



Vigilada Mineducación

**ANÁLISIS DE LAS DEFORMACIONES DE LAS LUTITAS NEGRAS DE LA
FORMACIÓN PENDERISCO EN EL PORTAL SALIDA CAÑASGORDAS DEL TÚNEL
GUILLERMO GAVIRIA ECHEVERRI, ENTRE EL PK 36+080 Y PK 35+518 MUNICIPIOS
DE GIRALDO Y CAÑASGORDAS, ANTIOQUIA**

***DEFORMATION ANALYSIS OF THE BLACK SHALES OF THE PENDERISCO
FORMATION IN THE CAÑASGORDAS EXIT PORTAL OF THE GUILLERMO GAVIRIA
ECHEVERRI TUNNEL, BETWEEN PK 36+080 AND PK 35+518 MUNICIPALITIES OF
GIRALDO AND CAÑASGORDAS, ANTIOQUIA***

MATEO SANÍN ZULUAGA

GEÓLOGO

Esp. Mecánica de suelos y cimentaciones

PROYECTO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA

ASESORA: PhD. SILVANA MONTOYA-NOGUERA

UNIVERSIDAD EAFIT

ESCUELA DE CIENCIAS APLICADAS E INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA

MEDELLÍN, NOVIEMBRE 8 DE 2022

RESUMEN

Como parte de los proyectos viales 4G del gobierno nacional, el túnel Guillermo Gaviria Echeverri (GGE), localizado en la cordillera occidental colombiana, tendrá una longitud de 9,73 km y conectará los municipios de Giraldo y Cañasgordas del departamento de Antioquia. El túnel cuenta con una sección en herradura con hastiales semi curvos y un área de sección de aproximadamente 120 m², ancho de 11,5 m y 12,5 m de alto. Cuenta también con una galería de emergencia paralela al tubo principal con una longitud similar. Las rocas excavadas son dos unidades del grupo Cañasgordas, propiamente la formación Barroso desde portal entrada (Giraldo) y la formación Penderisco desde el portal salida (Cañasgordas). La formación Barroso corresponde a una secuencia de basaltos verdes, diabasas y otras rocas volcánicas. Mientras que la formación Penderisco es una secuencia sedimentaria dominada por intercalaciones rítmicas de poco espesor, de lodolitas grises y negras, novaculitas, liditas, y chert. Durante las excavaciones desde el portal salida, se ha venido presentando un exceso de deformaciones que genera problemas de inestabilidades en tramos particulares, donde las rocas son de origen sedimentario principalmente.

Este trabajo busca evaluar las causas y consecuencias de las deformaciones presentadas en el tramo de estudio, PK36+080 – PK35+518, a partir del análisis de la geología local y estructural, datos del monitoreo geotécnico por medio de convergencias medidas en terreno, datos de caudales del túnel, ensayos de laboratorio incluida la evaluación de la fábrica de la roca por medio de microscopio petrográfico y de la modelación computacional de elementos finitos a partir de la metodología de confinamiento convergencia, teniendo en cuenta las nuevas características recolectadas para la roca.

Para la evaluación de la cinemática de las discontinuidades se usa el software DIPS separándolas de acuerdo con su origen, para el análisis cinemático de cuñas se usa el software UNWEDGE de acuerdo con la información obtenida en el análisis cinemático en los diagramas de rosetas de forma general para el tramo, para la evaluación de confinamiento convergencia se usa Excel y RocSuport, para la caracterización se emplea Excel, y para el análisis de esfuerzo deformación se usa RS2.

Las convergencias medidas por medio de cinta extensométrica de precisión desde el momento de la excavación del túnel hasta marzo 2022, de acuerdo con los análisis recolectados en los levantamientos geomecánicos. En el tramo de estudio se han presentado averías en el sostenimiento a manera de grietas en el concreto, arcos deflactados, además de sendas sobre excavaciones principalmente en la clave y los hombros. Esta situación se ha venido replicando inclusive después de la instalación final del sostenimiento, haciendo que el soporte aplicado sea en algunos casos más robustos a lo estipulado por las clasificaciones geomecánicas realizadas en el proceso constructivo por los profesionales de obra.

El exceso de las convergencias evidenciado se contrasta con el análisis petrográfico y de infiltraciones para el tramo. Asimismo, se analizan los sostenimientos estructurales de acuerdo con los patrones de fracturamiento y la incidencia tectónica en las deformaciones estimadas por medio de modelos computacionales de elementos finitos.

Por otra parte, se realizaron diecisiete (17) ensayos de resistencia por compresión simple en 5 etapas, de fresca a sumergida por 2, 5, 10, 20 y 40 días, 7 en liditas y 10 en lodolitas; además de dos secciones delgadas en lodolitas. Estas condiciones alteran la contextura interna de la roca a nivel microscópico, empobreciendo su resistencia cuando entra en contacto con el agua, debido a la destrucción de la estructura cristalina de los minerales del grupo de las arcillas, principalmente los minerales que cuentan con una estructura planar

como la moscovita y la clorita. Este comportamiento empobrece la calidad general del macizo rocoso.

Para la solución de estos impases y en aras de garantizar la estabilidad de la sección y operatividad, se ha implementado una secuencia de preinyecciones y post inyecciones con microcemento, en conjunto con un sostenimiento tipo V a tipo V*, el cual contempla un invert curvo, enfilajes de micropilotes, arcos tipo HEB, y pernos anclados con lechada o resina. Esta alternativa mejora las prestaciones del macizo en forma de anillo en profundidad, y a su vez sirve de pre-sostenimiento para mitigar las deformaciones por el desconfinamiento de material.

Luego de la solución efectuada, la revisión con las nuevas particularidades observadas con el soporte que ha garantizado la estabilidad, el monitoreo geotécnico y los resultados del modelo evidencian un contraste en los desplazamientos, donde el radio plástico de la sección y la velocidad de las deformaciones es menor en comparación con el momento antes de la solución. Es de resaltar que la concentración de los desplazamientos se ubica uniformemente en la sección luego de los tratamientos especiales, comúnmente usados en los procesos constructivos de túneles.

Palabras clave: Túnel Guillermo Gaviria Echeverry (GGE), esfuerzo, deformación, lodolitas, confinamiento convergencias, estabilidad, tipos de sostenimiento.

CONTENIDO

1. AGRADECIMIENTOS.....	11
2. INTRODUCCIÓN.....	12
3. LOCALIZACIÓN	12
4. OBJETIVO GENERAL.....	13
4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	13
5. ANTECEDENTES.....	14
6. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	16
7. PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN.....	18
8. HIPÓTESIS	18
9. METODOLOGÍA.....	18
9.1 Revisión bibliográfica.....	19
9.2 Análisis de la cartografía base.....	19
9.1 Etapa de campo	19
9.2 Caracterización geológica.....	19
9.3 Revisión ensayos de laboratorio.....	19
9.4 Realización de ensayos de laboratorio	19
9.5 Caracterización geotécnica.....	19
9.6 Modelación	19
9.7 Análisis de resultados.....	19
9.8 Elaboración de informe.....	19
10. GEOLOGÍA.....	20

10.1	Geología regional	20
10.2	Geología estructural regional.....	22
10.3	Amenaza sísmica	24
10.4	Geología local.....	24
10.5	Geología estructural local	27
10.6	Evaluación geomecánica del tramo de interés.....	29
10.7	Evaluación de la geología estructural del macizo de interés.	31
11.	TIPOS DE SOSTENIMIENTO	35
11.1	Sección tipo III cobertura menor a 300 m.....	36
11.2	Sección tipo IV cobertura menor a 300 m.	37
11.3	Sección tipo V cobertura menor a 300 m.	38
11.1	Resumen de los sostenimientos para el túnel GGE	39
11.2	Galería sección tipo III cobertura menor a 300 m.....	42
11.3	Galería sección tipo IV cobertura menor a 300 m.	43
11.4	Galería sección tipo V cobertura menor a 300 m.	44
11.1	Resumen sostenimiento galería de emergencia.	44
12.	SECUENCIA DE EXCAVACIÓN	48
13.	ANÁLISIS CINEMÁTICO DE CUÑAS	49
14.	AVANCE DE LAS EXCAVACIONES.....	51
15.	ENSAYOS DE LABORATORIO	52
16.	PETROGRAFÍA	55
16.1	Mineralogía.....	56
16.2	Estructuras	59
17.	CONVERGENCIAS.....	60
17.1	Convergencias del tramo seleccionado (PK 36+080 – PK35+518).....	62
18.	INFILTRACIONES	65
18.1	Precipitaciones	67
18.2	Infiltraciones de los frentes de excavación.....	68
19.	MARCO TEÓRICO DEL CONFINAMIENTO POR CONVERGENCIA.....	70
20.	GEOTECNIA.....	75
20.1	Lidita tipo III RMR 41-60	75
20.2	Lidita tipo IV RMR 21-40.....	76
20.3	Lidita tipo V RMR \leq 20.....	77
20.4	Lodolita tipo III RMR 41-60	77
20.5	Lodolita tipo IV RMR 21-40.....	78
20.6	Lodolita tipo V RMR \leq 20.....	79
20.7	Parámetros seleccionados.....	80

20.8	Análisis confinamiento convergencia	80
20.8.1	Tipo III RMR 41-60.....	81
20.8.2	Tipo IV RMR 21-40.....	87
20.8.3	Tipo V RMR ≤ 20	94
20.9	Análisis esfuerzo deformación	98
20.9.1	Tipo III RMR 41-60.....	99
20.9.2	Tipo IV RMR 21-40.....	101
20.9.3	Tipo V RMR ≤ 20	103
21.	TRATAMIENTOS ADICIONALES Y/O ESPECIALES	105
21.1	Enfilajes con micropilotes	105
21.2	Sellado de frente	106
21.3	Pernos de fibra de vidrio en el frente	107
21.4	Machón central.....	107
21.5	Sondeos de reconocimiento	108
21.6	Pernos largos autoperforantes BAL.....	109
22.	DISCUSIÓN.....	109
22.1	Comparación del análisis analítico, numérico y campo.....	110
23.	CONCLUSIONES	111
24.	PERSPECTIVAS.....	112
25.	LIMITACIONES.....	113
26.	REFERENCIAS.....	114

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 3.1.	Localización general del sitio de estudio. Elaboración propia en ArcGis. .	13
Ilustración 5.1.	Localización detallada del túnel Guillermo Gaviria Echeverri en el tramo 1. Tomado de: Palmezano Pinto & Ramos Rivera, (2021).	14
Ilustración 5.2.	Sección de operación del túnel del Guillermo Gaviria Echeverri en el tramo 1. Tomado de Consorcio Antioquia al Mar, (2017).	15
Ilustración 6.1.	Flujos abundantes de agua a lo largo del tiempo. A) Flujo presión desde los frentes de avance. B) Nacimientos y afluentes que escurren en el macizo interceptado por las excavaciones. C) Goteos y flujos permanentes después de excavado. D) Deformaciones y avería de soporte acompañado de sendos flujos y goteos de agua de forma generalizada. Tomado y modificado de: (INTEGRAL S.A, 2022).	16
Ilustración 6.2.	Grietas en el concreto después de aplicar el sostenimiento. A) Grietas después del sostenimiento final. B) Grietas en el sostenimiento primario. Tomado y modificado de: (INTEGRAL S.A, 2022).	17
Ilustración 6.3.	Perdida de sección en la galería de escape luego de instalar el instalar el sostenimiento final, con el avance bastantes metros más adelante. A) deformaciones, flexiones de arcos y pernos iniciales de forma progresiva. B) Cierre progresivo de sección con rotura de arcos. C) Cierre de sección acompañado de derrubios de material. D) Colapso	

y cierre final de la sección. Lo anterior en el transcurso de un mes y medio. Tomado y modificado de: (INTEGRAL S.A, 2022). 18

Ilustración 10.1. Corte geológico regional (A-A'). Tomado de Días Cañas & Kammer, (2015). 20

Ilustración 10.2. Mapa geológico regional. Modificado y adaptado en ArcGis a partir de Londoño & González, (2002) y Mejía N, González, E, & Grosse, (1983). 21

Ilustración 10.3. Mapa tectónico simplificado del norte de Suramérica, mostrando los principales dominios estructurales. Tomado de Suter, Sartori, Neuwerth, & Gorin, (2008). 23

Ilustración 10.4. Modelo de apilamiento antiformal que ayudó a la formación de dúplex a partir de un despliegue basal con erosión inducida. Tomado de Konstantinovskaya & Malavielle, (2011). 23

Ilustración 10.5. Mapa de amenaza sísmica. Tomado y adaptado en ArcGis a partir de SGC, (2018). 24

Ilustración 10.6. Mapa geológico del túnel Guillermo Gaviria Echeverri. Tomado de: Consorcio Antioquia al Mar, (2017). 25

Ilustración 10.7. Perfil geológico del túnel Guillermo Gaviria Echeverri. Tomado de: Consorcio Antioquia al Mar, (2017). 25

Ilustración 10.8. Basaltos verdes de la formación barroso en los frentes de excavación del portal entrada (Giraldo). Fotografía tomada en el tubo principal. 26

Ilustración 10.9. Lutitas negras con venillas de cuarzo en estratos pinchados de basaltos verdes a negros. Fotografía tomada en la galería de emergencia del portal salida (Cañasgordas). 27

Ilustración 10.10. Fallas principales que inciden en las excavaciones del túnel. Tomado de: Consorcio Antioquia al Mar (2017). 28

Ilustración 10.11. Avance PK 35+810,25. Sección ST-IV, Tomado y modificado a partir de: CAM, (2019). 30

Ilustración 10.12. Intercalación rítmica en estratos de poco espesor de liditas y lodolitas negras fisibles. A) Avance 35+175,75. ST-V B) Hastial derecho tramo 35+860. Tomado y modificado a partir de: CAM, (2019). 30

Ilustración 10.13. Avance 35+761,1 ST-III. Tomado de: CAM, (2019). 31

Ilustración 10.14. Diaclasas galería. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos. Elaboración propia en el programa Dips. 31

Ilustración 10.15. Estratificación galería. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos. Elaboración propia en el programa Dips. 32

Ilustración 10.16. Cizallas galería. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos. Elaboración propia en el programa Dips. 32

Ilustración 10.17. Diaclasas túnel. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos. Elaboración propia en el programa Dips. 33

Ilustración 10.18. Estratificación túnel. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos. Elaboración propia en el programa Dips. 33

Ilustración 10.19. Cizallas túnel. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos. Elaboración propia en el programa Dips. 34

Ilustración 10.20. Análisis cinemático rotura planar de bloques túnel. A) Frente. B) Hastiales. Elaboración propia en el programa Dips. 34

Ilustración 10.21. Análisis cinemático de rotura de bloques por cuñas túnel. A) Frente. B) Hastiales. Elaboración propia en el programa Dips. 35

Ilustración 11.1. Principales elementos terreno Tipo III con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017). 36

Ilustración 11.2. Principales elementos terreno Tipo IV con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017). 37

Ilustración 11.3. Sección de excavación, soporte y revestimiento para terrenos Tipo V con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	38
Ilustración 11.4. Sección de excavación, soporte y revestimiento para terrenos Tipo III con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	42
Ilustración 11.5. Principales elementos terreno Tipo IV con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	43
Ilustración 11.6. Sección de excavación, soporte y revestimiento para terrenos Tipo V con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	44
Ilustración 13.1. Red estereográfica con los planos de discontinuidades más desfavorables según la orientación del túnel. Elaboración propia en el programa UnWedge.....	49
Ilustración 13.2. Análisis cinemático de cuñas general para sección tipo III, túnel principal. Caso más desfavorable. Elaboración propia en el programa UnWedge.....	50
Ilustración 13.3. Análisis cinemático de cuñas general para sección tipo III, túnel principal. Caso más desfavorable con sostenimiento sistemático y puntual con pernos largos localizados. Elaboración propia en el programa UnWedge.	50
Ilustración 14.1. Tipos de sostenimientos instalados vs tipos de sostenimiento por tramificación de diseño.	51
Ilustración 15.1. Ensayo de compresión simple lidita muestra 2.	52
Ilustración 15.2. Ensayo de carga puntual lodolita muestra 3.....	53
Ilustración 15.3. Resistencia a la compresión confinada vs días para lodolitas. Curvas con y sin factor de reducción.	54
Ilustración 15.4. Comparativas de resultados de laboratorio para las liditas. A) Resistencia vs días. B) Módulo de la resistencia vs días.	54
Ilustración 16.1. Portal Cañasgordas. A) Extracción de núcleos con barreno mecánico. B) Bloque de lodolitas tomado del hastial izquierdo.....	55
Ilustración 16.2. Zonas donde se recolectaron las muestras en el tramo objeto de estudio. A) Agujero perforado para extracción de roca. B) Hastiales descubiertos. C) Zonas de saneo posterior a la instalación del soporte como acción de reparación.....	55
Ilustración 16.3. Microscopio petrográfico Leitz de la universidad EAFIT.	56
Ilustración 16.4. Vista lodolitas con analizador (10x). Sección de muestras con minerales panares de moscovita y en una menor proporción clorita. Ferromagnesianos y minerales máficos componiendo el cemento de arcillas.	57
Ilustración 16.5. Imagen izquierda (10x) minerales que componen las arcillas, clorita, albita y plagioclasas. Imagen derecha, aureolas escoamatas y venillas de cuarzo.	58
Ilustración 16.6. Mineral de andalucita variedad quiasolita en forma de rombo alargado de un fragmento lítico metamórfico en las lodolitas.....	58
Ilustración 16.7. Lodolita con abundante materia orgánica sin analizador (4x) con minerales metálicos orientados.	59
Ilustración 16.8. Vista de lodolitas con analizador (4x). A) Venilla de calcita cortando y desplazando a una de cuarzo. B) Fracturas Riedel (R) Antiriedel (R') rellenas de calcita. 60	60
Ilustración 17.1. Esquema de una Estación de Monitoreo Regular. Tomado de: CAM, (2017).	61
Ilustración 17.2. Diana para medición de convergencias. Tomado de: CAM, (2017).	61
Ilustración 17.3. Umbral de control establecido para el monitoreo por convergencias. Tomado de: Consorcio al mar (CAM), (2022).	62
Ilustración 17.4. Zonas de alta deformación en sostenimiento tipo V del tramo objeto de estudio. Tomado y modificado de: CAM, (2022).	63
Ilustración 17.5. Estación por convergencias TP 159 PK 36+033,75. Tomado y modificado de: CAM, (2022).	63
Ilustración 17.6. Estación por convergencias T159P PK 36+033,75. Tomado y modificado de: CAM, (2022).	64

