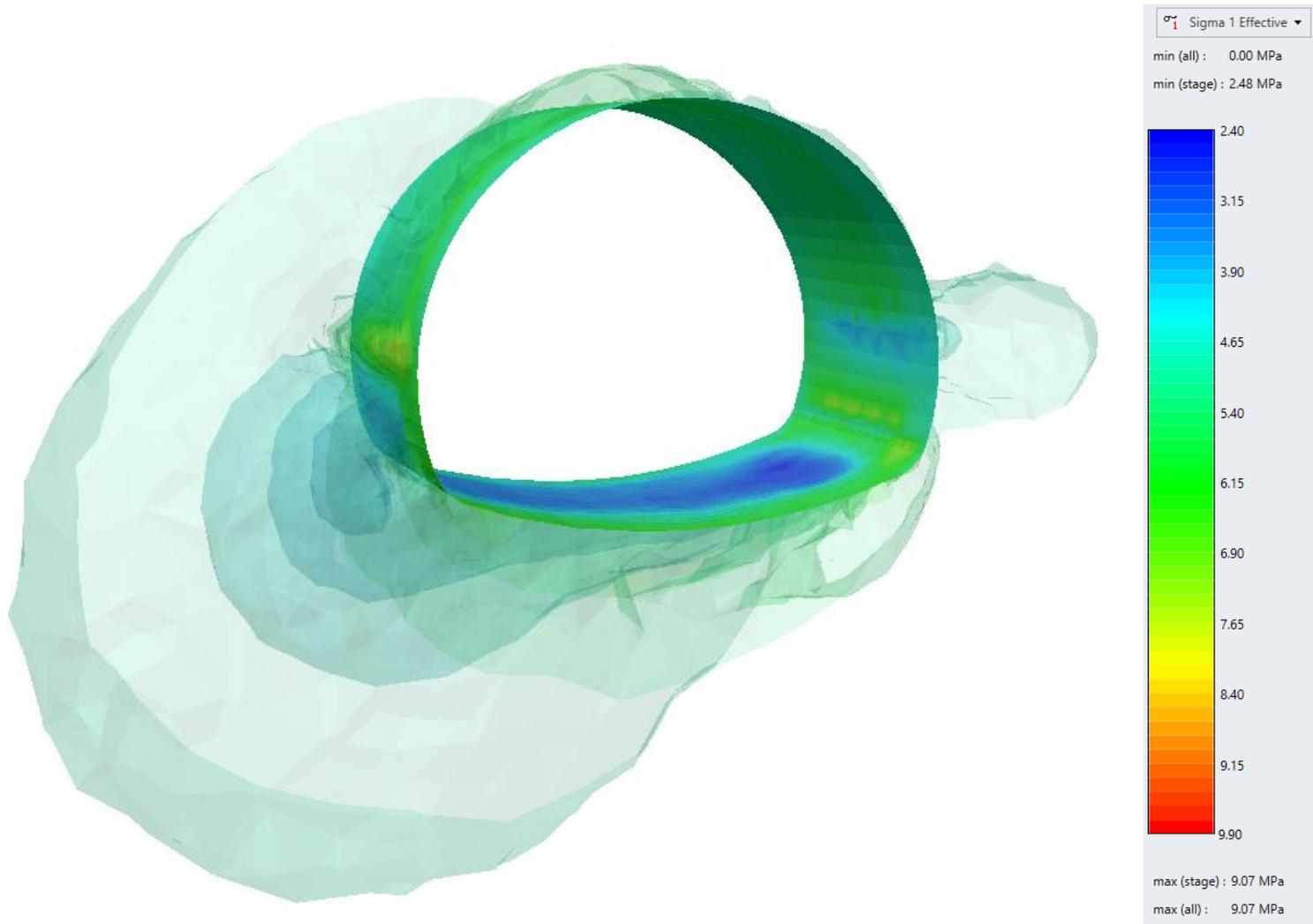


Figura 93 Distribución de esfuerzo principal mayor σ_1 en el contorno de la excavación. Elaboración propia