Ilustración 17.7. Zonas de alta deformación en sostenimiento tipo IV del tramo objeto de estudio. Tomado y modificado de: CAM, (2022).	64
Ilustración 17.8. Estación por convergencias TP 227 PK 35+564. Tomado y modificado de: CAM, (2022).	65
Ilustración 18.1. Aforos de caudales portal salida túnel 17 GGE. A) Aforo al interior del túnel. B) Aforo en la salida del túnel. Tomado de: Consorcio al mar, (2022).	66
Ilustración 18.2. Caudales medidos a lo largo de las excavaciones en el portal Cañasgordas. A) Túnel principal. B) Galería. Tomado y modificado de: Consorcio al mar, (2022).	67
Ilustración 18.3. Cantidad de precipitación del municipio de Cañasgordas en el año 2021. Tomado de: MeteoBlue, (2022).	68
Ilustración 18.4. Temperaturas y precipitaciones mensuales promedio para el municipio de Cañasgordas en el 2021. Tomado de: MeteoBlue, (2022).	68
Ilustración 18.5. Infiltraciones en los frentes de excavación consignadas en los RMR (portal salida). A) Túnel principal. B) Galería de emergencia.	69
Ilustración 18.6. Infiltraciones constantes desde los frentes de excavación que inunda en ocasiones el frente de avance. Tomado y modificado de: (INTEGRAL S.A, 2022).	70
Ilustración 19.1. Reacción del material, y perfil de deslizamiento longitudinal normalizado con curva de reacción de soporte en el eje del túnel. Tomado de: Vlachopoulos & Diederichs, (2009).	71
Ilustración 19.2. a) Zona plástica simétrica no excedida por el efecto de la excavación. b) Zona plástica con más del doble de la simetría permitida (2 veces el radio) por el efecto de la excavación. Tomado de: Vlachopoulos & Diederichs, (2009).	71
Ilustración 19.3. a) túnel cilíndrico con radio R a través de un macizo rocoso. b) Sección transversal a través de un macizo rocoso. c) Sección transversal de la sección con soporte instalado. Tomado de Carranza Torrez & Fairhurst, (2000).	72
Ilustración 19.4. Curvas características para varios tipos de sistemas de soportes aplicados a un túnel de radio R. Tomado de: Carranza Torrez & Fairhurst, (2000).	73
Ilustración 19.5. Comparación LDP de zonas plásticas usando elementos finitos con diferentes presiones isotrópicas y resistencia a la compresión simple del macizo rocoso. Tomado de: Vlachopoulos & Diederichs, (2009).	74
Ilustración 19.6. Túnel de Stefano (Italia, línea de ferrocarril Génova - Ventimiglia: calizamargosa tectonizada y laminada, cobertura: 150 m, diámetro 12 m). Colapso de la cavidad. Tomado de: Lunardi, (2004).	74
Ilustración 20.1. Lidita tipo III A) Esfuerzos principales $D=0,7$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,7$	75
Ilustración 20.2. Lidita tipo III A) Esfuerzos principales $D=0,0$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,0$	76
Ilustración 20.3. Lidita tipo IV A) Esfuerzos principales $D=0,3$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,3$	76
Ilustración 20.4. Lidita tipo IV A) Esfuerzos principales $D=0,0$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,0$	77
Ilustración 20.5. Lidita tipo V A) Esfuerzos principales $D=0,0$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,0$	77
Ilustración 20.6. Lodolita tipo III A) Esfuerzos principales $D=0,7$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,7$	78
Ilustración 20.7. Lodolita tipo III A) Esfuerzos principales $D=0,0$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,0$	78
Ilustración 20.8. Lodolita tipo IV A) Esfuerzos principales $D=0,3$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,3$	79
Ilustración 20.9. Lodolita tipo IV A) Esfuerzos principales $D=0,0$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,0$	79

Ilustración 20.10. Lodolita tipo V A) Esfuerzos principales $D=0,0$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,0$	80
Ilustración 20.11. Perfil longitudinal lidita tipo III $D=0,7$	81
Ilustración 20.12. Perfil longitudinal lidita tipo III $D=0,0$	81
Ilustración 20.13. Perfil longitudinal lodolita tipo III $D=0,7$	82
Ilustración 20.14. Perfil longitudinal lodolita tipo III $D=0,0$	82
Ilustración 20.15. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo III. $D=0,7$	82
Ilustración 20.16. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo III. $D=0,0$	83
Ilustración 20.17. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo III. $D=0,7$	83
Ilustración 20.18. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo III. $D=0,0$	84
Ilustración 20.19. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo III. $D=0,7$	84
Ilustración 20.20. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo III. $D=0,0$	85
Ilustración 20.21. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolitas en terreno tipo III. $D=0,7$	85
Ilustración 20.22. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolitas en terreno tipo III. $D=0,0$	85
Ilustración 20.23. Análisis probabilístico reacción soporte tipo III. Lidita $D=0,7$. Elaboración propia en RocSupport.....	86
Ilustración 20.24. Análisis probabilístico reacción soporte tipo III. Lidita $D=0,0$. Elaboración propia en RocSupport.....	86
Ilustración 20.25. Análisis probabilístico reacción soporte tipo III. Lodolita $D=0,7$. Elaboración propia en RocSupport.....	87
Ilustración 20.26. Análisis probabilístico reacción soporte tipo III. Lodolita $D=0,0$. Elaboración propia en RocSupport.....	87
Ilustración 20.27. Perfil longitudinal lidita tipo IV $D=0,3$	88
Ilustración 20.28. Perfil longitudinal lidita tipo IV $D=0,0$	88
Ilustración 20.29. Perfil longitudinal lodolita tipo IV $D=0,3$	88
Ilustración 20.30. Perfil longitudinal lodolita tipo IV $D=0,0$	89
Ilustración 20.31. Análisis probabilístico reacción tipo de soporte tipo III. $D=0,0$	89
Ilustración 20.32. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo IV. $D=0,3$	89
Ilustración 20.33. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo IV. $D=0,0$	90
Ilustración 20.34. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo IV. $D=0,3$	90
Ilustración 20.35. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo IV. $D=0,0$	91
Ilustración 20.36. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo IV. $D=0,3$	91
Ilustración 20.37. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo IV. $D=0,0$	92
Ilustración 20.38. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolita en terreno tipo IV. $D=0,3$	92
Ilustración 20.39. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolita en terreno tipo IV. $D=0,0$	92

Ilustración 20.40. Análisis probabilístico reacción soporte tipo IV. Lidita D=0,3. Elaboración propia en RocSupport.	93
Ilustración 20.41. Análisis probabilístico reacción soporte tipo IV. Lidita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.	93
Ilustración 20.42. Análisis probabilístico reacción soporte tipo IV. Lodolita D=0,3. Elaboración propia en RocSupport.	94
Ilustración 20.43. Análisis probabilístico reacción soporte tipo IV. Lodolita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.	94
Ilustración 20.44. Perfil longitudinal lidita tipo V D=0,0.	95
Ilustración 20.45. Perfil longitudinal lodolita tipo V D=0,0.	95
Ilustración 20.46. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo V. D=0,0.	96
Ilustración 20.47. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo V. D=0,0.	96
Ilustración 20.48. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo V. D=0,0.	97
Ilustración 20.49. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolita en terreno tipo V. D=0,0.	97
Ilustración 20.50. Análisis probabilístico reacción soporte tipo V. Lidita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.	98
Ilustración 20.51. Análisis probabilístico reacción soporte tipo V. Lodolita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.	98
Ilustración 20.52. Concentración de esfuerzos etapa 7 macizo en terreno tipo III. Elaboración propia en Phase 2.	99
Ilustración 20.53. Desplazamientos totales terreno tipo III. A) Interacción excavación macizo. B) Desplazamientos totales vs etapa de carga, en función de la etapa constructiva.	100
Ilustración 20.54. A) desarrollo de plastificación en las excavaciones. B) Eficiencia del soporte. Macizo tipo IV. Ilustración 20.55. Concentración de esfuerzos etapa 7 macizo en terreno tipo III. Elaboración propia en Phase 2.	101
Ilustración 20.56. Concentración de esfuerzos terreno etapa 7 tipo IV.	101
Ilustración 20.57. Desplazamientos totales terreno tipo IV. A) Etapa 3 donde se desarrollan la mayor parte de las deformaciones. B) Desplazamientos totales vs etapa de carga, en función de la etapa constructiva.	102
Ilustración 20.58. A) desarrollo de plastificación en las excavaciones. B) Eficiencia del soporte. Macizo tipo IV.	103
Ilustración 20.59. Concentración de esfuerzos terreno tipo V etapa 7.	103
Ilustración 20.60. Desplazamientos totales terreno tipo V. A) Interacción excavación macizo, etapa 3. B) Desplazamientos totales vs etapa de carga, en función de la etapa constructiva.	104
Ilustración 20.61. A) desarrollo de plastificación en las excavaciones. B) Eficiencia del soporte. Macizo tipo V con pre inyecciones.	105
Ilustración 21.1. Esquema de ejemplo de paraguas de micropilotes. Tomado de: Construsol, (2022).	106
Ilustración 21.2. Esquema de ejemplo longitudinal de micropilotes de forma longitudinal con su traslape entre filas. Tomado de: Construsol, (2022).	106
Ilustración 21.3. Sellado de frente de ejemplo con hormigón proyectado. Tomado de: Celada, Adasme, & González, (2015).	107
Ilustración 21.4. Sellado pernos de fibra de vidrio. Foto de ejemplo en otro proyecto en Italia.	107

Ilustración 21.5. Ejemplo machón central. Tomado de: Celada, Adasme, & González, (2015).	108
Ilustración 21.6. A) Sondeos de reconocimiento geológico. Fotos y esquemas de referencia de otro proyecto (2021).	108
Ilustración 21.7. Esquema de ejemplo perno autoperforante. Tomado de: ONIX, (2022).	109
Ilustración 22.1. Comparación análisis numérico y analítico. A) Análisis numérico elementos cedidos soporte tipo IV etapa final. B) Análisis numérico concentración de esfuerzos etapa final en terreno tipo IV. C) Análisis analítico de radio plástico y de comportamiento terreno en terreno tipo IV.	111

LISTA DE TABLAS

Tabla 10.1. Abscisas donde el túnel intercepta las fallas o lineamientos principales. Tomado de: Consorcio Antioquia al Mar, (2017).	28
Tabla 11.1. Principales elementos terreno Tipo III con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	36
Tabla 11.2. Principales elementos terreno Tipo IV con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	37
Tabla 11.3. Principales elementos terreno Tipo V con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	38
Tabla 11.4. Resumen general del refuerzo a partir del índice RMR para cada tipo de terreno. Tomado de: CAM, (2017).	39
Tabla 11.5. Principales elementos terreno Tipo III con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	42
Tabla 11.6. Principales elementos terreno Tipo IV con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	43
Tabla 11.7. Principales elementos terreno Tipo V con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).	44
Tabla 11.8. Resumen general del refuerzo a partir del índice RMR para cada tipo de terreno. Tomado de: CAM, (2017).	45
Tabla 12.1. Secuencia de excavación. A partir de: INVIAS, (2021).	48
Tabla 15.1. Resultados ensayos de laboratorio (dato resaltado en rosado no ha sido tenido en cuenta por ser un valor anómalo ya que fue un ensayo en una muestra irregular).	53
Tabla 17.1. Deformaciones transversales (radiales). Tomado de: CAM, (2017).	62
Tabla 20.1. Parámetros seleccionados para el análisis confinamiento convergencia y esfuerzo deformación ($RMR_{89}=GSI-5\pm 2$).	80
Tabla 20.2. Etapas análisis esfuerzos deformación.	99

1. AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo fue realizado con el apoyo de la Universidad EAFIT, la Gobernación de Antioquia, el Consorcio al Mar, Integral S.A, AIM ingenieros S.A.S, con el préstamo de equipos, suministro de información, ensayos de laboratorio, logística, y asesorías; instituciones que les guardo mi profundo agradecimiento.

Quiero agradecer a mis padres Adolfo y Clemencia, hermanos Luisa y Juan David, mi novia Alejandra, la doctora Silvana Montoya-Noguera que a su vez es la asesora de este trabajo, al profesor Jonathan Ramos, Gloria Echeverri, mis colegas, Carlos Suescún, Eduard Palmezano, Fabián Vallejo, Santiago Pérez, Claudia Ortiz, Steven Largo, Juan Camilo Tibaquirá, Luis Fernando Sandimas, Luis Ángel López, Esteban Martínez, Mateo Ruiz, y

demás personas que me apoyaron en este proceso, sin ellos la realización de este estudio no hubiera sido posible.

2. INTRODUCCIÓN

El túnel Guillermo Gaviria Echeverri se encuentra localizado en la cordillera occidental colombiana entre los municipios de Giraldo al oriente y Cañasgordas al occidente en el departamento de Antioquia, en el marco de vías de cuarta generación que conectan el interior del país con el mar del Urabá Antioqueño, en una zona que se le conoce como el GGE para un túnel de 9730 m de largo, convirtiéndose en el túnel más largo de América.

A lo largo del proceso constructivo se han venido presentando convergencias excesivas en las excavaciones, por encima a las esperadas inicialmente en las rocas de la formación Penderisco, haciendo necesario un análisis exhaustivo de estas en función de los esfuerzos y deformaciones.

El desarrollo de las excavaciones se da en los frentes de obra portal entrada, donde se avanza a través de rocas volcánicas que varían en intercalaciones basaltos, diabasas y a veces, micro gabro los cuales pertenecen al cuerpo de carácter regional conocido como la Formación Barroso hacia portal entrada (Giraldo) y formación Penderisco hacia el portal salida (Cañasgordas), como un cuerpo sedimentario de lodolitas, y a veces chert, novaculitas e intrusiones de basaltos.

Durante el desarrollo de la fase de excavación y construcción del túnel Guillermo Gaviria Echeverri, se hace necesario llevar a cabo un adecuado control geológico y geotécnico de los sucesivos frentes de avance, esto con el fin de realizar una adecuada caracterización del macizo rocoso y así mismo definir el tipo de sostenimiento más adecuado para alcanzar la estabilidad de la excavación. Es así, como para cumplir con este fin se hace uso de la clasificación geomecánica RMR de Bieniawski, (1989), que no es más que un método para la estimación cuantitativa de ciertos parámetros que inciden en la estabilidad de un macizo rocoso, y el análisis analítico que contempla esfuerzos, deformaciones, agua y demás factores que inciden en una excavación.

Adicional a lo anterior, por el exceso de convergencias presentadas en el proceso constructivo, constatado por la instrumentación en obra y patologías observadas a manera de grietas; se hace necesario una evaluación tanto analítica como numérica teniendo en cuenta las causas que inciden en las deformaciones, con nuevos ensayos de control en roca, un examen computacional del terreno, y evaluación de las condiciones geológicas, y geotécnicas del macizo.

El tramo seleccionado para este fin es el comprendido entre los PK 36+080 y PK 35+518 en rocas como lutitas, liditas, paquetes de basaltos y chert eventualmente, afectadas por cizallas y flujos y goteos de agua generalizados, con deformaciones medidas por convergencias que llegan hasta el 75% de la deformación máxima esperada. Dinámica que se replica en otros tramos del túnel, en macizos con una clasificación mayor al soporte instalado por la situación de “squeezing” mencionada.

3. LOCALIZACIÓN

La zona objeto de estudio se encuentra localizada en el flanco oriental de la cordillera occidental colombiana entre los municipios de Giraldo y Cañasgordas, Antioquia en la denominada nueva vía al mar que comunica a la ciudad de Medellín con el Urabá Antioqueño. Zona comprendida entre las planchas 129 Cañasgordas y 130 Santa Fe de Antioquia. Los portales se ubican en las coordenadas geográficas 6°40'34.06"N, 75°56'12.13"W (portal Giraldo), y 6°43'36.65"N, 76° 0'21.21"W (portal Cañasgordas)

(Ilustración 3.1). La longitud del túnel (Túnel Guillermo Gaviria) es de 9,73 km, entre los PK 27+125 y PK 36+855.