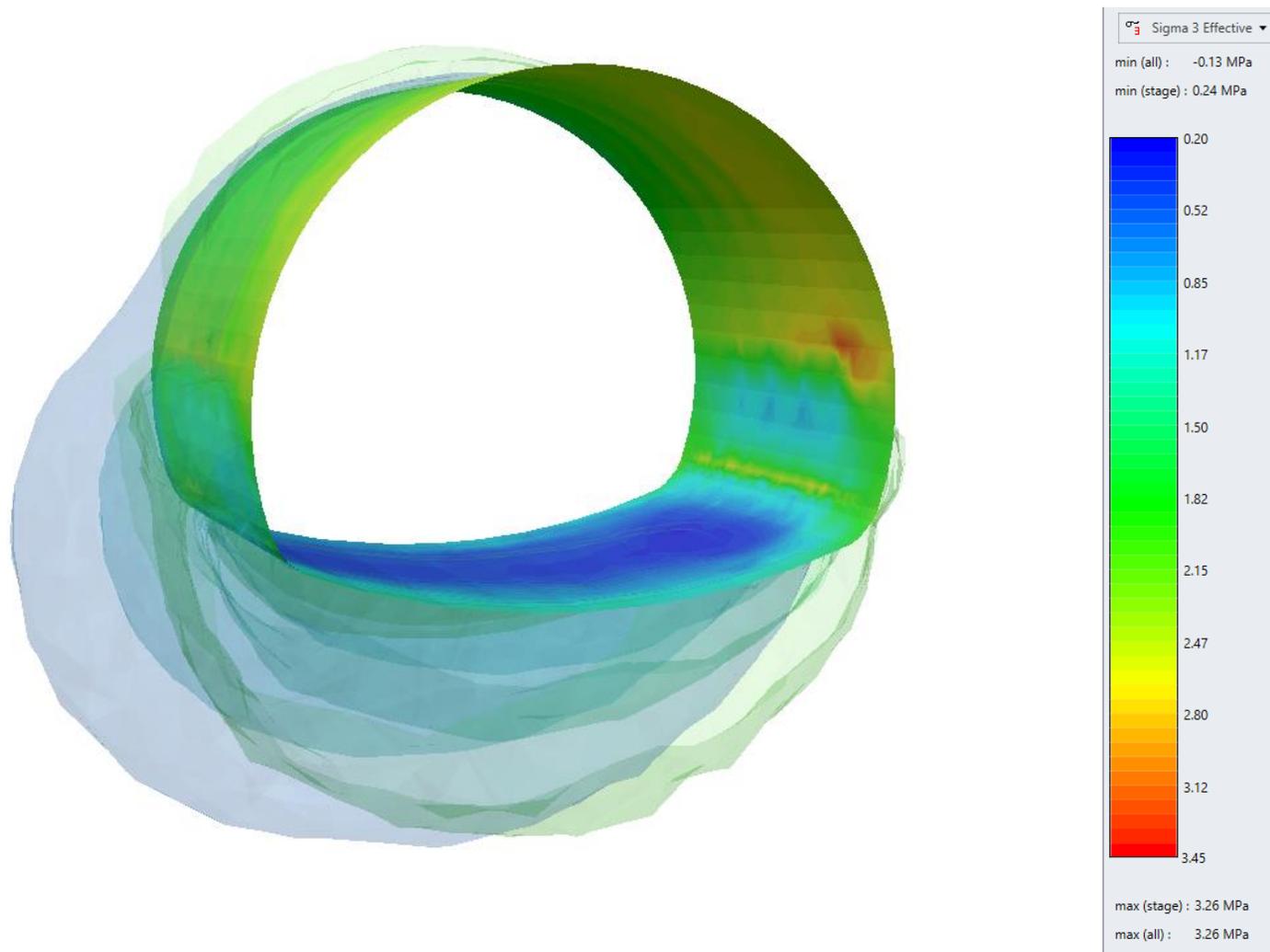


Figura 94 Distribución de esfuerzo principal menor σ_3 en el contorno de la excavación. Elaboración propia

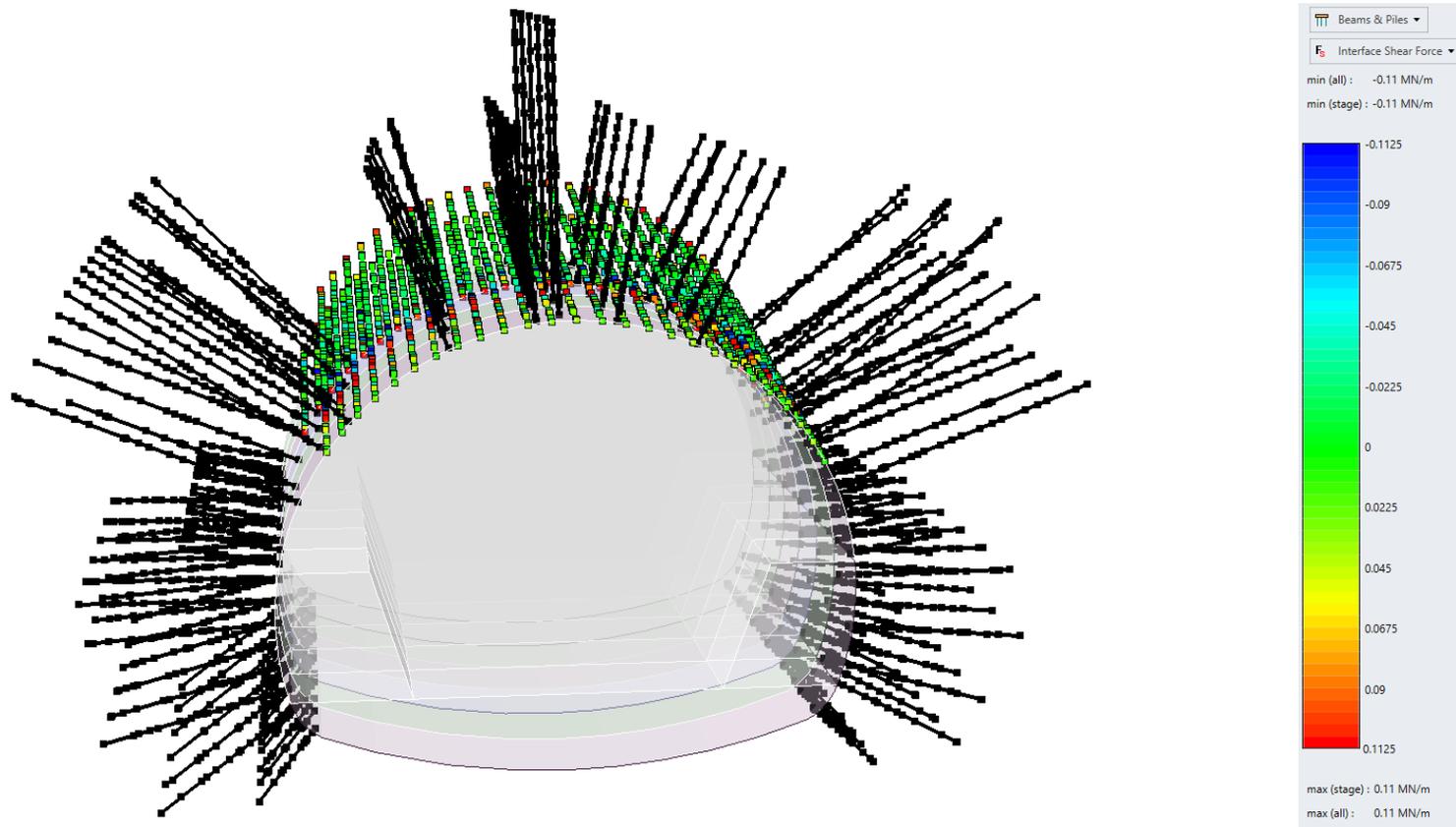


Figura 95 Diagrama fuerza de corte enfilajes. Elaboración propia.

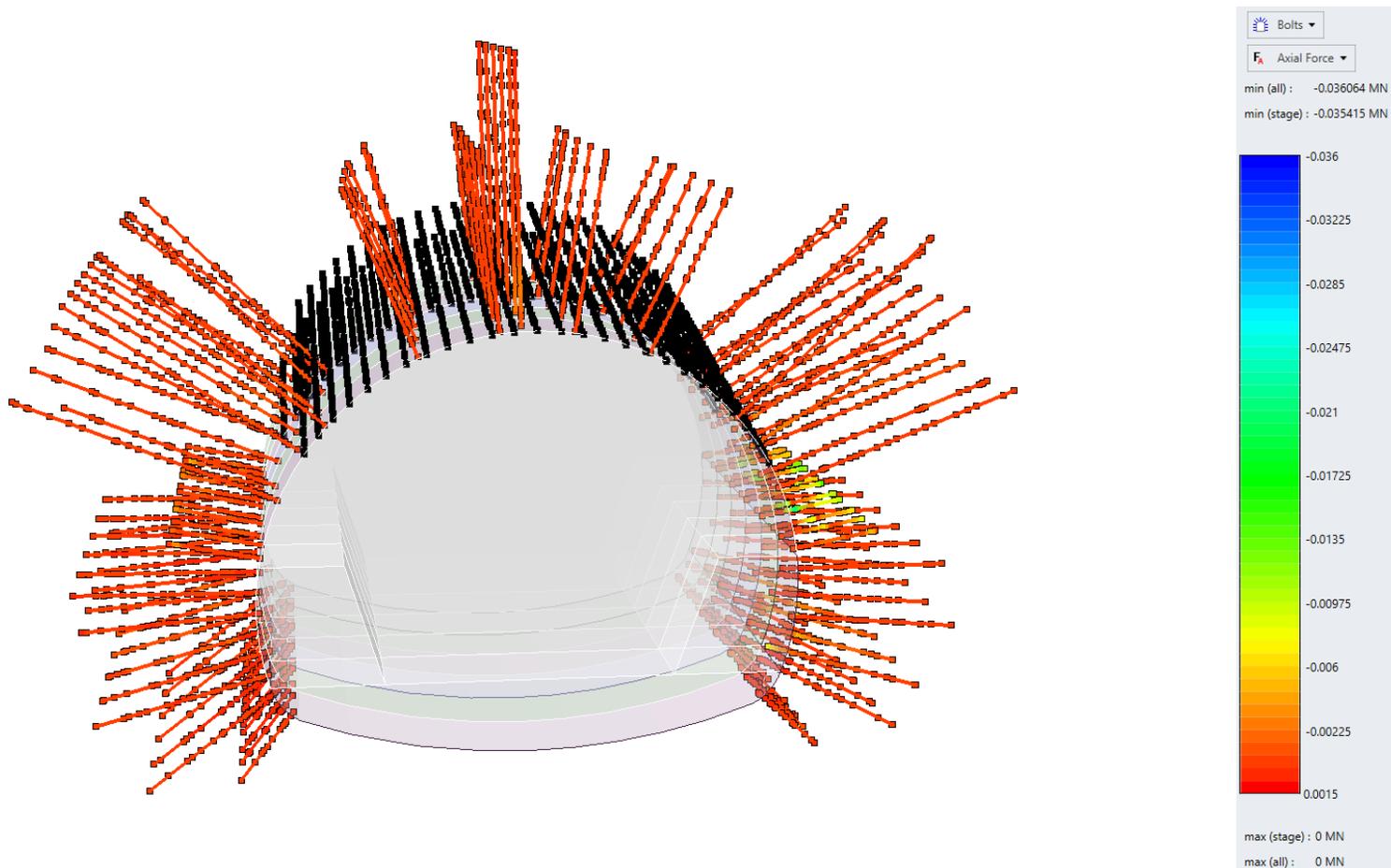


Figura 96 Diagrama fuerza axial en pernos. Elaboración propia.