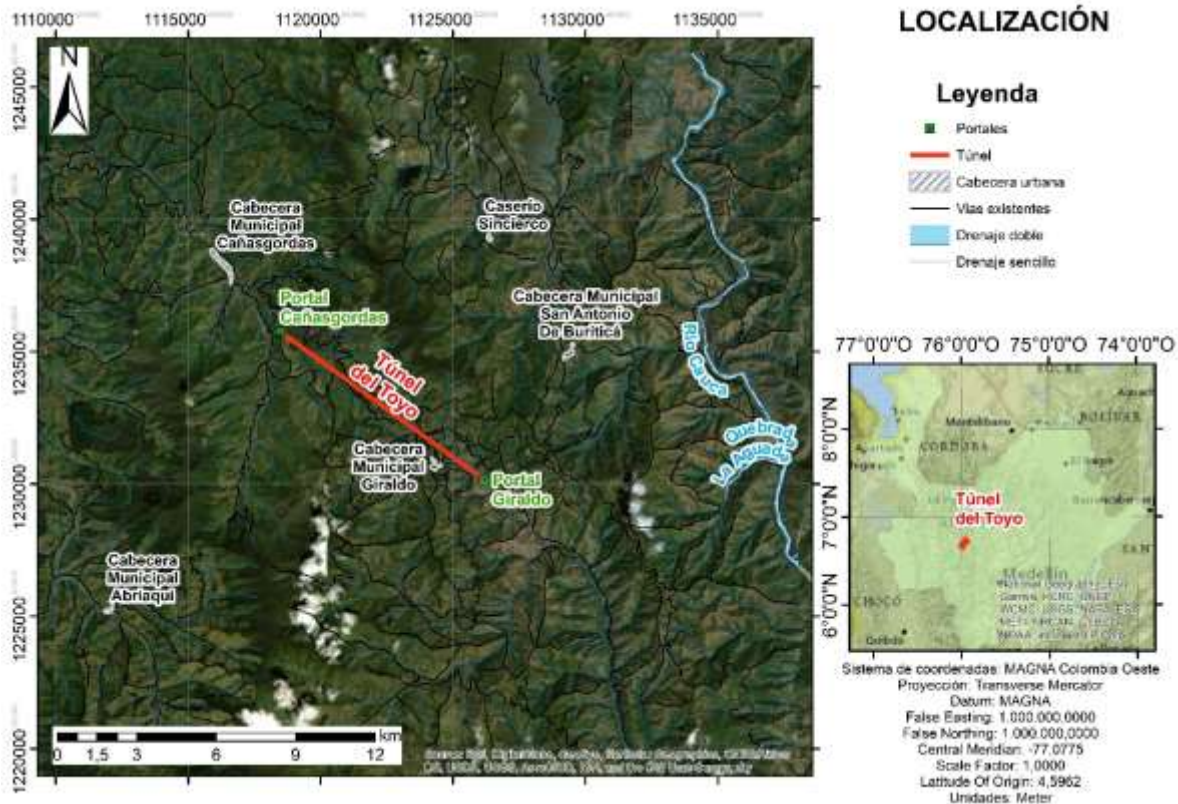


Ilustración 3.1. Localización general del sitio de estudio. Elaboración propia en ArcGis.

4. OBJETIVO GENERAL

Evaluar las convergencias máximas del túnel con sostenimiento, a partir de un análisis computacional, ensayos de laboratorio y datos del monitoreo geotécnico (PK36+080 – PK35+518).

4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar una recopilación de datos bibliográficos y de monitoreo sobre procesos de inestabilidad asociados a las lutitas.
- Identificar puntos críticos a partir de los datos suministrados por el constructor y/o diseñador.
- Caracterizar de manera descriptiva procesos de inestabilidad en el túnel.
- Comparar y correlacionar los datos de la etapa constructiva con los de diseño, para determinar las deformaciones y desplazamientos registrados en el monitoreo geotécnico con modelos numéricos de elementos finitos.

- Elaborar hipótesis plausibles sobre la causa y la evolución del movimiento o procesos de inestabilidad en el túnel, que puedan llevar a mejorar el sostenimiento en cuestión, y de ser posible sugerir recomendaciones de estabilidad en la sección.

5. ANTECEDENTES

El túnel Guillermo Gaviria Echeverri hace parte del programa vías de cuarta generación (4G) del gobierno de Colombia y la gobernación de Antioquia, en la denominada vía al mar a la altura de los municipios de Cañasgordas y Giraldo al occidente del río Cauca, donde se adelanta un túnel bidireccional de 9,73 km de longitud denominado túnel Guillermo Gaviria Echeverri, principalmente las rocas de la formación Penderisco, basaltos del grupo Cañasgordas (formación barroso) y algunos intrusivos posteriores de textura porfídica, con cobertura máxima de 887 m (Ilustración 5.1). Esta obra hace parte del tramo 2, unidad funcional 2 o frente de trabajo 2, túnel 17, este último con una galería de emergencia paralela al tubo principal con sus respectivas conexiones o entronques.



Ilustración 5.1. Localización detallada del túnel Guillermo Gaviria Echeverri en el tramo 1.
Tomado de: Palmezano Pinto & Ramos Rivera, (2021).

La sección típica del túnel en forma general es de tipo herradura con hastiales rectos a curvos que varían en tamaño según el tipo de sostenimiento a emplear, el cual en promedio tiene un área de 120 m², y 9,73 km de longitud aproximadamente desde los PK 27+125 (portal Giraldo) al PK 36+855 (portal Cañasgordas) (Ilustración 5.2). Las secciones típicas se dividen en tres tipos denominados de I a V y uno especial para suelos (VI) según sea la calidad del material a soportar.

La sección de servicio del túnel objeto de estudio dispondrá de andenes de 1,0m de ancho. Carriles de 3,65 m de ancho, y un sobreaño de 0,35 m (berma) (Consortio Antioquia al Mar, 2017). El galibo es de alrededor 5,0 m, sobre el cual se instalará un falso túnel en el cual se dispondrá los sistemas de ventilación para evacuación y adición de aire al interior de la excavación (Consortio Antioquia al Mar, 2017). Los portales se encuentran en taludes de hasta 45 m de alta con sistemas de anclajes activos y pasivos para garantizar la seguridad de la ladera ya su vez los accesos al túnel (Ilustración 5.2) (Consortio Antioquia al Mar, 2017). Es importante acotar que el sistema de revestimiento es en concreto reforzado para un servicio estimado de 100 años en el que se deberá acompañar este

sostenimiento con un refuerzo de fibras y barras que ayudarán a conservar la estructura en caso de incendio (Consortio Antioquia al Mar, 2017).

La obra contará con las especificaciones técnicas del marco europeo de túneles 2004/54/EC, como el marco americano de túneles NFPA502 para sistemas contraincendios (Consortio Antioquia al Mar, 2017). Contará con 92 cabinas SOS y 116 nichos de hidrantes, así como bahías de parqueo cada 1000 m, galerías vehiculares y peatonales cada 400 m que conectan a otro tubo paralelo al túnel principal, además de los medidores y sensores contra incendio, flujo vehicular y sistemas de iluminación, operación y señalización acordes a este tipo de obras de infraestructura (Consortio Antioquia al Mar, 2017). Adicional a eso, el túnel contará con sistema de impermeabilización y de captación de aguas infiltradas para conducir las y entregarlas a plantas de tratamiento, y en las zonas donde se prevean infiltraciones se dispondrá de un diseño de inyecciones para impermeabilizar el macizo para evitar las afectaciones hidrológicas que pueda tener el macizo (Consortio Antioquia al Mar, 2017).

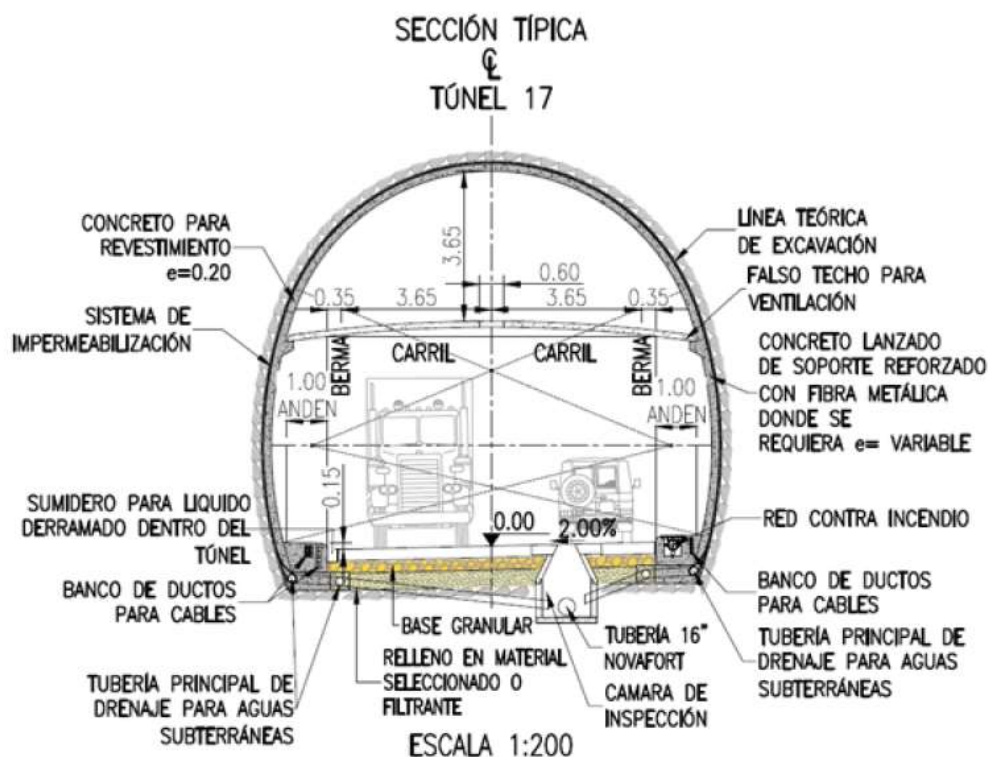


Ilustración 5.2. Sección de operación del túnel del Guillermo Gaviria Echeverri en el tramo 1. Tomado de Consortio Antioquia al Mar, (2017).

En la fase de excavación se han venido reportando problemas de inestabilidad, y convergencias excesivas en zonas puntuales hacia el denominado portal Cañasgordas en materiales poco competentes y fisiles que se vacían y desprenden con facilidad, asociado a las lutitas de la formación Penderisco, procesos que vienen acompañados con goteos y flujos de agua puntuales a generalizados, esfuerzos tectónicos de gran magnitud en conjunto con una carga lito estática importante que por tramos generan estallidos de roca ("Rock Burst"), para unas excavaciones con presiones importantes (Departamento

geología-geotecnia CAM e INTEGRAL S.A, 2022), (CAM, 2022), (Consortio al mar (CAM), 2022), (CAM, 2019).

6. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

El túnel Guillermo Gaviria Echeverri presenta convergencias excesivas, que sobrepasan a las estipuladas por diseño, en las lutitas negras de la formación Penderisco. Estas convergencias hacen que la sección y el sostenimiento no cumpla con la estabilidad de la excavación a lo largo del tiempo, generando retrasos y sobrecostos en obra.

Algunos de los principales problemas identificados en la excavación, particularmente en la galería de escape que se encuentra de forma paralela al tubo principal corresponde a abundantes puntos de infiltración de agua, daños en el sostenimiento instalado, deflexión de arcos y averías en pernos y concreto instalados en el túnel.

En la Ilustración 6.1 se muestra algunos de los puntos de infiltración identificados en los frentes de avance y a lo largo del túnel ya excavado, los cuales en ocasiones suelen estar acompañados de deformaciones, y presiones hidrostáticas que averían el sostenimiento; además se muestra una sección vista en planta del corredor, donde se presentan afluentes y nacimientos registrados en superficie. De manera general el macizo rocoso exhibe flujos de agua constante, que se canalizan hacia las excavaciones.

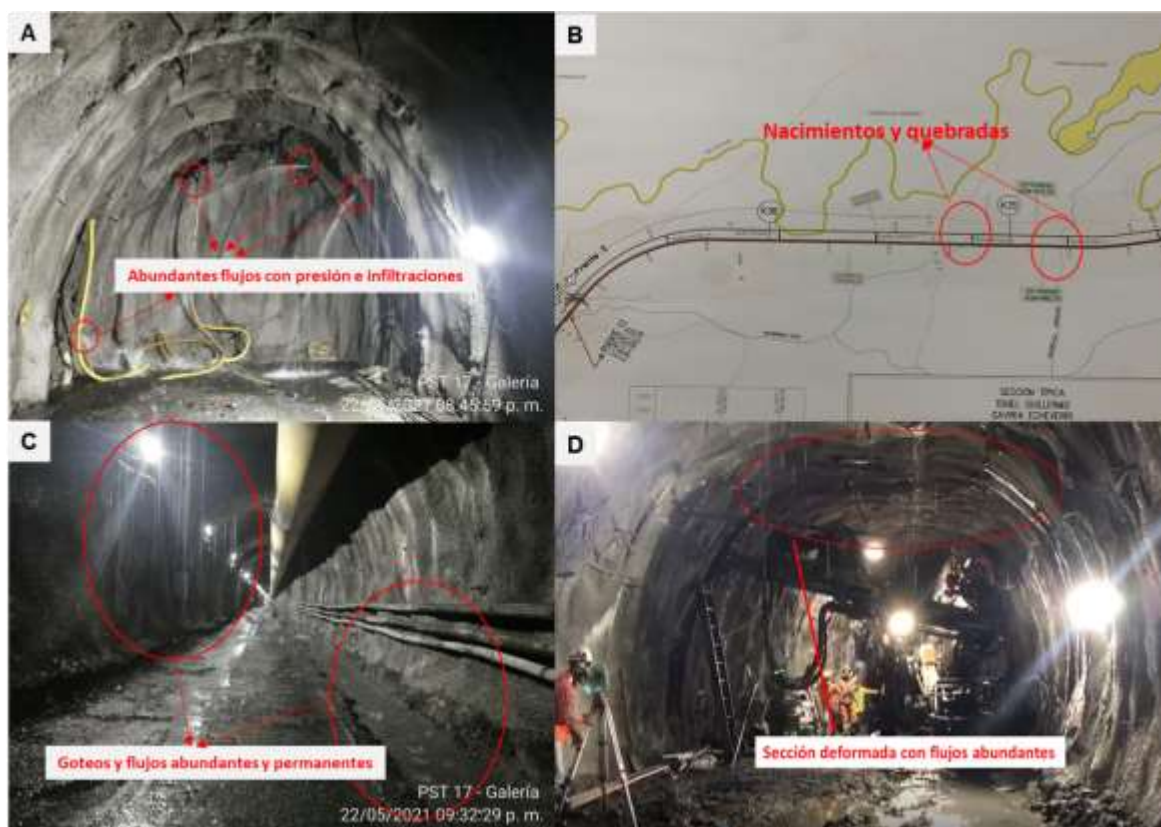


Ilustración 6.1. Flujos abundantes de agua a lo largo del tiempo. A) Flujo presión desde los frentes de avance. B) Nacimientos y afluentes que escurren en el macizo interceptado por las excavaciones. C) Goteos y flujos permanentes después de excavado. D) Deformaciones y avería de soporte acompañado de sendos flujos y goteos de agua de forma generalizada. Tomado y modificado de: (INTEGRAL S.A, 2022).

Producto de las deformaciones se presentan grietas que fueron identificadas en el proceso constructivo asociadas a la presión que ejerce el macizo en un elemento rígido como el concreto (Ilustración 6.2). Estas se dan comúnmente en dirección de la excavación en los hombros y clave, con aberturas y longitudes variadas y ocasionalmente se presentan algunos despegues transversales. Las grietas se presentan en terrenos de calidad variable en términos de resistencia y deformabilidad, tanto en el túnel principal como en demás galerías y en distintos tipos de sostenimiento tanto primario como definitivo.

Por lo general las fisuras se concentran en las zonas cercanas al frente donde el desconfinamiento ejerce una deformación inicial importante. Sin embargo, también se identificaron en zonas donde el frente se encontraba a decenas o cientos de metros, detectando que estos esfuerzos y deformaciones continúan en el tiempo, incluso después de instalado el sostenimiento.

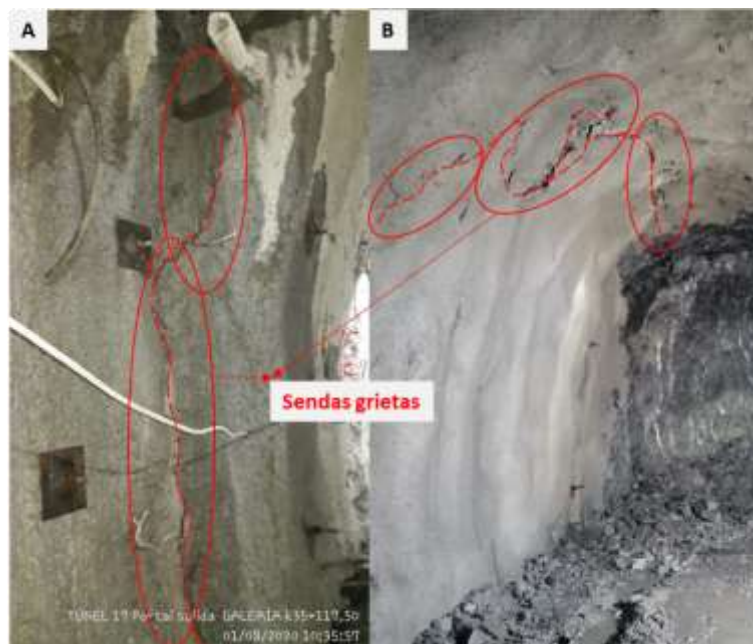


Ilustración 6.2. Grietas en el concreto después de aplicar el sostenimiento. A) Grietas después del sostenimiento final. B) Grietas en el sostenimiento primario. Tomado y modificado de: (INTEGRAL S.A, 2022).

Finalmente, en la Ilustración 6.3 se muestra la pérdida total de la sección luego de instalado el sostenimiento, con el frente a decenas de metros más adelante, y en sectores con una tasa de deformaciones bastante alta (medida por medio de convergencias). La deformación se originó desde la clave, doblando y expulsando pernos y cerchas en una ventana de tiempo de aproximadamente dos meses. El sostenimiento en esta sección del túnel no fue capaz de detener el avance de la deformación, pese a que contaba con pases de avance controlados de forma mecánica. Aspectos como el tipo y calidad de la roca, las discontinuidades presentes, y la influencia de presiones tectónicas en ciertos puntos de las excavaciones, condicionaron el comportamiento poco satisfactorio del sostenimiento.