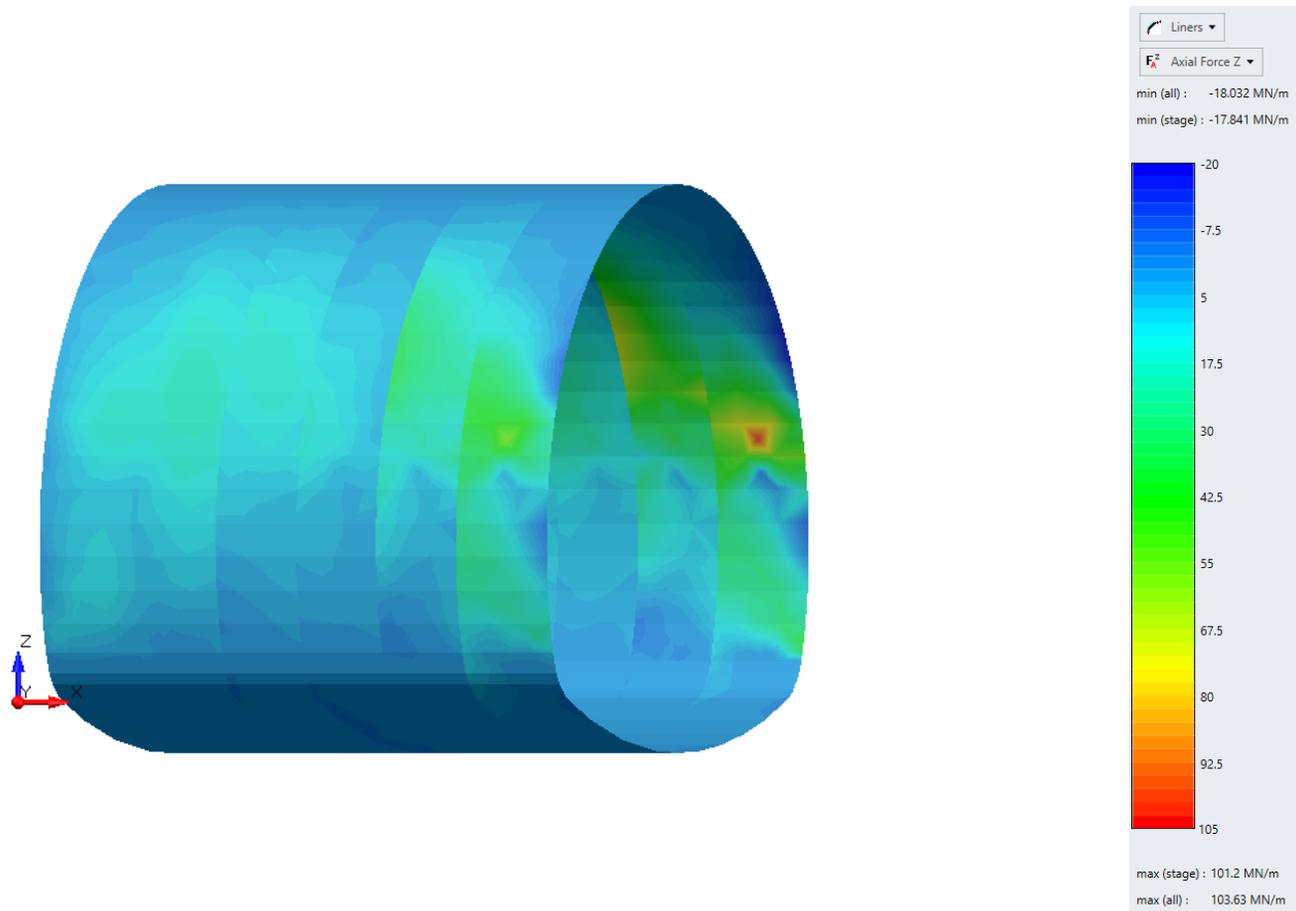


Figura 97 Fuerza axial en dirección Z Concreto lanzado y arcos. Elaboración propia.

Capítulo 6

Conclusiones

6.1 Geología

El proyecto Túnel 1 de la vía Bogotá – Villavicencio, en la región geográfica del borde llanero, está caracterizado por una topografía montañosa escarpada, afectada por un sistema de fallas de tipo inverso, con rocas foliadas debido al metamorfismo regional, producto de esfuerzos compresivos durante los últimos 60 millones de años. La topografía es fuerte, escarpada y quebrada con pendientes y contrapendientes de alto grado. Los valles de ríos en zonas de rocas plegadas y foliadas por el metamorfismo regional tienen forma de “V”, y en estos valles son frecuentes los desprendimientos de bloques y deslizamientos originando depósitos de ladera de poco espesor. Esta zona hace parte del Grupo Quetame, de la Formación Filitas y Cuarcitas de Guayabetal, que presenta planos casi verticales, aproximadamente perpendiculares al trazado del túnel.

Debido a esto, se dedujo que el tensor de esfuerzos debe estar afectado por la morfología, y esfuerzos residuales de compresión debidos al metamorfismo regional, por lo que se decidieron realizar estimaciones de magnitud y dirección de los esfuerzos principales mayor, intermedio y menor.

Considerando que las diaclasas están asociadas a fallas y pliegues, y observando que en la zona se presentan dos fallas en el alineamiento del túnel, La Caridad y Aserrio, además de otras fallas de la zona como Jabonera, Río Blanco, Portachuelo, Susumuco, La Reforma, Servitá, se empleó la metodología de pares conjugados entre diaclasas a lo largo de todo el túnel, para tener una aproximación de la orientación del tensor de esfuerzos; se obtuvo una tendencia que finalmente fue usada en el modelo tridimensional; se aclara no hubo correlación en el modelo con el dato consultado en el Word Stress Map en el sitio El Calvario (medición por mecanismos focales) que se ubica a 14 Km del Túnel 1. Es importante que en los proyectos de túneles se haga una medición directa de esfuerzos para reducir las incertidumbres en los modelos.

6.2 Propiedades disponibles de los materiales

Muchas rocas metamórficas desarrollan una estructura direccional fuerte o anisotropía que hace que todas las propiedades de la roca sean altamente dependientes de la dirección de la foliación. La anisotropía de la roca en el caso de rocas foliadas es un aspecto que influye también en la variabilidad de la resistencia a la compresión inconfiada, por lo que implica la necesidad de hacer ensayos con aplicación de carga en diferentes planos de orientación de la foliación para definir un valor más concertado.

De los ensayos de laboratorio realizados en etapa de estudios y diseños para determinación de la resistencia a la compresión inconfiada, no se puede deducir el índice de anisotropía, ya que los valores obtenidos no dan claridad en cuanto a la orientación de los planos de foliación con respecto a la aplicación de la carga, por lo tanto se desconoce cuáles serían los valores máximos y mínimos de resistencia para el punto donde fue tomada la muestra y esto genera gran incertidumbre en la selección que se realizó de este valor en el modelo utilizado; sin embargo la escogencia de este parámetro tuvo en cuenta los valores reportados en el frente de excavación medidos con martillo de Schmidt.

Los resultados serán más precisos de acuerdo al método de ensayo que se elija para determinar las propiedades de la roca intacta, y es siempre preferible tener ensayos de tipo triaxial, para obtener el valor de la resistencia a la compresión inconfiada y el parámetro m_i del criterio de falla Hoek y Brown utilizado.

Como se comentó en el documento, el peso unitario para una roca metamórfica tipo filita no debe ser muy alto, ya que esta roca proviene del metamorfismo de las lutitas que poseen alta porosidad, por lo tanto, se descartaron algunos valores de laboratorio de los estudios y diseños; se usaron los valores indicados en ensayos de laboratorios con muestras de la perforación 2-A ubicada en la Falla La Caridad, cercana al sector de análisis.

En cuanto a las discontinuidades, se asumió el criterio de falla de Barton Badis, y los parámetros fueron tomados de la literatura considerando valores de referencia en rocas metamórficas foliadas como pizarra y esquistos, ya que no se contó con esta información de los estudios y diseños. Determinar el valor de la resistencia con martillo de Schimidt es importante ya que la orientación de los planos de foliación incide en los resultados con

relación al plano en que se aplique el martillo debido a la anisotropía. Igualmente es importante realizar los ensayos para determinar el ángulo básico y ensayos de resistencia al corte.

6.3 Instrumentación

Es conveniente contar con otro sistema de instrumentación para medición de deformaciones, de manera que la excavación pueda estar más controlada al presentarse deformaciones milimétricas. Al tratarse de un túnel de baja profundidad es recomendable emplear inclinómetros y extensómetros.

6.4 Resultados de las deformaciones calculadas y medidas

Se pudo llegar a un orden de magnitud en las deformaciones finales modeladas que fueron comparadas con las lecturas de la estación de convergencia No.18. La deformación final modelada fue en promedio un 30% mayor a la convergencia leída, lo que indica que este porcentaje corresponde a la deformación inicial por relajación del macizo antes de la instalación del soporte. Con respecto al diámetro medio del Túnel 1, la deformación calculada es de 0.05%, valor que se comparó con las deformaciones obtenidas en dos túneles construidos en rocas metamórficas de tipo filitas; el primero en el túnel Yacambú Quibor, Venezuela que reportó una deformación de 3.7%, y el segundo el túnel Strengen, Austria, con una deformación de 0.68%, siendo este último valor más cercano al calculado en el Túnel 1.

Debido a que a lo largo del Túnel 1 se presenta una foliación vertical a subvertical, el módulo de deformación en este sentido, es decir paralelo a la foliación, es mayor por efecto de la anisotropía, en consecuencia, se espera que las deformaciones sean bajas como se observó en varias estaciones de convergencia en diferentes puntos del túnel. La orientación del túnel con respecto a la foliación es favorable.

6.5 Resultados del análisis de los elementos finitos sobre las variables que inciden en el comportamiento del macizo rocoso

El modelo realizado utilizando elementos finitos tiene más correlación asumiendo un valor de esfuerzo principal mayor cuyo valor esté alrededor de 5 MPa, y empleando las orientaciones (dirección de buzamiento / buzamiento) obtenidas por pares conjugados entre diaclasas a lo largo de todo el túnel. Los valores de las orientaciones de esfuerzos principales consultados en el WSM para el sitio El Calvario, muy próximo al Túnel 1, presentan valores de buzamientos muy bajos, además que no se obtuvo correlación con estos datos.

El resultado de los desplazamientos se influencia principalmente por la magnitud y orientación de los esfuerzos; se evidenció que, para un tensor de esfuerzos definido, un aumento de 30 MPa a 40 MPa no produjo cambios en los resultados.

Es importante poder establecer en laboratorio los parámetros del criterio de falla de Barton Badis; el valor ángulo de rozamiento residual ϕ_r , influye en los resultados cuando se tienen valores bajos de resistencia a la compresión en la pared de la discontinuidad (JCS).

La forma como se realizó la excavación (según metodología NATM), presenta una redistribución de las deformaciones a medida que se avanza en la sección superior, y son más críticas en las bancas. En la medida que se va desconfinando el macizo con la excavación de bancas y solera, las deformaciones disminuyen.

6.6 Comparación diseño y construcción

Se realizó una sectorización del túnel a partir de la información tomada en el talud expuesto de la vía existente paralela, siendo esta una situación que considera unas condiciones de menor calidad de la roca debido a la afectación por meteorización, resultados que discreparon de las condiciones encontradas durante la excavación.