Estos cierres de sección se encuentran recuperados y funcionales en la actualidad. Fue necesario la implementación de medidas de contención adicionales, que serán tratadas y analizadas en el transcurso de este trabajo, ya que estas no fueron previstas desde una etapa temprana debido a las condiciones intrínsecas del sector y la buena calidad de la roca que a priori se consideró. Puesto que al presentar una secuencia de rocas por capas

con diferencias de competencia y particularidades hace que el análisis sea más complejo y no permita simplificaciones al momento de modelar y diseñar los elementos de sostenimiento.



Ilustración 6.3. Perdida de sección en la galería de escape luego de instalar el sostenimiento final, con el avance bastantes metros más adelante. A) deformaciones, flexiones de arcos y pernos iniciales de forma progresiva. B) Cierre progresivo de sección con rotura de arcos. C) Cierre de sección acompañado de derrubios de material. D) Colapso y cierre final de la sección. Lo anterior en el transcurso de un mes y medio. Tomado y modificado de: (INTEGRAL S.A, 2022).

7. PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN

¿Qué causa la inestabilidad y deformaciones excesivas en el túnel?

¿Cómo es el comportamiento de las lutitas cuando entran en contacto con el agua?

¿Qué papel juegan las fallas geológicas locales y la geología estructural en el comportamiento de las excavaciones?

8. HIPÓTESIS

- Existe una superficie de falla definida asociada a cizallas presentes en la roca.
- Las convergencias excesivas en el túnel son causadas por el agua que altera la fábrica de la roca, haciendo que éstas tengan un comportamiento plástico.
- Los esfuerzos presentes en el macizo, en conjunto con el agua y la tectónica sobrepasan a los estimados en los diseños, por lo que el sostenimiento para esta zona en general debe ser especial o reforzado en función de los valores RMR (Rock Mass Rating) obtenidos en los levantamientos geológicos.

9. METODOLOGÍA

El proyecto se realizó según las siguientes etapas.

9.1 Revisión bibliográfica

En esta etapa se llevó a cabo la revisión de datos geológicos, geofísicos, geotécnicos, hidrológicos y morfodinámicos a escala regional y local.

9.2 Análisis de la cartografía base

En segundo lugar, se recolectó la información de los diseños, y excavaciones a partir de la información suministrada por el diseñador y/o constructor.

9.1 Etapa de campo

Se realizaron cuatro salidas de campo cada 2 a 3 meses, con el fin de identificar varianzas de las propiedades geomecánicas del material del sector. Cada campaña contó con el monitoreo por convergencias, recolección y revisión de la información de los aforos y estaciones hidrológicas del túnel tomada diariamente por el contratista, recolección de muestras para laboratorio, y descripción general de los procesos de inestabilidad en el túnel.

9.2 Caracterización geológica

En esta etapa se realizó la caracterización y descripción de los materiales a escala macroscópica y microscópica de acuerdo con la información base, visitas de campo, mapeo, descripción, y caracterización de muestras.

9.3 Revisión ensayos de laboratorio

En esta etapa se revisaron los ensayos de laboratorio de las muestras recolectadas en etapa constructiva de los puntos críticos, en aras de complementar los datos y poder obtener las deformaciones y desplazamientos en el tramo de interés.

9.4 Realización de ensayos de laboratorio

Se ejecutaron 17 ensayos de laboratorio (compresiones simples y cargas puntuales), 7 en liditas y 10 en las lodolitas, siendo estas las rocas más representativas de las excavaciones del tramo de análisis, o sectores aledaños de condiciones similares ya que no siempre es posible coleccionar los testigos en un PK determinado.

9.5 Caracterización geotécnica

Posteriormente se realiza la actualización del modelo inicial integrando las lodolitas intercaladas, con el ajuste de sus propiedades mecánicas de acuerdo con los ensayos de laboratorio y condiciones de esfuerzos del tramo de estudio. Esto se hizo de igual modo para las liditas.

9.6 Modelación

Posteriormente se procedió con el modelamiento por la metodología de confinamiento por convergencias en Excel y luego en elementos finitos en 2D con el programa RS2, utilizando el modelo constitutivo de Carranza Torrez a partir del confinamiento por convergencia para incluir las lodolitas.

9.7 Análisis de resultados

En esta etapa se realizó el análisis e interpretación de los resultados numéricos y computacionales con los datos recolectados en campo.

9.8 Elaboración de informe

Por último, se realizó el informe final donde se presentarán los valores de resistencia, desplazamientos, deformaciones y convergencias de los puntos críticos a partir de las etapas anteriores.

10. GEOLOGÍA

En este capítulo se describen los aspectos geológicos relevantes del área de influencia del túnel Guillermo Gaviria Echeverri, a partir de datos bibliográficos, y de campo.

10.1 Geología regional

El área de interés se encuentra en el flanco oriental de la cordillera occidental Colombiana en jurisdicción de los municipios de Cañasgordas al oeste y Giraldo al este en el que afloran rocas metamórficas como esquistos y anfibolitas del complejo Cajamarca como núcleo de la cordillera central, cuerpos ígneos plutónicos como el batolito de Sabanalarga, diorita de Morrogacho, gabro de Altamira cuerpos volcánicos y volcano-sedimentarios como la andesita de Buriticá, el miembro volcánico de la formación barroso caracterizado por basaltos, diabasas y andesitas, y el miembro sedimentario del grupo Cañasgordas, como la formación Penderisco (miembro Nutibara y Urrao) caracterizado lutitas, calizas y areniscas finas grises principalmente; además de cuerpos sedimentarios en cercanías del río Cauca como la formación Amagá, y depósitos recientes, como aluviales, aluvio-torrenciales, y de vertiente. Zona con rocas de origen marino generalmente que fueron aprisionadas al continente (Mejía N, González, E, & Grosse, 1983).

Adicional a lo anterior, la influencia tectónica compleja de la zona juega un papel muy importante en la conformación geológica, debido a que en su mayoría los contactos son de tipo fallado con presencia frecuente de cizallas y/o accidentes tectónicos compuesto por milonitas y brechas de falla que, marcan saltos y facetas en el relieve, en función de su orientación preferencial, que para este caso sigue la frecuencia andina S-N a SSE-NNW, acorde al tren de fallas regionales (González, 2001).

En la Ilustración 10.2 se muestra la disposición de las unidades geológicas en planta a escala regional, donde se muestra que el túnel Guillermo Gaviria Echeverri es construido en las rocas de la formación Penderisco hacia portal Cañasgordas y rocas volcánicas de formación Barrosos hacia portal Giraldo, estas últimas de un comportamiento geomecánico más aceptable debido a su origen geológico. Adicional a eso, las excavaciones atraviesan importantes fallas como la Cañas Gordas y la Guasabra de tipo regional, con orientación S-N a SE-NE principalmente (Mejía N, González, E, & Grosse, 1983) (Londoño & González, 2002).

El relieve generalmente observado de estas unidades en ese sector es de tipo tectónico con geformas muy facetadas de cimas puntiagudas y de pendientes abruptas orientadas en función de los lineamientos geológicos anteriormente mencionados.

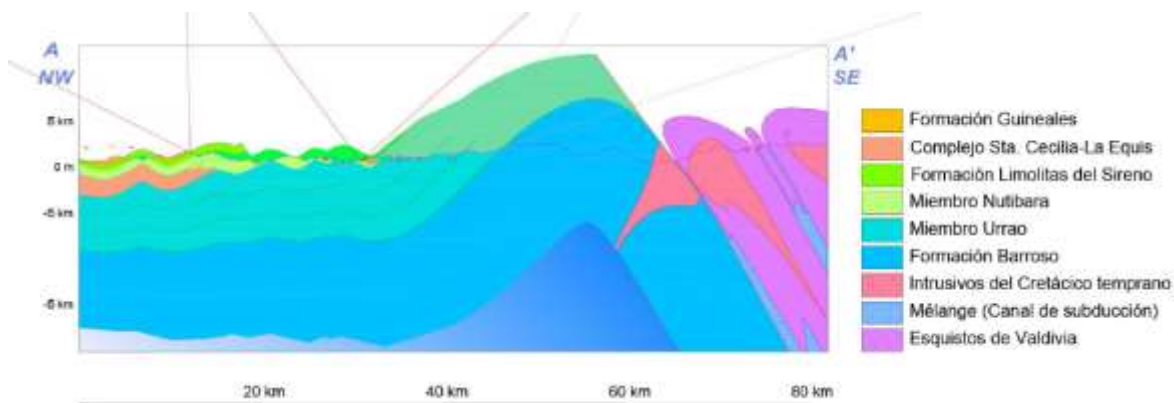


Ilustración 10.1. Corte geológico regional (A-A'). Tomado de Días Cañas & Kammer, (2015).

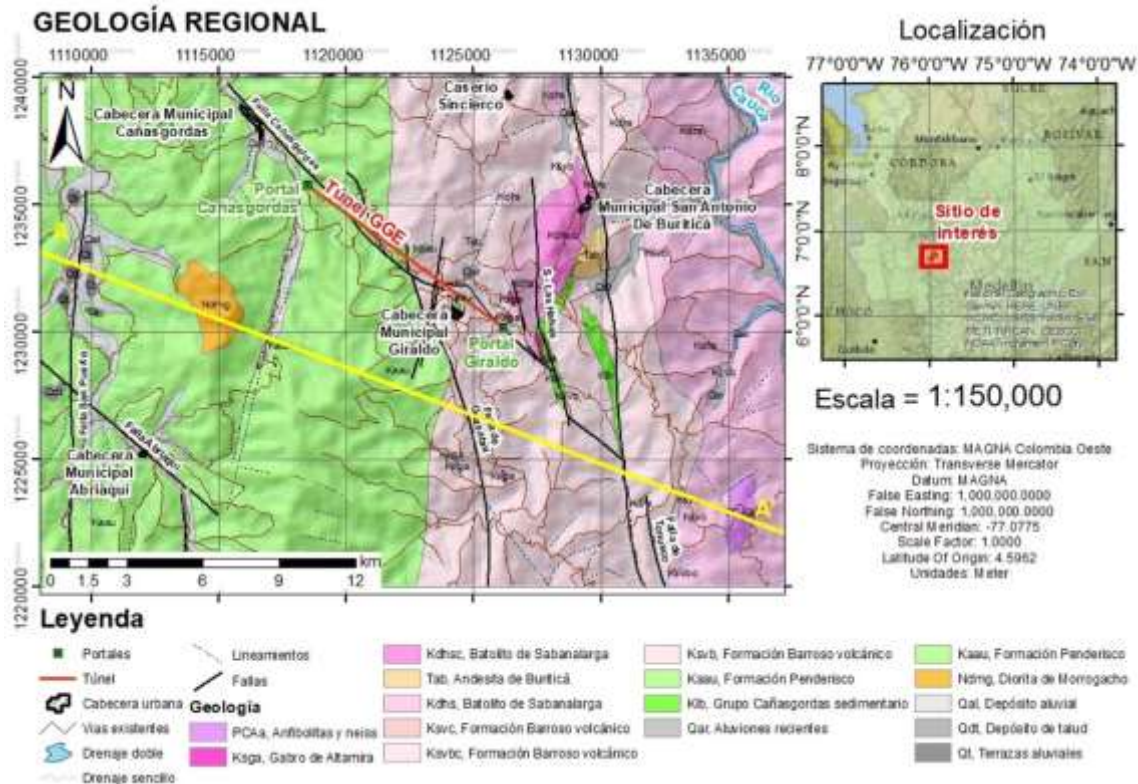


Ilustración 10.2. Mapa geológico regional. Modificado y adaptado en ArcGis a partir de Londoño & González, (2002) y Mejía N, González, E, & Grosse, (1983).

Anfibolitas y neises: Componen las rocas del norte de la cordillera central en el departamento de Antioquia en conjunto en intercalación de diversas rocas metamórficas como esquistos (Mejía N, González, E, & Grosse, 1983). Materiales orientados con dirección preferencial N20W intruidos por los cuerpos plutónicos cretácicos (Mejía N, González, E, & Grosse, 1983).

Esquistos: Esquistos cuarzo feldespáticos que componen el núcleo de la cordillera central colombiana en un grupo de rocas que se le conoce como complejo Cajamarca, en contacto fallado con las rocas volcano-sedimentarias de la formación Quebrada-grande y Barrosos compuesto por milonitas que en ocasiones es confundida como esquistos verdes (González, 2001).

Batolito de Sabanalarga: Cuerpo plutónico alargado con extensión aproximada de 410 km² en el borde occidental de la formación Barroso, conformado por dos grupos de rocas; el primero corresponde a un primer pulso magmático de gabros y dioritas de afinidad sub alcalina, y un segundo pulso con cuarzo dioritas y tonalitas subalcalina toleítica. (Rodríguez G, Arango, & Bermúdez, 2012), (Guiral-Vega, Rincón Gamero, & Ordoñez Carmona, 2015).

Formación Barroso: Secuencia de rocas generalmente volcánicas que hacen parte del núcleo de la cordillera occidental de origen oceánico con edades que van del aptiano al coniaciano temprano, caracterizada por basaltos, tobas, diabasas y andesitas, siendo las dos primeras las más predominantes, y en ocasiones con intercalación de rocas sedimentarias de color gris oscuro (Días Cañas & Kammer, 2015).

Formación Penderisco: Corresponde al miembro inferior de la sección sedimentaria del grupo Cañasgordas, compuesto por lutitas y areniscas de grano muy fino, las primeras en ocasiones calcáreas, las cuales sufren una deformación activa constante de origen tectónico producto de la acomodación de los bloques Andinos en un ambiente netamente compresivo, con posterior comportamiento de rumbo, que se extiende en toda la cordillera occidental colombiana donde afloran estas rocas, desde Ciudad Bolívar en Antioquia, hasta el Carmen de Atrato en Chocó (Gómez Vargas & Duque Trujillo, 2017).

Gabro de Altamira: Gabros olivínicos serpentinizados de magmatismo básico de la cordillera occidental con un área aproximada de 25 km² a 35 km² que aflora en la vía que conduce del río Cauca al municipio de Altamira en el departamento de Antioquia (Mejía N, González, E, & Grosse, 1983)

Andesita de Buriticá: Cuerpo que aflora entre las poblaciones de Buriticá y Pínguro con presencia de abundantes diques de composición andesítica con minerales de origen hidrotermal como la pirita y el apatito, estas rocas por lo general, en contacto fallado por la falla Tonusco con la formación Barroso (Mejía N, González, E, & Grosse, 1983).

Diorita de Morrogacho: Corresponde a un stock de forma rectangular que conforma el cerro Morrogacho a 8 km de Cañasgordas y aflora en la quebrada Santa Teresa y Morrogacho. Rocas en presencia de feldespato potásico en todas sus facies con textura fanerítica equigranular, intrusivo de las rocas del grupo Cañasgordas (Londoño & González, 2002).

Formación Amagá: Secuencia de rocas sedimentarias conformada por tres miembros distribuidos de inferior a superior, a lo largo del flanco este y oeste del río Cauca y el tren de fallas de Romeral, de un origen aluvial con edades del oligoceno al mioceno tardío; formación compuesta por conglomerados polimigticos, areniscas, grauvacas líticas, limolitas, arcillolitas, y mantos de carbón con potencial explotable hacia el sur del departamento de Antioquia. Estas rocas afloran desde el norte del departamento de Caldas hasta el municipio de Liborina en Antioquia (Sierra L., Silva T., & Correa O., 2003)

Depósitos de vertiente: Materiales recientes que se encuentran a lo largo del área de interés producto de deslizamientos locales y de gran magnitud, conformado en su mayoría por arenas, gravas y bloques angulares de composición variable (González, 2001).

Depósitos aluviales: Corresponden a los materiales de depositación de ríos y afluentes, siendo los más predominantes del río Cauca, Herradura y Tonusco principalmente, dejando planicies y terrazas antiguas en las márgenes de los mismos (González, 2001).

10.2 Geología estructural regional

El marco geológico estructural para la zona de interés es de alta complejidad el cual es representado por el cierre del istmo de Panamá, con Suramérica a manera de colisión, que dio origen al desplazamiento de terrenos hacia la margen continental en ese entonces (Konstantinovskaya & Malavielle, 2011). Esta secuencia de amalgamamientos generó fallas de origen compresivo con posterior comportamiento de rumbo (sinistral) en los límites de las principales unidades y ayudo a la formación de cuencas de tipo “fore arc” donde posteriormente se depositaron materiales en un ambiente turbidítico dando lugar a la formación Penderisco (Días Cañas & Kammer, 2015), (Gómez Vargas & Duque Trujillo, 2017).