No fue posible realizar una comparación con las deformaciones que fueron calculadas en etapa de estudios y diseños, puesto que se encontró en el tramo de análisis un Terreno Tipo V de menor calidad al previsto en diseños.

De acuerdo a la información suministrada en el plano Planta-Perfil del Túnel 1, Cartografía Geológico-Geotécnica (As Built), se presentaron dos mecanismos de falla principalmente: caída y deslizamiento de bloques (inducidos por gravedad y controlados por discontinuidades incluidas fallas localizadas en discontinuidades por cortante) y falla poco profunda (inducida por esfuerzos en combinación con fallas controladas por gravedad y discontinuidades).

6.7 Limitaciones de la metodología empleada

Debido a las limitaciones computacionales para construir y correr el modelo, se empleó una malla con un factor de 4 veces el diámetro hacia cada lado del túnel, por lo que no se tuvo en cuenta la superficie del terreno que se encuentra aproximadamente a 14 veces el diámetro sobre la cota del túnel y a 12 veces el diámetro en el sentido lateral; esta malla es demasiado robusta y además se debe considerar la colocación 57 elementos de sostenimiento (pernos, enfilajes, arcos y concreto proyectado) en sección completa de excavación con un avance de 1,5 m; en zonas en las que se presenta traslapo de enfilaje son 83 elementos de soporte.

Capítulo 7

Recomendaciones para trabajos futuros

Contando con una herramienta de cómputo robusta, se puede llevar a cabo una modelación en 3D en un sector de terreno tipo III, considerando la topografía del terreno en el mallado y determinando las deformaciones para varios ciclos de excavación en diferentes longitudes, siendo necesario refinar los parámetros de la roca con la realización de ensayos de laboratorio.

Dadas las características particulares de anisotropía en rocas metamórficas de tipo filita, se recomienda realizar ensayos de laboratorio para determinar valores de resistencia a compresión confinada con aplicación de carga sobre diferentes orientaciones de la foliación. Se pueden realizar ensayos de compresión simple, carga puntual y triaxial siendo el triaxial el más indicado.

Con los ensayos sugeridos anteriormente, se pueden igualmente obtener los valores de los módulos de deformación y coeficientes de poisson.

Los ensayos de triaxial y de tracción permiten obtener con exactitud un valor m_i de la roca intacta, necesario para el empleo del criterio de Hoek & Brown Generalizado.

Se recomienda revisar los estudios del análisis de estabilidad en el punto crítico del K58 de la vía Bogotá Villavicencio, presentados en el primer trimestre de 2020 por la Sociedad Colombiana de Ingenieros a la Agencia Nacional de Infraestructura, y que se espera sean autorizados para ser consultados por la comunidad académica. En estos estudios se hace una revisión de los efectos de las excavaciones realizadas en la construcción del túnel 13 a media ladera, con el empleo de modelos tridimensionales y bidimensionales. Los estudios realizados y las variables asumidas en los modelos pueden dar un mejor entendimiento del comportamiento geomecánico de esta zona muy próxima al Túnel 1 que inicia en el K61.

BIBLIOGRAFÍA

ANON. 1995. The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. *Geological Society Engineering. Group Working Party Report. Quarterly Journal of Engineering Geology*, (28), 207-242.

Anderson, E.M (1951) *The Dynamics of Faulting and Dyke Formation with applications to Britain*. 2nd ed., Edinburgh, Oliver and Boyd, Edinburgh, pp. 206.

Barton, N. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, (7), 287–322.

Barton, N., Lien, R., y Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design Tunnel Support. *Rock Mechanics*, (6), 189-236.

Barton, N. and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, (10), 1–54.

Barton, N. (2000). El sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavación de túneles. *Ingeotúneles*, Vol 3. Cap. 3. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid.

Bieniawski, Z.T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions, South African Institution of Civil Engineers*, (15),12, 335–344.

Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classification*, Wiley Interscience, New York, p. 251.

Bieniawski, Z.T. (2011). Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección. *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, ISSN 1136-4785, (208), 10-21.

Bobich, J.K. (2005). *Experimental analysis of the extension to shear fracture transition in Berea sandstone*. MS Thesis. Texas A & M University.

Bongiorno, F., Ucar, R., y Belandria, N. (2011). Determinación de la dirección de los esfuerzos principales a través de análisis numérico y proyecciones estereográficas de la falla de Boconó en el sector Yacambú Estado Lara. *Revista Ciencia e Ingeniería*, (32)2, 57-66

Bowers K.H. 1997. An Appraisal of the New Austrian Tunnelling Method in Soil and Weak Rock, PhD Thesis, The University of Leeds, 254p.

Broch, E. and Franklin, J.A. (1972). The point load strength test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 9(6), 669–97.

Brown, ET. (1970). Strength of models of rock with intermittent joints. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(SM6), 1935-49.

Brown E.T. 1990. Putting the NATM into perspective. *Tunnels & Tunnelling*, Summer 1990, special issue, (22), 9-13.

Consortio Metroandina. (2016-2018). Estudios y Diseños de Túneles Unidad Funcional No.1 Túnel 1 de la carretera Bogotá-Villavicencio Ruta 40.

Crotty J.M., y Wardle L.J. (1985). Boundary integral analysis of piecewise homogeneous media with structural discontinuities. *Int. J. of Rock Mech. And Mining Sci & Geomech. Abst.*, 22 (6), 419-427.

Cundall P.A. (1971). A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems, *Proc. Symp Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. 1.