En la siguiente ilustración se muestra la configuración actual de bloques tectónicos para los Andes del norte, que para la zona se encuentra limitado por la falla de romeral, la placa caribe y nazca, generando una alta sismicidad debido al constante movimiento tectónico en

la región, debido a la presencia de esfuerzos con componente vertical en dirección hacia el continente (Sartori, Neuwerth, & Gorin, 2008)

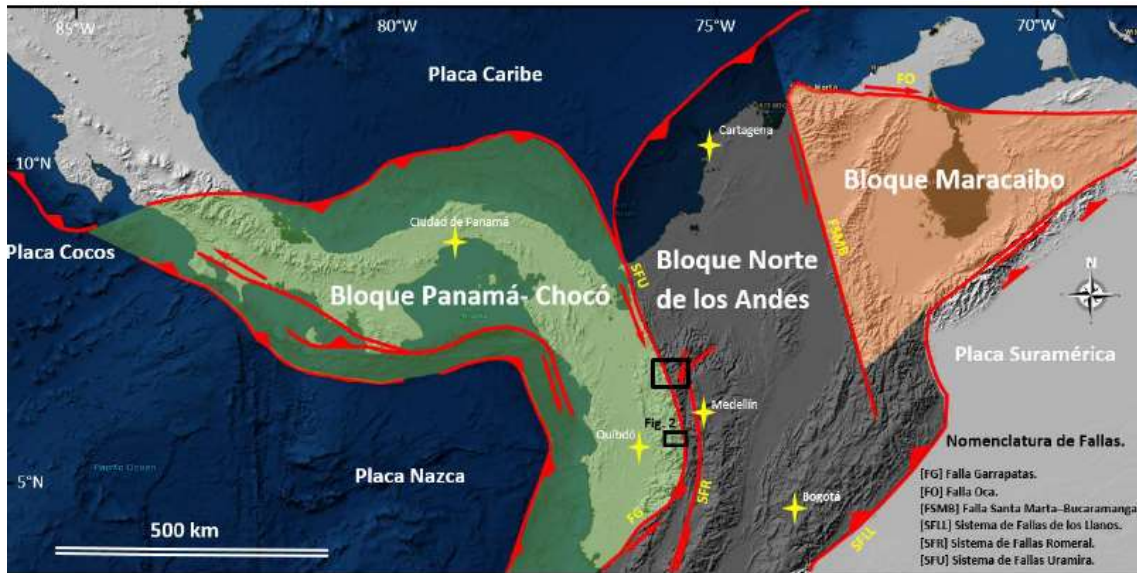


Ilustración 10.3. Mapa tectónico simplificado del norte de Suramérica, mostrando los principales dominios estructurales. Tomado de Suter, Sartori, Neuwerth, & Gorin, (2008).

En la siguiente ilustración se muestra el comportamiento tectónico en perfil, el cual se encuentra caracterizado por acreciones corticales formando pliegues en forma de “dúplex” y cizallas en las unidades presentes en el sector. Esto, hacia la falla de Romeral al E, la cual representa el límite del bloque tectónico Panamá-Chocó con los Andes del norte (Ilustración 10.4) (Konstantinovskaya & Malavielle, 2011). Los planos de debilidad que dejan las suturas de unidades a partir del amalgamamiento de cuerpos, es aprovechado por los cuerpos intrusivos para emerger a la superficie, como el batolito de Sabanalarga, las dioritas de Morrogacho y la andesita de Buriticá (Konstantinovskaya & Malavielle, 2011).

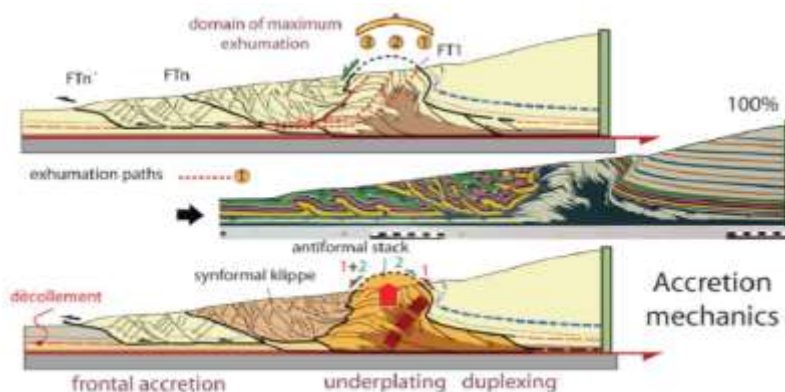


Ilustración 10.4. Modelo de apilamiento antiformal que ayudó a la formación de dúplex a partir de un despliegue basal con erosión inducida. Tomado de Konstantinovskaya & Malavielle, (2011).

10.3 Amenaza sísmica

El proyecto se encuentra en una zona de amenaza sísmica muy alta y alta al occidente y oriente respectivamente de acuerdo con los datos recolectados por SGC (2018), en un sector con alta presencia de fallas delimitadas por el complejo estructural de Romeral al este con fallas como la Romeral, Tonusco, Cauca, y Las Habas y por el complejo de fallas del flanco este de la cordillera occidental que poseen una tendencia similar como la falla Abriaquí, San Puerto, Guasabra y Cañasgordas, para un sitio de alta complejidad tectónica, con cercanía (< 25km) a los nudos sísmicos de Urabá, Murindó y Pacífico relativamente. Información que es concordante a los valores de amenaza por zonas reportados en la NSR-10 título-A, a escala regional para Colombia (SGC, 2018), (NSR-10, 2010).

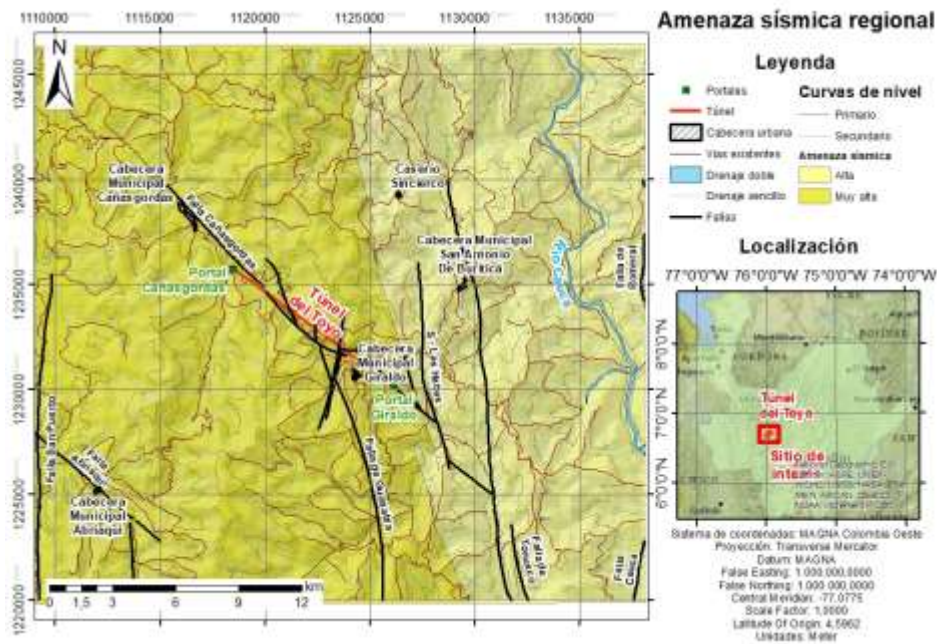


Ilustración 10.5. Mapa de amenaza sísmica. Tomado y adaptado en ArcGis a partir de SGC, (2018).

10.4 Geología local

Las condiciones geológicas locales se describen a partir de los reconocimientos iniciales de diseño, etapa constructiva o de excavación, y a partir de las visitas adicionales realizadas en conjunto con el personal del proyecto, en aras de identificar características específicas como litología, grado de meteorización, rasgos estructurales y condiciones del macizo, entre otras, que juegan un papel importante en el estado de las deformaciones de las rocas objeto de estudio.

El túnel Guillermo Gaviria Echeverri cuenta con una longitud total de 9,73 km por el tubo principal desde el PK 27+125 al PK 36+855 con coberturas que alcanzan los 907,18 m, y una galería auxiliar de emergencia de 9,8 km con coberturas que alcanzan los 907,18 m, excavando rocas de la formación Barroso, la formación Penderisco (en amarillo) miembro Urao en contacto neto como una acreción, e intrusiones de la andesita de Buriticá en los basaltos de la formación Barroso (en rosado). Afectado, además, por múltiples fallas, cizallas y lineamientos conformando un macizo rocoso de muy alta complejidad tectónica

Estas rocas en estado sano presentan resistencia moderada a alta, sin embargo, también se identificaron con alto grado de fracturamiento, alteradas y con presencia de arcillas debido a la meteorización. Estas características en conjunto con la existencia de cizallas y otros accidentes tectónicos, comprometieron en ocasiones la geometría de la sección, conformando sobreanchos a manera de sobre excavaciones por la caída del material en etapa de voladura o vaciado por desconfinamiento en macizos de clasificación geomecánica baja a moderada.

Formación Barroso.

Se observan en el portal entrada (Giraldo) como un conjunto de rocas volcánicas a manera de basaltos verdes y negros (los basaltos pueden desarrollar eventualmente textura porfídica), diabasas, lentes de aglomerados volcánicos de poca frecuencia y microgabros, de resistencia alta, generalmente diaclasados, con 4 y 5 familias de discontinuidades en mala disposición susceptibles a desarrollar techos planos y cuñas en la bóveda, extensiones superiores a los 10 m, presencia de rellenos de cuarzo a manera de venillas entre las microfracturas y rellenos de arcillas grises en zonas de alteración en fracturas con aberturas que pueden llegar a ser de 5 mm, debido a la alteración de los ferromagnesianos y la serie de las plagioclasas que componen la fábrica de la roca.

El comportamiento de la sección observado en los frentes a lo largo de las excavaciones por el personal de obra ha sido de regular a bueno con auto soporte y recorte aceptable, en puntuaciones de RMR mayores a 51 puntos, donde la estructura parental al igual que el fracturamiento se mantienen en niveles moderados a bajos. Pero en valoraciones por debajo de 51 puntos donde el material es poco competente, las sobre excavaciones de gran magnitud en clave y hombros son eventuales a frecuentes a causa del vaciado del material.



Ilustración 10.8. Basaltos verdes de la formación barroso en los frentes de excavación del portal entrada (Giraldo). Fotografía tomada en el tubo principal.

Formación Penderisco (miembro Urrao).

Excavadas por el portal salida (Cañasgordas) como lodolitas, liditas, lutitas, chert, paquetes de novaculita en la dirección de la estratificación, venillas de cuarzo en forma de red, como relleno de juntas, o de cizallas, rellenos de arcillas color negro a gris oscuro en discontinuidades con ciertos grados de alteración, cizallas, pliegues y micropliegues, diaclasado en al menos 4 familias de forma imperante, estratos discontinuos o pinchados de diabasas y basaltos de resistencia muy alta, que también pueden observarse por tramos a manera de intrusiones.

El autoaporte inicial de la sección en valoraciones geomecánicas altas es regular a bueno, pero con un desarrollo tardío de deformaciones debido a la alta tasa de tensiones de esfuerzos tanto geológicos como del mismo peso lito-estático, que en ocasiones es de grado alto. Pero en macizos de baja competencia con puntajes bajos los desplazamientos desarrollados al interior del macizo son también altos a muy altos, con incidencia el sostenimiento instalado, requiriendo así instalar tratamientos e instrumentación adicional. Además de rellenos de cavidades en hombros y bóveda por el vaciado de material o despegue de cuñas y lisos.



Ilustración 10.9. Lutitas negras con venillas de cuarzo en estratos pinchados de basaltos verdes a negros. Fotografía tomada en la galería de emergencia del portal salida (Cañasgordas).

10.5 Geología estructural local

La zona objeto de estudio está enmarcada en un contexto geológico estructural complejo marcado por fallas y lineamientos como la falla Cañasgordas, los perros, la Aurora, El Toyo, La Higuera y Giraldo, que se presentan tanto de forma paralela como ortogonal al trazado objeto de análisis (Ilustración 10.10).



Ilustración 10.10. Fallas principales que inciden en las excavaciones del túnel. Tomado de: Consorcio Antioquia al Mar (2017).

La Falla de Cañasgordas cuyo rumbo preferencial es N50°W y longitud aproximada de 50 km, buza casi verticalmente y presenta una dirección del movimiento normal, con componente de rumbo sinistral; se le ha denominado falla oblicua y es considerada una falla con actividad de bajo grado (Page, 1986). Las unidades de rocas en el área de influencia de la Falla de Cañasgordas, presentan características del control estructural de la región, con una dirección similar al sistema de la Falla de Cañasgordas (González, 2001).

Adicional a lo anterior, la zona se encuentra marcada por lineamientos o accidentes geográficos con orientación preferencial al tren de fallas de las zonas, estos trazos se enumeran a continuación (Consorcio Antioquia al Mar, 2017):

- Lineamiento Giraldo, al sur de las zonas urbanas de Giraldo y Manglar
- Falla La Higuera, por la quebrada del mismo nombre
- Lineamiento El Toyo, sector de La Batea muy cerca del Boquerón del Toyo hacia Giraldo en el vertiente de la cuenca del río Cauca
- Falla La Aurora, en el vertiente de la cuenca del Atrato hacia Cañasgordas, igualmente muy cerca al Boquerón del Toyo
- Falla Los Perros, asociada a la quebrada del mismo nombre.

En la siguiente tabla se muestra las fallas y lineamientos mencionados en función de las abscisas en las que el túnel las corta de forma oblicua u ortogonal según los estudios de diseño. En obra se observaron adicional a esos trazos principales, despegues y cizallas de una vergencia similar a una escala local, que inciden igual en la calidad del macizo rocoso.

Tabla 10.1. Abscisas donde el túnel intercepta las fallas o lineamientos principales. Tomado de: Consorcio Antioquia al Mar, (2017).

Fallas maestras	Abscisa	Distancia entre fallas maestras en la longitud del túnel (m)
Portal entrada	27+125	0
Lineamiento Giraldo	29+940	2852
Falla La Higuera	30+520	310
Lineamiento El Toyo	32+100	1580

Falla La Aurora	32+890	790
Falla Los Perros	34+770	1880
Portal Salida	36+855	2156

10.6 Evaluación geomecánica del tramo de interés

A lo largo de las excavaciones que se vienen adelantando en el túnel Guillermo Gaviria Echeverri (GGE), y su galería de emergencia, se registró la evolución geomecánica de los frentes de avance por parte del personal del consorcio e interventoría. En aras de definir el tipo de sostenimiento a emplear en el proceso constructivo, como lo establece el nuevo método austriaco el cual prima la evaluación observacional de los expertos, buscando una sección óptima para cada tipo de material.

Así, para cumplir con este fin se hace uso de la clasificación geomecánica RMR de Bieniawski, (1989), que no es más que un método para la estimación cuantitativa de ciertos parámetros que inciden en la estabilidad de un macizo rocoso.

La implementación y definición de soporte se ha basado como indican los diseños iniciales, en la evaluación de la instrumentación, específicamente de convergencias medidas con extensómetro de precisión. Esta herramienta es de vital importancia para definir los desplazamientos y deformaciones que sufre el macizo, dada la complejidad en cuanto a deformabilidad se refiere de las rocas excavadas y a las excavaciones per se, siendo necesario en ocasiones la instalación de soportes adicionales como inyecciones, grapas o paraguas de micropilotes, que garanticen la estabilidad del túnel en el tiempo.

Las rocas presentes en el tramo de estudio en el portal Cañasgordas (PK 36+080 a PK 35+518), corresponden a secuencias rítmicas de estratos de lodolitas, chert, liditas, novaculitas con algunas intrusiones volcánicas de basaltos y gabros, y venillas de calcita y cuarzo en algunas muestras. Los espesores de las capas van desde los 0,04 m hasta los 75 cm en los frentes de mejor competencia (terrenos tipo III). En términos geomecánicos, estas rocas presentan puntajes de RMR entre 5-35 puntos, conformando un macizo altamente afectado por fallas, con un grado de alteración debido a la surgencia constante de agua que se pone de manifiesto en la presencia de abundantes puntos de infiltración. Además, el macizo se encuentra diaclasado, pudiéndose identificar al menos 4 familias, con espaciamiento entre 6 cm a 60 cm, cortando de forma ortogonal y oblicua la estratificación, y presencia de rellenos de arcilla, en superficies lisas o ligeramente rugosas.

En la Ilustración 10.11 se muestra el avance del frente ubicado en el PK 35+810,25 (terreno tipo IV) como un macizo rocoso conformado por una intercalación de estratos de limolitas y lutitas de color gris oscuro a negro, altamente plegados y fracturados, moderadamente a muy alterados y de resistencia moderada a baja, con RMR de 30-35 puntos. Se identifican cuatro sistemas de discontinuidad (E1: 80/090, E2: 80/275, C1: 46/190 y C2: 65/170 (CAM, 2019), en general de persistencia y continuidad media a alta, con superficies lisas y rellenos blandos (arcillosos) y duros (cuarzo) de más de 5 mm de espesor. No se evidencia aporte de agua en el frente de excavación. Teniendo en cuenta las condiciones geomecánicas presentes se recomendó llevar a cabo un buen desabombe, aplicación de concreto lanzado primario e instalación inmediata de sostenimiento, para garantizar mayor estabilidad en frontón y evitar desprendimientos súbitos durante las actividades de avance (CAM, 2019).



Ilustración 10.11. Avance PK 35+810,25. Sección ST-IV, Tomado y modificado a partir de: CAM, (2019).

El desconfinamiento de este tipo de materiales con poco auto soporte hace necesario durante el proceso constructivo la instalación de pre cortes, para garantizar la estabilidad en conjunto con avances mecánicos o combinados con perforación y voladura por etapas con un pre corte bien finito en la costura.

En la Ilustración 10.12 se muestra el macizo rocoso con una calidad geomecánica de sostenimiento ST-V con valores de RMR < 25 puntos en los que el alto fracturamiento, los pequeños espesores de estratos, los rellenos de arcilla, la presencia de cizallas, flujos de agua, y la alteración de la roca, que se torna muy poco competente, presentan un macizo con muy poco autosoporte susceptible a la deformación, en los que el pre soporte en los pases venideros, para mitigar el desconfinamiento por medio de enfilajes juega un papel muy importante. Como se pudo observar en el PK 35+860.