Day JJ, Hutchinson DJ, Diederichs MS. (2012). A critical look at geotechnical classification for rock strength estimation. *Proceedings of the 46th US rock mechanics/geomechanics symposium. Chicago, USA: American Rock Mechanics Association (ARMA)*, (12), 563.

Deere, D.U. (1968). Geological considerations. *Rock mechanics in engineering practice*. London: Stagg KG, Zienkiewicz OC, editors.

Fairhurst, C. (1964). On the validity of the “Brazilian” test for brittle materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1(4), 535-546.

Fernández, J.D, Pérez Acebo, H, y Mulone Andere, D. (2017). Correlación entre el índice RMR de Bieniawski y el índice Q de Barton en formaciones sedimentarias de grano fino. *Informes de la Construcción* (69), 547.

Flórez, A. (2003). *Colombia: evolución de sus relieves y modelados*. Bogotá, D.C., Colombia: Editorial Universidad Nacional de Colombia.

Fowell R.J. & Bowers K.H. 1998. NATM tunnels in the United Kingdom, Seminar Notes given at The Department of Mining & Mineral Engineering, University of Leeds, Leeds, UK.

Franklin, J.A. and Dusseault, M.B. (1989). *Rock Engineering*, McGraw Hill, New York, p. 600.

González, L. (2019). *Geología, ciencia y cultura*. Bogotá, D.C., Colombia: Servicio Geológico Colombiano.

González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid, España: Pearson Educación, S.A.

Goodman, R.E. (1980). *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons. United States of America.

Goodman, R.E. (1993). *Engineering Geology*. United States: John Wiley & Sons, Inc.

Griffith, A.A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London (Series A)* 221(2):163-98.

Griffith, A.A. (1924). Theory of rupture. *Proceedings of the 1st international congress on applied mechanics*, 55-63.

Gutiérrez, R. (Octubre, 2014). *Métodos de Diseño – Criterios – Métodos empíricos, analíticos y numéricos*. Conferencia preliminares Túneles en suelo y Roca. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, D.C. Recuperado de: <https://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/promo/tuneles-en-suelos/TUNELES.pdf> el día 28 de mayo de 2020.

Gutiérrez, R. (2019). Curso de ingeniería de Rocas. En el programa de Maestría en Ingeniería Civil. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Bogotá.

Hoek, E. (1965). Rock fracture under static stress conditions. University of Cape Town. PhD Thesis. Pretoria, South Africa.

Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *New journal or the International Society of Rock Mechanic* 2(2), 4-16

Hoek, E. (1994). *Rock slope engineering*. Vancouver, B.C., Canadá: Editorial John Bray E&FN SPON.

Hoek E., Kaiser P.K., y Bawden, W.F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: A.A. Balkema.

Hoek, E., y Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, England.

Hoek, E., y Brown ET. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(GT9), 1013-35.

Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. Practical estimates or rock mass strength. *Intnl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*, 34 (8), 1165-1186.

Hoek E, Kaiser PK, y Bawden WF. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema.

Hoek, E., Marinos P., y Benissi M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens schist formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57(2), 151-60.

Hoek, E., y Marinos PG. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*, 132(11), 45-51.

Hoek, E. (2001). Big tunnels in bad rock, 2000 Terzagui lecture. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenviron

Hoek, E., Marinos P., y Marinos V. (2005). Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(2), 277-85.

Hoek E, Diederichs MS. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*,43(2), 203-15.

Hoek, E., y Guevara, R. (2009). Overcoming squeezing in the Yacambú-Quibor tunnel, Venezuela. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42(2), 389-418.

Hoek, E., y Brown, E.T. (2019). The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11, 445-63.

Health and Safety Executive (HSE). (1996). Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels, A review of sprayed concrete tunnels with particular reference to London Clay, (HSE) Books, Sudbury, 80p.

Hudson, J.A., y Priest, S.D. (1979), Discontinuities and rock mass geometry. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts*, (16), 6, 339-62.

Institution of Civil Engineers (ICE) 1996. Sprayed Concrete Linings (NATM) for tunnels in soft ground, ICE design and practice guide, Thomas Telford, London, 88p.

Instituto Colombiano de Geología y Minería, Ingeominas. (2011). Cartografía geológica de la plancha 247 Cáqueza, Escala 1:100.000. Ministerio de Minas y Energía, Colombia recuperado de <http://recordcenter.sgc.gov.co/B13/23008010024462/documento/pdf/2105244621101000.pdf> el día 13 de febrero de 2020.

Instituto de Investigación e información geocientífica, minero-ambiental y nuclear. (2001). Introducción a la geología con ejemplos de Colombia. Bogotá, D.C., Colombia: Ingeominas.

ISRM (1978c). International Society of Rock Mechanics, Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests. Suggested methods for the quantitative description of rock discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, (15), 6, 319–68.

ISRM. 1981. Rock characterization, testing and monitoring – ISRM suggested methods. *Brown E.T. International Society of Rock Mechanics*, Pergamon, Oxford.

Comisión Internacional de Estratigrafía, ICS. (2018). Tabla cronoestratigráfica internacional V2018/08. Recuperado de <https://stratigraphy.org/icschart/ChronostratChart2018-08Spanish.pdf> el día 15 de enero de 2020.

Itasca Consulting Group Inc. (2009). Fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions, versión 4.0. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.

López, J.M, y Lomoschitz, A. (2014). Geología aplicada a la ingeniería civil. Madrid, España: Editorial El Duende.