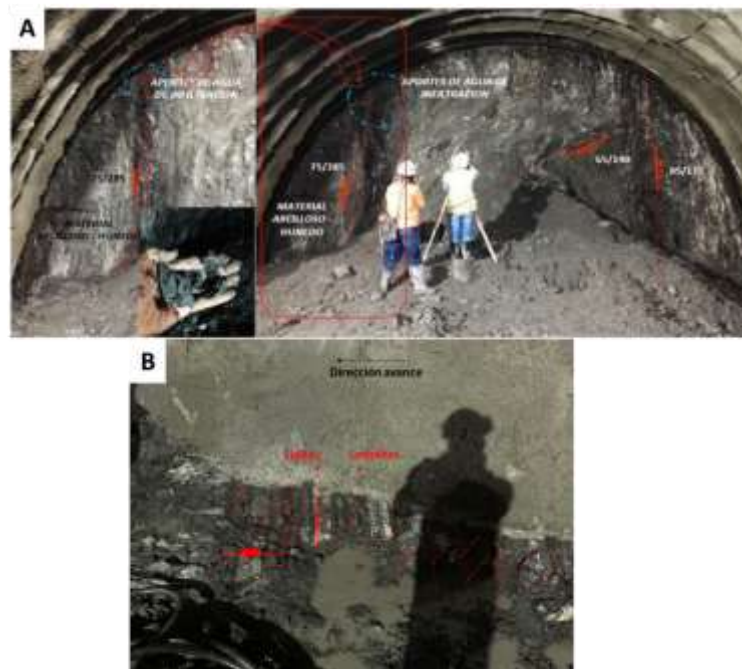


Ilustración 10.12. Intercalación rítmica en estratos de poco espesor de liditas y lodolitas negras fisibles. A) Avance 35+175,75. ST-V B) Hastial derecho tramo 35+860. Tomado y modificado a partir de: CAM, (2019).

En los sectores del tramo de análisis con presencia de intrusiones volcánicas, diabasas de textura porfídica, y basaltos de alta resistencia a la compresión, se evidenció fracturamiento moderado con poca presencia de rellenos y alteración de las juntas, en estos sectores, fue posible la instalación de soporte tipo ST-III (RMR > 40) (Ilustración 10.13). También, se observó la aparición de lisos o techos planos que formaron cuñas en los hombros y en la clave con un diaclasado y estratificación en mala disposición con alto ángulo de buzamiento, condición que favoreció en ocasiones los despegues o desprendimientos de material en zonas húmedas lubricadas por el agua. En este tramo en particular las deformaciones no superaron el 50% de las esperadas y solo fue necesaria la instalación de sostenimientos adicionales puntuales de forma esporádica, a manera de pernos localizados y mallazo entre capas de concreto. Como se pudo evidenciar en el avance del PK 35+761,1

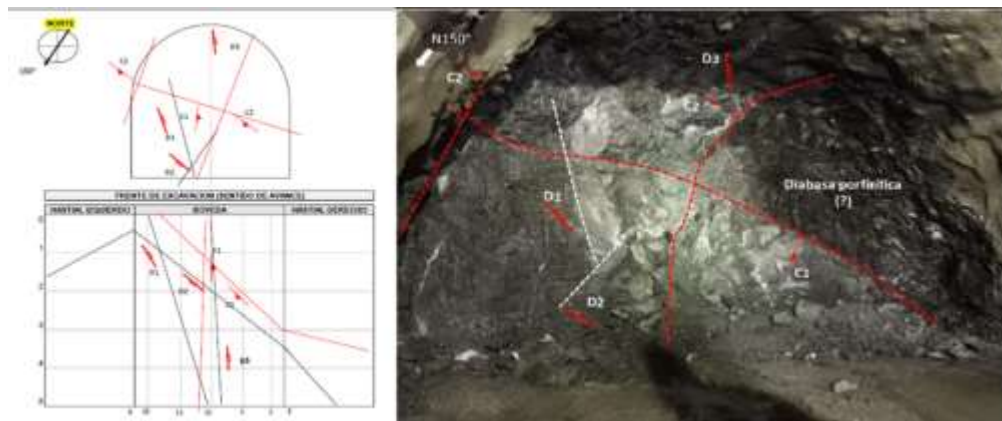


Ilustración 10.13. Avance 35+761,1 ST-III. Tomado de: CAM, (2019).

10.7 Evaluación de la geología estructural del macizo de interés.

La evaluación estructural del macizo rocoso se realizó a partir del análisis estadístico de los datos estructurales medidos en las unidades litológicas descritas anteriormente, presentes en el tramo objeto de estudio, comprendido entre las abscisas 36+018 y 35+518 para el túnel principal y la galería de escape. Los levantamientos geomecánicos fueron ejecutados por los profesionales de obra.

En la siguiente ilustración se puede observar la orientación preferencial de las principales familias de diaclasas, distribuidas en al menos 3 familias, en las que además se destacan las fracturas R-R' (Riedel-antiriedel) que marcan la dirección de esfuerzos principales del régimen frágil, siendo el principal en dirección SW-NE, el cual es consecuente con los regímenes compresivos de la zona andina.

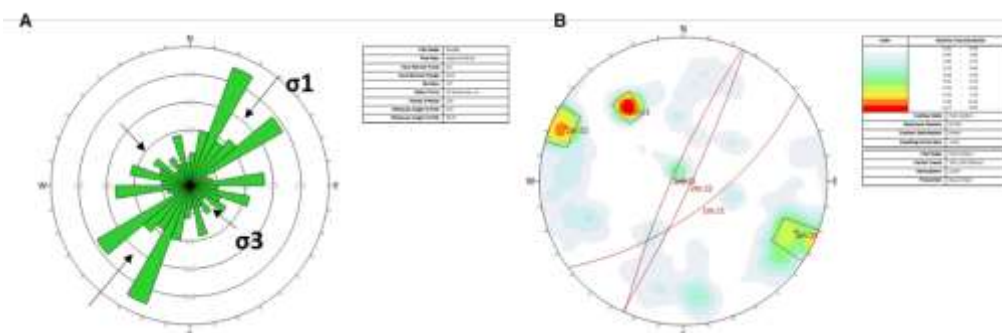


Ilustración 10.14. Diaclasas galería. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos. Elaboración propia en el programa Dips.

En la Ilustración 10.15 se muestra la orientación principal de la estratificación, para una unidad que regionalmente se encuentra plegada, pero localmente en las excavaciones presenta una dirección S-N a SSW-NNE con buzamientos altos y eventual pinchamiento de estratos. Los mantos presentan espesor desde pocos centímetros a decenas de metros, siendo esta última condición muy puntual. Esta dirección en particular muestra un régimen compresivo pre diaclasado con la dirección previamente mencionada (SW-NE), en un estado dúctil cohesivo o semi plástico que se genera bajo condiciones de presiones y profundidades donde se desarrolló la diagénesis de las rocas en cuestión.

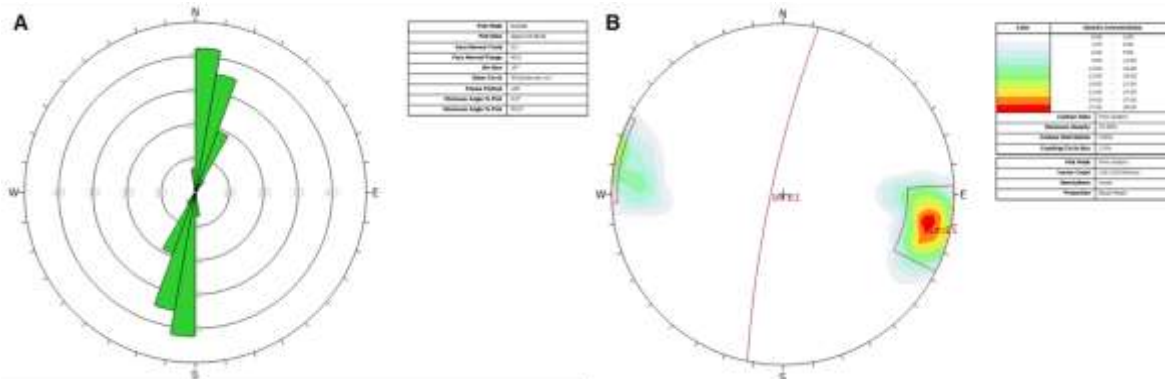


Ilustración 10.15. Estratificación galería. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos.
Elaboración propia en el programa Dips.

En la Ilustración 10.16 se muestra la orientación principal de las cizallas tomadas en los frentes de avance en los que, si bien representan un régimen tectónico local, son consecuentes con el patrón regional de los lineamientos y esfuerzos estructurales en un régimen de transición a frágil cohesivo, e incluso en algunos casos dúctil. Las cizallas registradas presentan dirección SE-NW a SSE-NNW con esfuerzos σ_1 principales SE-NW. Este último en varios patrones o tipos de cizalla como lo marcan el diagrama de polos, asociado al sistema estructural del cauca que separa las unidades de la cordillera central con la occidental, y juega un papel muy importante en la orogénesis andina para este sector. Cabe resaltar que varias de estas estructuras que deforman las rocas y empobrecen su calidad mecánica en las obras ingenieriles, pueden estar también asociadas a las fallas locales citadas en el apartado de Geología estructural local.

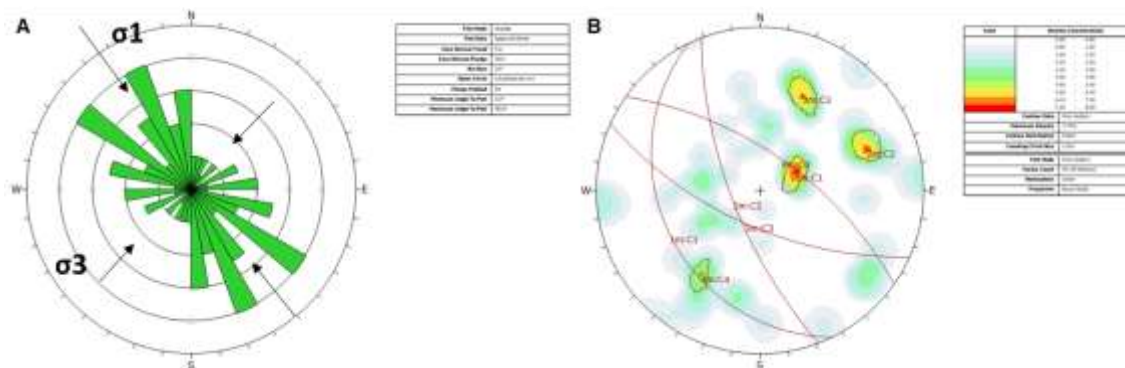
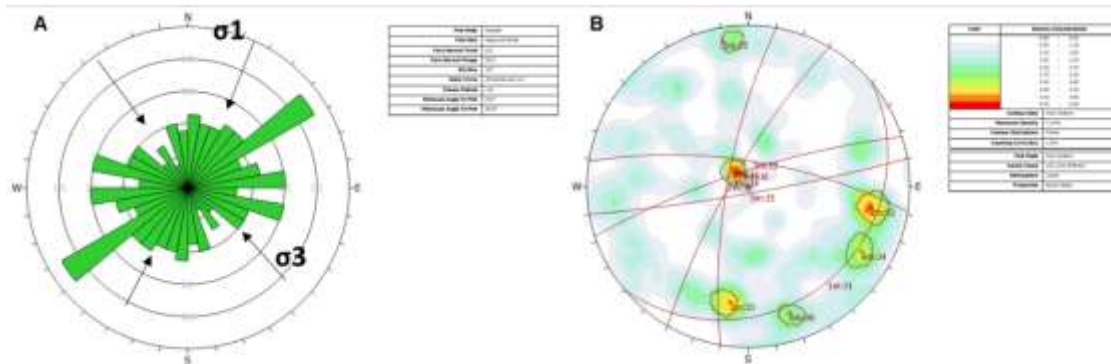


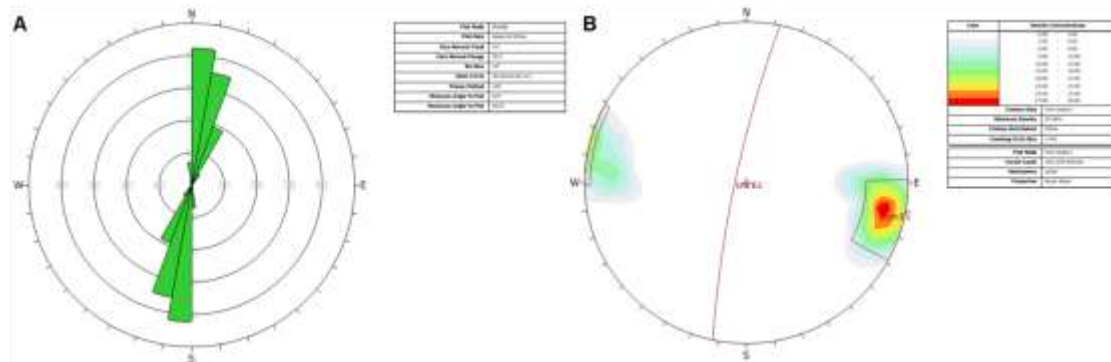
Ilustración 10.16. Cizallas galería. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos.
Elaboración propia en el programa Dips.

Para el caso de las diaclasas del túnel principal (Ilustración 10.17) a diferencia de las marcadas en la galería de escape, el régimen frágil de fracturamiento se encuentra más disperso y con al menos 5 familias de discontinuidades identificadas, con una orientación principal de esfuerzos marcadas por las fracturas R-R' (no tan claras) SW-NE y en una menor proporción W-E. Lo anterior se debe a la alta tasa de descomposición de las rocas en algunos sectores y la alta influencia tectónica en estas excavaciones en particular, ya que la tendencia regional si bien está contaminada localmente, predomina con la misma dirección, en este caso obedeciendo al tren de fallas que escurren cerca al municipio de Cañasgordas. Estas, las más recientes, siendo pos cizallamiento y pos estratificación.



**Ilustración 10.17. Diaclasas túnel. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos.
Elaboración propia en el programa Dips.**

Para el caso de la estratificación en el túnel principal (Ilustración 10.18) se muestra que tiene la misma tendencia que la galería (S-N y SSW-NNE); en el mismo régimen compresivo dúctil con un ángulo de buzamiento similar, concordante para la inclinación de las rocas del sector, que se encuentra como se mencionó plegada a escala regional, por esfuerzos pre diaclasado y pre cizallamiento.



**Ilustración 10.18. Estratificación túnel. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos.
Elaboración propia en el programa Dips.**

En la Ilustración 10.19 se muestra la orientación de las cizallas que fueron encontradas a lo largo de las excavaciones para el tramo citado líneas arriba, encontrando similitud de las orientaciones a las observada en la galería de escape con una orientación preferencial SE-NW y SSE-NNW con esfuerzos σ_1 principales SE-NW, en al menos tres tipos o patrones de cizallas, en eventos pos estratificación, pre diaclasado y pos diaclasado en casos muy puntuales, de acuerdo con la tectónica local reciente que afecta al cerro excavado. Lo anterior de acuerdo con los alineamientos mencionados en Geología estructural local. Estas estructuras se encuentran afectando mecánicamente de forma imperante las rocas,

empobreciendo su calidad geomecánica, en conjunto con un diaclasado intenso y estatificación de poco espesor y con una frecuencia rítmica o repetitiva, sumado a una pobre resistencia a la compresión y al corte de las unidades.

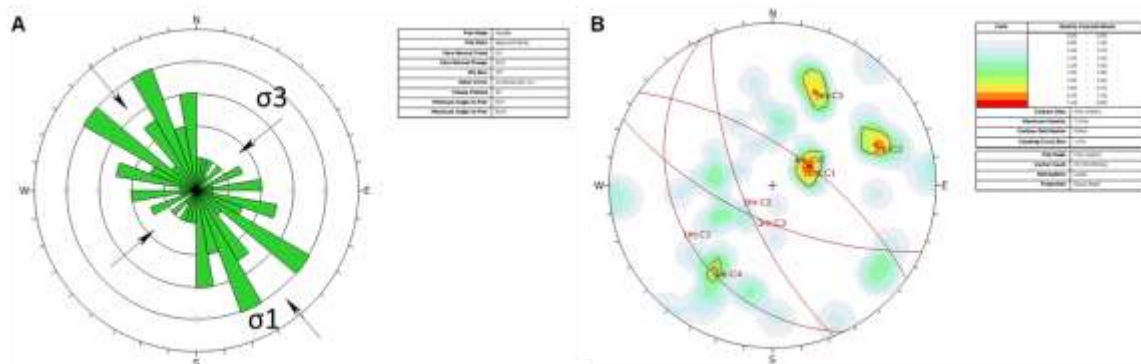


Ilustración 10.19. Cizallas túnel. A) Roseta estereográfica. B) Diagrama de polos.
Elaboración propia en el programa Dips.

De igual modo, para los macizos competentes donde será posible la formación de cuñas o bloques, se realiza el análisis cinemático en el frente y en los hastiales asumiéndolo como talud de 90°, para materiales con fracturamiento moderado a intenso. El estudio de la formación de estas en el contorno y que serán las que generarán sobre anchos considerables, se abordan en el capítulo “ANÁLISIS CINEMÁTICO DE CUÑAS”.

Se observa una susceptibilidad de cuñas baja a moderada en hastiales y frente, y baja en falla tipo planar en el frontón y hastiales de las excavaciones. La probabilidad de ocurrencia de falla planar es del 10% y 34% por cuñas. Para lo anterior, se sugiere un perfilado y saneo intenso en el frente y contorno, inmediatamente después de retirar la rezaga posterior a las voladuras para avances.

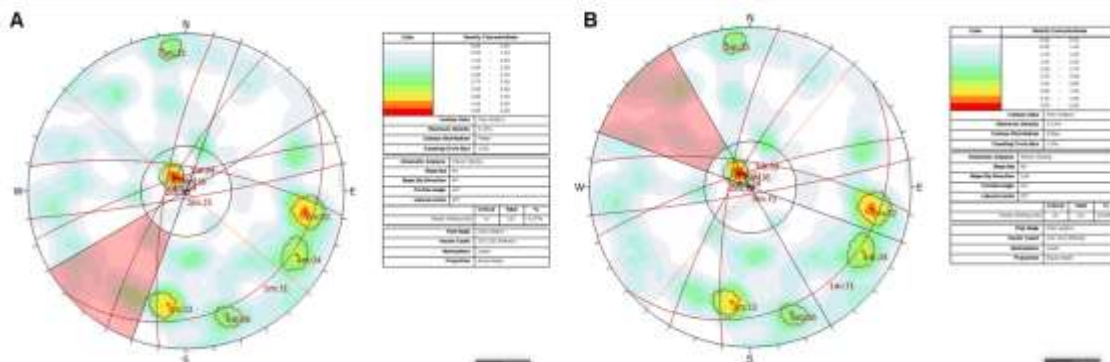


Ilustración 10.20. Análisis cinemático rotura planar de bloques túnel. A) Frente. B) Hastiales.
Elaboración propia en el programa Dips.

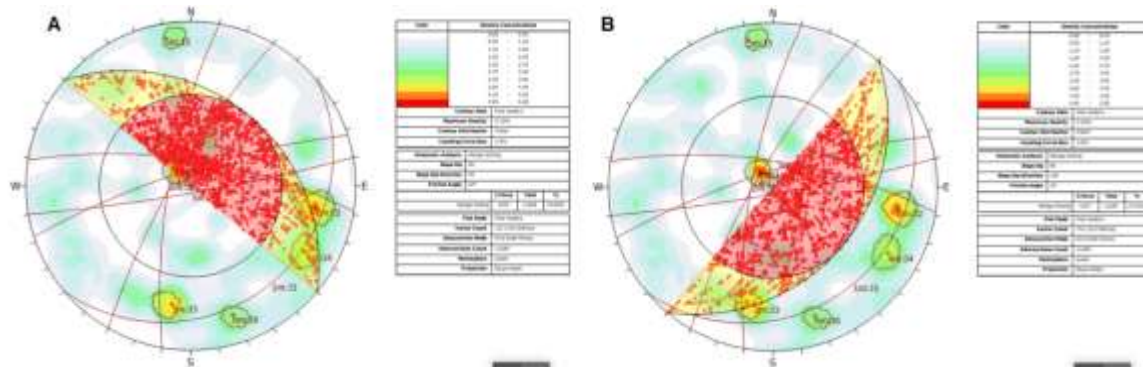


Ilustración 10.21. Análisis cinemático de rotura de bloques por cuñas túnel. A) Frente. B) Hastiales. Elaboración propia en el programa Dips.

11. TIPOS DE SOSTENIMIENTO

El túnel Guillermo Gaviria Echeverri (GGE) consta de un diseño preliminar en el que se establecen tipos de soporte de acuerdo con la cobertura y la calidad del material, conforme a la clasificación geomecánica definida por el RMR. Estos tipos de fortificación en el túnel principal numerados de I a V y uno especial para suelos, de igual manera para la galería se establece de la misma nomenclatura (I a V y un sexto especial para materiales tipo suelos). Estos tipos de soporte presentan tres variaciones para rangos de cobertura entre 0-300 m, 300-600m y >600m, para un túnel de muy alta complejidad sometidos a esfuerzos importantes, correspondientes a la tectónica y al peso lito estático sobre la excavación en dos ambientes geológicos principales con sus respectivas variaciones. Cabe resaltar que existe además contemplado en los estudios de diseño definitivos, un sostenimiento especial adicional llamado tipo V* para zonas de fallas o cizallas o tramos complejos (Tabla 11.4 y Tabla 11.8).

Los elementos usados para el sostenimiento corresponden a los usados comúnmente en los túneles mundiales excavados de forma convencional, siguiendo el método constructivo del nuevo método austriaco, acoplando una sección de acuerdo con lo que se va observando en cada frente de avance. Los ítems corresponden a arcos metálicos con secciones tipo “I” y tipo “U”, pernos corrugados anclados con resina y lechada, gunita proyectada con fibras o malla electrosoldada o chapa corrugada tipo “berbold”, enfilajes de micropilotes, “spilling” de pernos y tratamientos adicionales que van desde machón central, pernos con fibra de vidrio, sellado de frente, relleno de cavidades, pernos localizados, pernos largos, etc.

A continuación, se describen los tipos de secciones que predominan en el tramo objeto de análisis, el sostenimiento tipo III, IV y V en coberturas menores a 300 m de acuerdo a la información de CAM, (2017). El detalle de los sostenimientos restantes es presentado en el anexo 1.

11.1 Sección tipo III cobertura menor a 300 m.

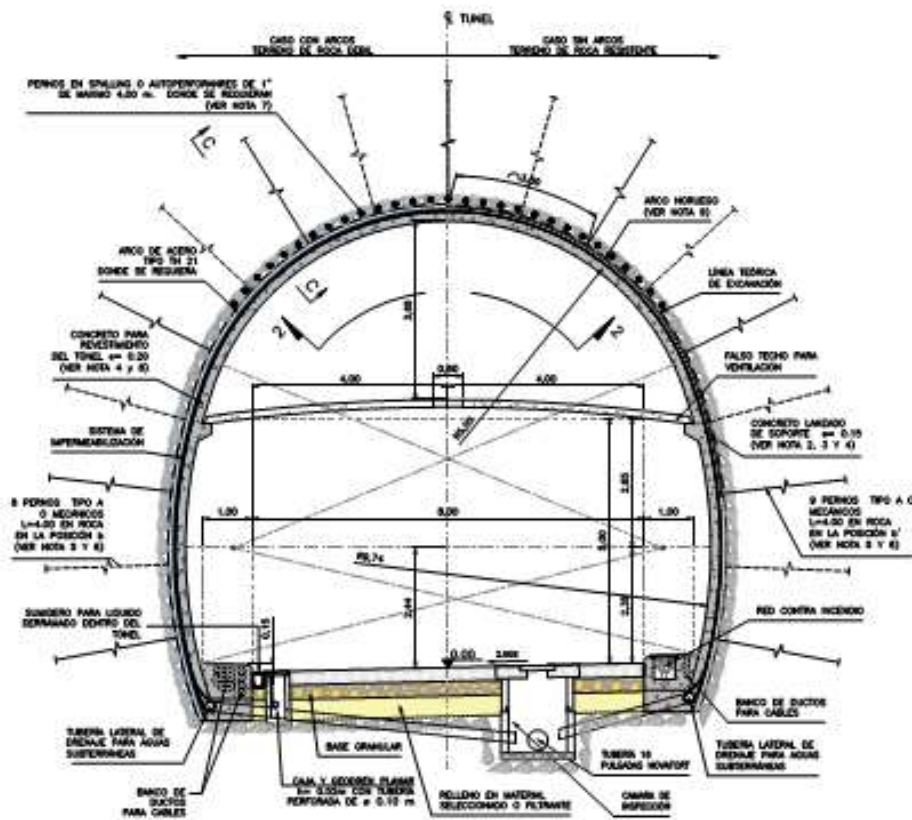


Ilustración 11.1. Principales elementos terreno Tipo III con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Tabla 11.1. Principales elementos terreno Tipo III con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Avance de excavación	Longitud (m)	Max 2,50
Concreto lanzado de soporte con fibra sintética o metálica	Espesor (m)	0,125 con arco 0,10 sin arco
	Fibra metálica (kg/m ³)	35 kg
	Fibra sintética (kg/m ³)	6 kg
Pernos tipo A o Mecánicos	Cantidad	8 – 9
	Longitud (m)	4,00
Pernos en Spilling o micropilotes autoperforantes	Instalación	Si se requiere
	Spilling de 3 m para avances de 2 m y de 4 m para 2 avances de 1,5 m	
Arco de acero	TH-21 o HEB-100 en terrenos de roca débil Sin arco en terrenos resistentes. Donde se observen cuñas se instalarán arcos noruegos	
Solera curva	Instalación	NO

11.2 Sección tipo IV cobertura menor a 300 m.

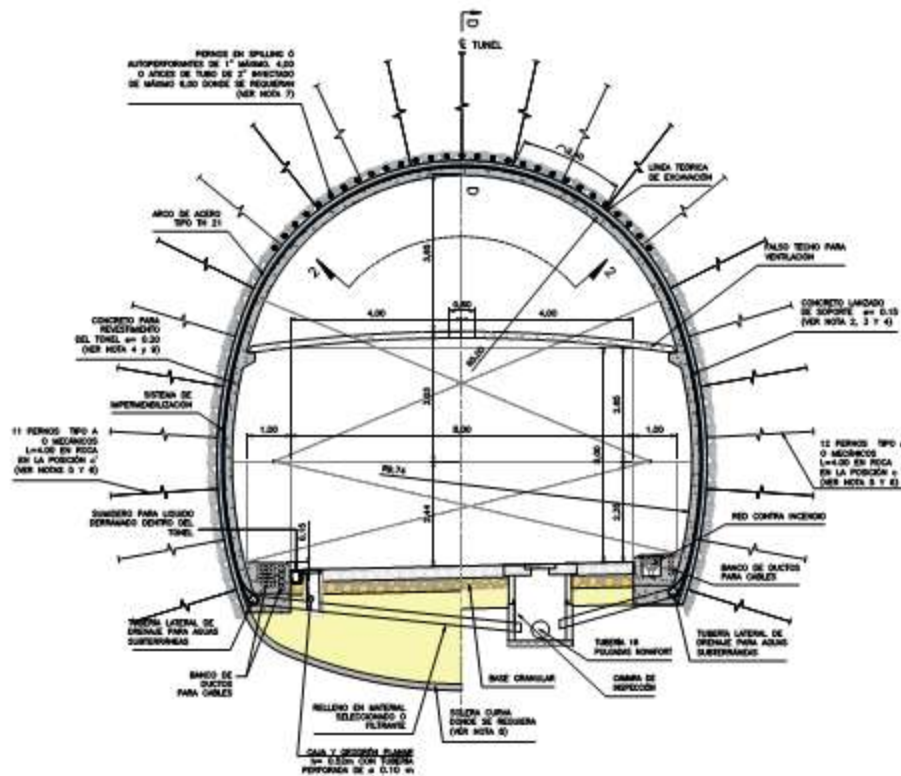


Ilustración 11.2. Principales elementos terreno Tipo IV con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Tabla 11.2. Principales elementos terreno Tipo IV con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Avance de excavación	Longitud (m)	1,00 – 1,50
Concreto lanzado de soporte con fibra sintética o metálica	Espesor (m)	0,15
	Fibra metálica (kg/m ³)	35 kg
	Fibra sintética (kg/m ³)	7 kg
Pernos tipo A o Mecánicos	Cantidad	11 – 12
	Longitud (m)	4,00
Pernos en Spilling o micropilotes autopercorantes	Instalación	Si se requiere
	Atices de 6 m: 3 avances de 1,5 m o 4 avances de 1 m. Se requiere sección tronco cónica (diente de sierra de 3-4° de inclinación)	
Arco de acero	TH-21 o HEB-100	
Solera curva	Instalación	Si se requiere

11.3 Sección tipo V cobertura menor a 300 m.

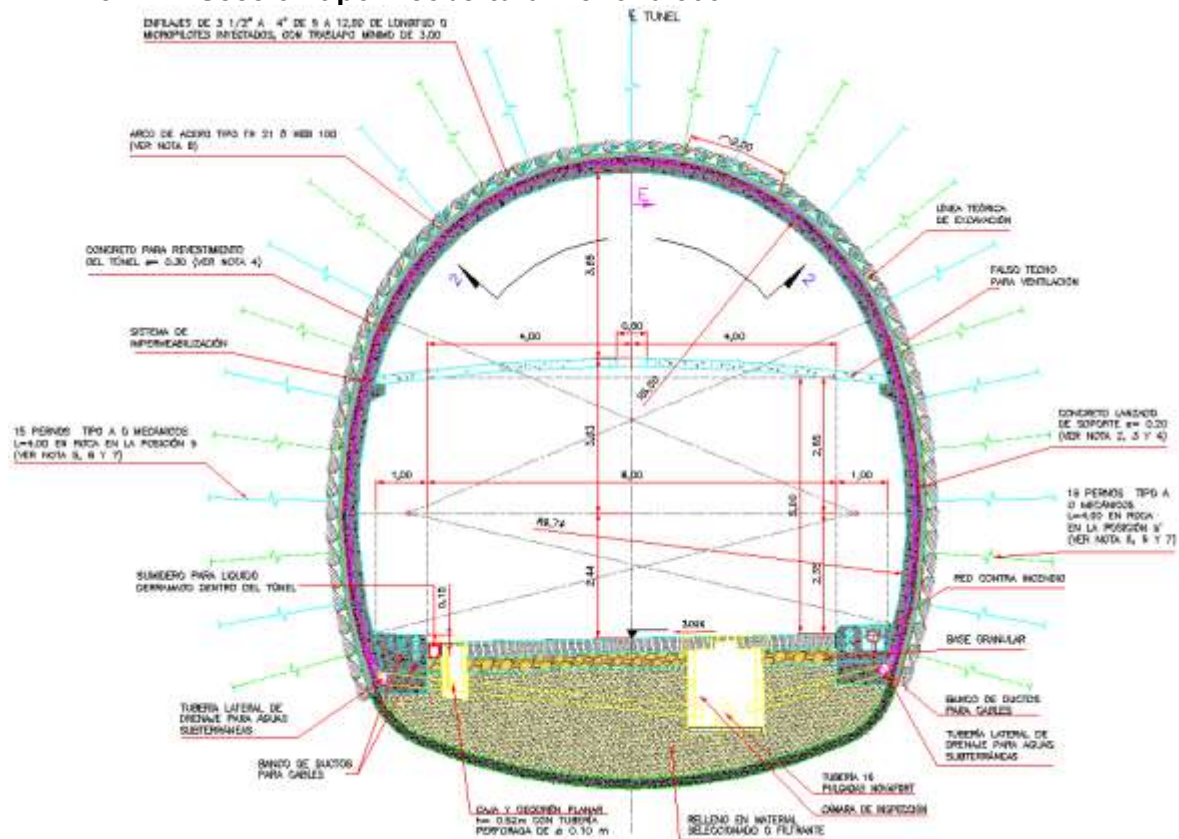


Ilustración 11.3. Sección de excavación, soporte y revestimiento para terrenos Tipo V con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Tabla 11.3. Principales elementos terreno Tipo V con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Avance de excavación	Longitud (m)	0,75 – 1,25
Concreto lanzado de soporte con fibra sintética o metálica	Espesor (m)	0,20
	Fibra metálica (kg/m ³)	40 kg
	Fibra sintética (kg/m ³)	8 kg
Pernos tipo A o Mecánicos	Cantidad	0,75 m: 11 - 12 1,00 m: 13 - 14 1,25 m: 15 - 16
	Longitud (m)	4,00
	Instalación	Si
Enfilajes o micropilotes autoperforantes	Enfilajes de 3 1/2" a 4" de 9 a 12 m de longitud o micropilotes autoperforantes inyectados, con traslape mínimo de 3 m	
Arco de acero	TH-21 o HEB-100	
Solera curva	Instalación	Si

11.1 Resumen de los sostenimientos para el túnel GGE

Tabla 11.4. Resumen general del refuerzo a partir del índice RMR para cada tipo de terreno. Tomado de: CAM, (2017).