Lunardi, P. (2008). Design and construction of tunnels. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, LE-TEX Jelonek, Schmidt & Vocker GbR, Leipzig, Germany.

Karakus, M., y Fowell, R.J. (2004). *An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. Rockmec'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, Turkiye.

Kockar, M.K., Akgün, H. (2003). Engineering geological investigations along the Ilıksu Tunnels, Alanya, southern Turkey. *Engineering Geology*, (68) 141-58.

López, J.M, y Lomoschitz, A. (2014). *Geología aplicada a la ingeniería civil*. Madrid, España: Editorial El Duende.

Marinos, P., Hoek, E. (2000). GSI a geologically friendly tool for rock mass strength. *International conference on geotechnical and geological engineering*, 1422-40.

Marinos, P., y Hoek E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2), 85-92.

Marinos, V., Marinos, P., y Hoek, E. (2005). The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64(1), 55-65.

Marinos, P.G., Marinos, V., y Hoek E. (2007). The geological strength index (GSI): a characterization tool for assessing engineering properties for rock masses. Documento extendido de Marinos et al. (2005).

Marinos, V. (2017). A revised geotechnical classification GSI system for tectonically disturbed rock masses, such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and Environment* 19, 1-14.

Marinos. V., y Carter. T.G. (2018). Maintaining geological reality in application of GSI for design of engineering structures in rock. *Journal of Engineering Geology*, 239, 282-97.

Marinos. V., y Carter. T.G. (2019). Corregidum to “Maintaining geological reality in application of GSI for design of engineering structures in rock”. *Journal of Engineering Geology*, 248, 357-60.

Ministerio de Fomento. (2005). Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera. Recuperado de https://www.mitma.es/recursos_mfom/0710200.pdf

Mogi, K. (1966). Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow. *Bulletin Earthquake Research Institute*, (44), 215-32.

Mojica, J., Moreno, J. (2013). Análisis paramétrico de la influencia de la geometría en la distribución de esfuerzos en un túnel (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá D.C.

Montero, J. (2017). *Clasificación de movimientos en masa y su distribución en terrenos geológicos de Colombia*. Bogotá, D.C., Colombia: Servicio Geológico Colombiano.

Niemeyer, H. (1999). *Apuntes de geología estructural*. Recuperado de https://www.u-cursos.cl/usuario/c19094b1ea89f1f08e243796b671e2e5/mi_blog/r/geologia_estructural_-_hans_niemeyer.pdf el día 12 de febrero del 2020.

Oke, J., Vlachopoulos, N., y Diederichs, M.S. (2014). Numerical analyses in the design of umbrella arch systems. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, (6), 546-64

Özbek, A., Gül, M., Karacan, Ergun., y, Alca., O. (2018). Anisotropy effect on strengths of metamorphic rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(1), 164-75

Pacher, F. (1975). The development of the New Austrian Tunnelling Method and the main features in design work and construction. *Proc. 16th Symp. On Rock Mech*, 223-32

Perras, M.A., y Diederichs, M.S. (2014). A review of the tensile strength of rock: concepts and testing. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), 525-46.

Ramsey, J.M., y Chester, F.M. (2004). Hybrid fracture and the transition from extension fracture to shear fracture. *Nature*, (428), 63-66.

Rabcewicz, L. (1964). The New Austrian Tunnelling Method. Part one, *Water Power*, 453-57, Part two, *Water Power*, 511-15

Rabcewicz, L.V y Golser, J (1973). Principles dimensioning the support system for the new Austrian tunnelling method. *Water Power*, 88-93.

Salcedo D.A. (1983). *Macizos Rocosos: Caracterización, Resistencia al Corte y Mecanismos de Rotura*. Proc. 25 Aniversario Conferencia Soc. Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones, Caracas.

Servicio Geológico Colombiano. (2020). Geología de la plancha 266 Villavicencio. Escala 1:100.000. Versión año 2001. Recuperado de: <https://miig.sgc.gov.co/Paginas/Resultados.aspx?k=Memoria+explicativa+plancha+266> el 1 de julio de 2020.

Sivakugan, N., Kumar, S., y Das, B.M. (2013). *Rock Mechanics an introduction*. Florida, United States: Taylor & Francis Group.

John, C.M, Van, Dillen, D.E. (1983). Rockbolts: a new numerical representation and its application in tunnel design. *Symposium on rock mechanics*, 13-26.

John, C.M, Van, Dillen, D.E. (1983). Rockbolts: a new numerical representation an its application in tunnel design. *24th US symposium on rock mechanics*.

Stacey, T.R., Page, C.H. (1986). *Practical Handbook for Underground Rock Mechanics*. *Trans Tech*. Publications, Clausthal-Zellerfeld publ.

Tunnels & Tunnelling 1990. What is NATM?. Vol. 22, 7.

Vlachopoulos, N, y Diederichs, M.S. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence-confinement analysis of deep tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42(2), 131-146.

Wallis, S. (1995 a). First principles of NATM. *World Tunnelling*, (8), 197-200.

Wallis, S. (1995 b). NATM challenge at the Montemor tunnel. *Tunnels & Tunnelling*, (27), 32-34.

Will, M. (1989). Excavation of Large cross section tunnels in accordance with the basic principles of "New Austrian Tunnelling Method" (N.A.T.M.) with particular regard for the use of Boom-Type tunnelling machines. *World Tunnelling*, Special issue, 51-55.

Wyllie, D.C. and Mah, C.W. (2004). *Rock Slope Engineering*. 4th edition, Spon Press, London.