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DEL TÚNEL PARA VENTILACIÓN SEMITRANSVERSAL										
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS	PARAGUAS	TÚNELES < 300 m DE COBERTURA		TÚNELES > 300 m Y <600m DE COBERTURA		TÚNELES >600m DE COBERTURA		OBSERVACIONES
				PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	
81-100 I	Avances Max 4,5 m	---	---	LOCALIZADOS	5 cm donde se requiera	4-5 de 4m	5 cm	6-7 de 4-6m	7,5 cm	
61-80 II	Avances Max. 3,5 m	---	---	7-7 de 4 m	7,5cm	11-11 de 4 m	10 cm	13-13 de 4-6m	12,5 cm	Los pernos se instalarán a una distancia de 2,5m y siempre se colocará uno en la clave
41-60 III	Avances Max 2,5 m	TH-21 o HEB-100 en terrenos de roca débil Sin arco en terrenos resistentes	Perno en spilling o autoperforantes de 1" de máximo 4 m donde se requiera con uso de arcos	8-9 de 4 m	12,5 cm cuando tiene arco 10 cm cuando no tiene arco	12-13 de 4 m	15 cm	14-15 de 4-6m	17,5 cm	Spilling de 3m para avances de 2m y de 4m para 2 avances de 1,5m acompañados de uso de arcos
21-40 IV	Avances de 1 a 1,5m	TH-21 o HEB-100 PARA <300M TH-29 o HEB-140 PARA >300M	Atices de tubo de 2" o autoperforantes de 2" inyectado de máximo 6m	11-12 de 4 m	15 cm	17-18 de 4 m	20 cm	20-21 de 4-6m	22,5 cm	Atices de 6m: 3 avances de 1,5m o 4 avances de 1m. Se requiere sección troncocónica (diente de sierra de 3-4° de inclinación) Instalación de solera curva donde se requiera

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DEL TÚNEL PARA VENTILACIÓN SEMITRANSVERSAL										OBSERVACIONES
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS	PARAGUAS	TÚNELES < 300 m DE COBERTURA		TÚNELES > 300 m Y <600m DE COBERTURA		TÚNELES >600m DE COBERTURA		
				PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	
<20 V	Avances 0,75-1,25 m <300m Avances 0,75-1,0 m >300m	TH-21 o HEB-100 PARA <300M TH-29 o HEB-140 PARA >300M	Enfilajes de 3 1/2" a 4" de 9 a 12m de longitud o micropilotes autoperforantes inyectados, con traslape mínimo de 3m. Donde se requiera se realizarán inyecciones de consolidación a través de los enfilajes	11-12 de 4 m	20 cm	16-17 de 4-6 m	25 cm	20-21 de 4-6 m	27,5 cm	Instalación de solera curva
				13-14 de 4 m		19-20 de 4-6 m		22-23 de 4-6 m		
				15-16 de 4 m						
TERRENO ESPECIAL V*	Avances Max. 1 m	TH-36 o HEB-160 Lamina marchavante donde se requiera Pata de elefante donde se requiera	Enfilajes de 3 1/2" a 4" de 9 a 12m de longitud o micropilotes autoperforantes, con traslape mínimo de 3m Inyecciones de consolidación a través de los enfilajes y/o Radiales. Pre inyecciones de impermeabilización en zonas con agua Inyecciones de relleno	15-16 de 4 m y 6m intercalados en S. S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslape de 3m. Pernos en solera donde se requiera	25 cm	19-20 de 4 m y 6m intercalados en S. S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslape de 3m. Pernos en solera donde se requiera	27,5 cm	22-23 de 4 m y 6m intercalados en S. S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslape de 3m. Pernos en solera donde se requiera	30 cm	Solera curva provisional durante la excavación de la sección superior donde se requiera. Instalación de solera curva Pernos de fibra de vidrio, Pata de elefante, Lamina Marchavante, Micro pilotes laterales, núcleo central de excavación, inyecciones de consolidación o de impermeabilización y relleno donde se requieran.

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DEL TÚNEL PARA VENTILACIÓN SEMITRANSVERSAL										OBSERVACIONES
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS	PARAGUAS	TÚNELES < 300 m DE COBERTURA		TÚNELES > 300 m Y <600m DE COBERTURA		TÚNELES >600m DE COBERTURA		
				PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	PERNOS	CONCRETO NEUMÁTICO	
SUELO	Avances Max. 1 m	HEB-160 Pata de elefante donde se requiera Lamina marchavante donde se requiera	Enfilajes de 3 1/2" a 4" de 9 a 12m de longitud o micropilotes autoperforantes inyectados, con traslape mínimo de 3m Inyecciones de consolidación a través de los enfilajes donde se requiera	---	25 cm	---	---	---	---	Instalación de solera curva donde se requiera

11.2 Galería sección tipo III cobertura menor a 300 m.

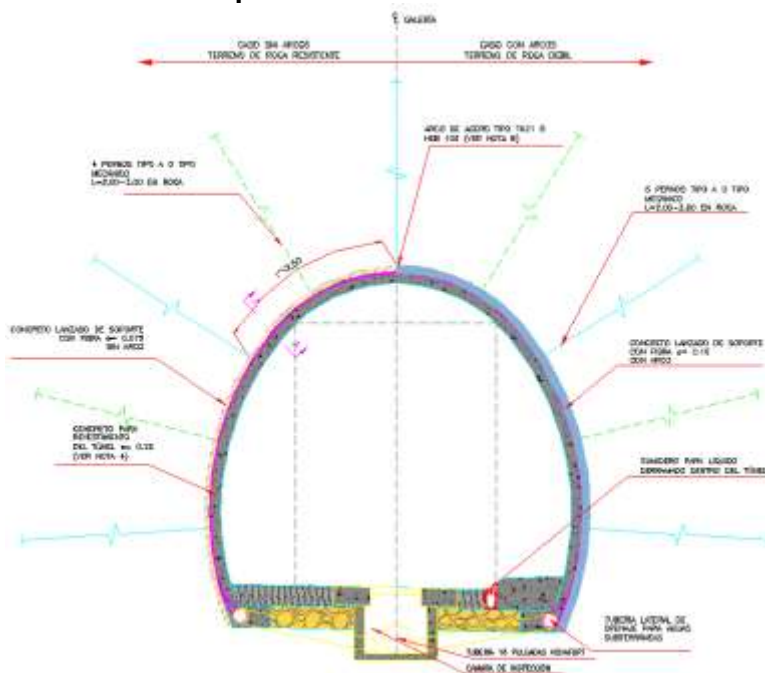


Ilustración 11.4. Sección de excavación, soporte y revestimiento para terrenos Tipo III con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Tabla 11.5. Principales elementos terreno Tipo III con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Avance de excavación	Longitud (m)	Max 2,50
Concreto lanzado de soporte con fibra sintética o metálica	Espesor (m)	0,075 sin arco 0,10 con arco
	Fibra metálica (kg/m ³)	35 kg
	Fibra sintética (kg/m ³)	6 kg
	Cantidad	4 – 5
Pernos Tipo A o Mecánicos diámetro 3/4"	Longitud (m)	2,00-3,00
Pernos en Spilling o micropilotes autopercutores	Instalación	NO
Arco de acero	TH-21 o HEB-100 en terrenos de roca débil Sin arco en terrenos resistentes. Donde se observen cuñas se instalarán arcos noruegos	
Solera curva	Instalación	NO

11.3 Galería sección tipo IV cobertura menor a 300 m.

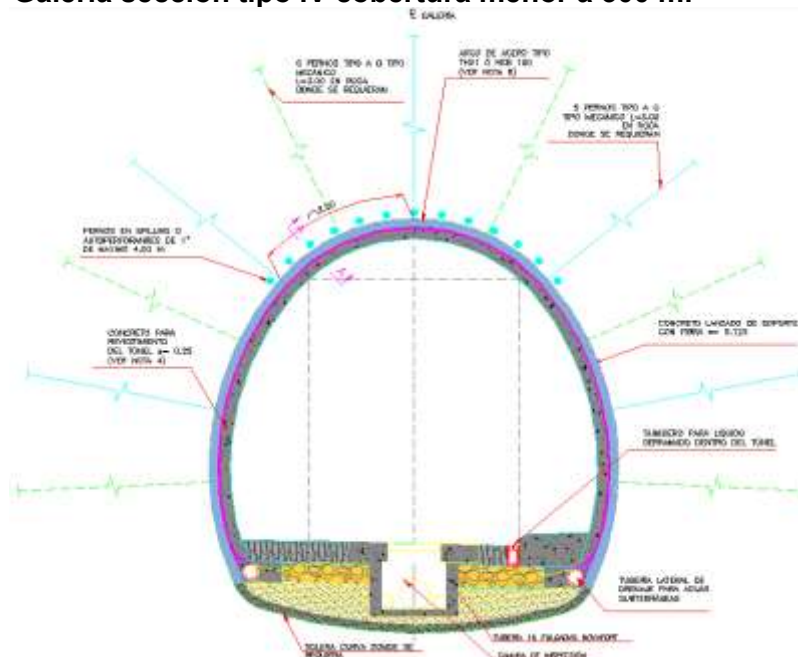


Ilustración 11.5. Principales elementos terreno Tipo IV con cobertura menor a 300 m.
Tomado de: CAM, (2017).

Tabla 11.6. Principales elementos terreno Tipo IV con cobertura menor a 300 m. Tomado de:
CAM, (2017).

Avance de excavación	Longitud (m)	1,00 – 1,50
Concreto lanzado de soporte con fibra sintética o metálica	Espesor (m)	0,125
	Fibra metálica (kg/m ³)	35 kg
	Fibra sintética (kg/m ³)	7 kg
Pernos Tipo A o Mecánicos diámetro ¾"	Cantidad	5 – 6
	Longitud (m)	3,00
Pernos en Spilling	Instalación	Si se requiere, Perno en spilling o auto perforantes de 1" de máximo 4 m
Arco de acero		TH-21 o HEB-100
Solera curva	Instalación	NO

11.4 Galería sección tipo V cobertura menor a 300 m.

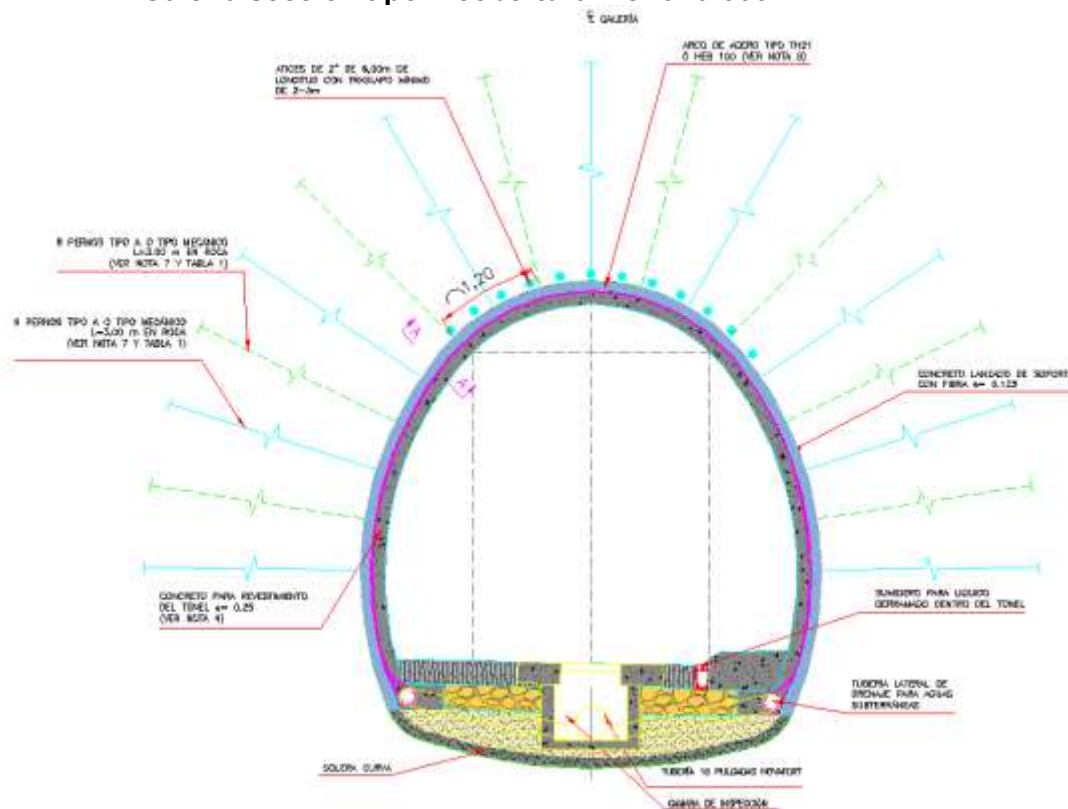


Ilustración 11.6. Sección de excavación, soporte y revestimiento para terrenos Tipo V con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Tabla 11.7. Principales elementos terreno Tipo V con cobertura menor a 300 m. Tomado de: CAM, (2017).

Avance de excavación	Longitud (m)	0,75 – 1,25
Concreto lanzado de soporte con fibra sintética o metálica	Espesor (m)	0,125
	Fibra metálica (kg/m ³)	40 kg
	Fibra sintética (kg/m ³)	8 kg
Pernos Tipo A o Mecánicos diámetro 3/4"	Cantidad	0,75 m: 6 - 7 1,00 m: 7 – 8 1,25 m: 8 - 9
	Longitud (m)	3,00
Atices	Instalación	Si
		Atices de 2" de 6 m de longitud con traslapo mínimo de 2-3 m. Se requiere sección troncocónica (diente de sierra de 3-4° de inclinación)
Arco de acero	TH-21 o HEB-100	
Solera curva	Instalación	Según se requiera

11.1 Resumen sostenimiento galería de emergencia.

Tabla 11.8. Resumen general del refuerzo a partir del índice RMR para cada tipo de terreno. Tomado de: CAM, (2017).

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DE LA GALERIA DE ESCAPE												
RMR/ TIPO DE TERRE NO	EXCAVACI ÓN	ARCOS			PARAGUAS	COBERTURA < 300 m		COBERTURA > 300 m Y <600m		COBERTURA >600m		OBSERVACI ONES
		COBERTURA < 300 m	COBERTURA > 300 m Y <600m	COBERTURA >600m		PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMATICO	PERNOS 3/4"	CONCRE TO NEUMATI CO	PERNOS 3/4"	CONCRE TO NEUMATI CO	
>71 I	Avances Max 4,5 m				---	LOCALIZA DOS	5 cm donde se requiera	LOCALIZA DOS	5 cm	2-3 de 3m	5 cm	
51-70 II	Avances Max. 3,5 m				---	3-3 de 2-3 m	5cm	5-5 de 3 m	7,5 cm	7-7 de 3 m	10 cm	Los pernos se instalarán a una distancia de 2,5m y siempre se colocará uno en la clave
31-50 III	Avances Max 2,5 m	TH21 o HEB- 100 15% Donde se observen cuñas se instalarán arcos noruegos 25%	TH21 o HEB-100 15%- 30% Donde se observen cuñas se instalarán arcos noruegos 25%	TH21 o HEB- 100 30%-50% Donde se observen cuñas se instalarán arcos noruegos 25%	---	4-5 de 2-3 m	7,5 cm Cuando no tiene arco 10 cm Cuando tiene arco	6-7 de 3 m	10 cm Cuando no tiene arco 12,5 cm Cuando tiene arco	8-9 de 3 m	12,5 cm Cuando no tiene arco 15 cm Cuando tiene arco	
16-30 IV	Avances de 1 a 1,5m	TH21 o HEB- 100	TH21 o HEB-100	TH21 o HEB- 100	Perno en spilling o autoperforant es de 1" de máximo 4 m donde se requiera.	5-6 de 3 m 20 % Según se requiera	12,5 cm	8-9 de 3 m	15 cm	10-11 de 3 m 20% Según se requiera	17,5 cm	Spilling de 3m para 2 avances de 1m y de 4m para 2 avances de 1,5m.
<15 V	Avances 0,75- 1,25 m <300m Avances 0,75- 1,0 m >300m	TH21 o HEB- 100	TH21 o HEB-100	TH29 o HEB- 140	Atices de 2" de 6 m de longitud, con traslapo mínimo de 2- 3m.	6-7 de 3 m 30% Según se requiera	12,5 cm	8-9 de 3-4 m 30% Según se requiera	15 cm	10-11 de 3-4 m 30% Según se requiera	17,5 cm	Instalación de solera curva Se requiere sección truncocónica (diente de sierra de 3-4° de inclinación)
						7-8 de 3 m 30%		10-11 de 3- 4 m		12-13 de 3-4 m 30%		

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DE LA GALERIA DE ESCAPE												OBSERVACIONES
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS			PARAGUAS	COBERTURA < 300 m		COBERTURA > 300 m Y <600m		COBERTURA >600m		
		COBERTURA < 300 m	COBERTURA > 300 m Y <600m	COBERTURA >600m		PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMATICO	PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMATICO	PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMATICO	
						Según se requiera		30% Según se requiera		Según se requiera		
						8-9 de 3 m 30% Según se requiera						
TERRENO ESPECIAL V*	Avances Max. 1 m	TH21 o HEB-100	TH29 o HEB-140	TH29 o HEB-140	Enfilajes de 2" de 6-9m de longitud o micropilotes autoperforantes, con traslape mínimo de 2-3 m Inyecciones de consolidación perimetral a través de los enfilajes y/o Radiales. Pre inyecciones de impermeabilización en zonas con agua Inyecciones de relleno	8-9 de 3 m y 4m intercalados en S. S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslape de 3m. Pernos en solera donde se requiera	15 cm	10-11 de 3 m y 4m intercalados en S. S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslape de 3m. Pernos en solera donde se requiera	17,5 cm	12-13 de 3 m y 4m intercalados en S. S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslape de 3m. Pernos en solera donde se requiera	20 cm	Instalación de solera curva Se requiere sección troncocónica (diente de sierra de 3-4° de inclinación) Pernos de fibra de vidrio, Pata de elefante, Lamina Marchavante, Micro pilotes laterales, núcleo central de excavación, inyecciones de consolidación o de impermeabilización y relleno donde se requieran.

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DE LA GALERIA DE ESCAPE												
RMR/ TIPO DE TERRE NO	EXCAVACI ÓN	ARCOS			PARAGUAS	COBERTURA < 300 m		COBERTURA > 300 m Y <600m		COBERTURA >600m		OBSERVACI ONES
		COBERTURA < 300 m	COBERTURA > 300 m Y <600m	COBERTURA >600m		PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMATICO	PERNOS 3/4"	CONCRE TO NEUMATI CO	PERNOS 3/4"	CONCRE TO NEUMATI CO	
SUELO	Avances Max. 1 m	HEB140	HEB140	HEB140	Enfilajes de 2" de 6-9m de longitud o micropilotes autoperforant es inyectados, con traslapo mínimo de 2- 3m Inyecciones de consolidación perimetral a través de los enfilajes donde se requiera	---	17,5 cm	---	N/A	---	N/A	Instalación de solera curva donde se requiera Se requiere sección truncocónica (diente de sierra de 3-4° de inclinación)

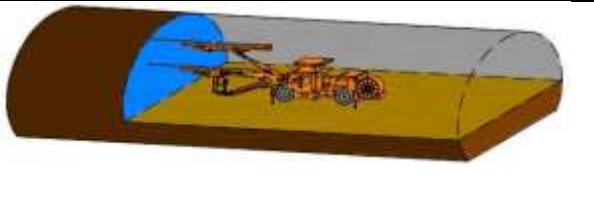

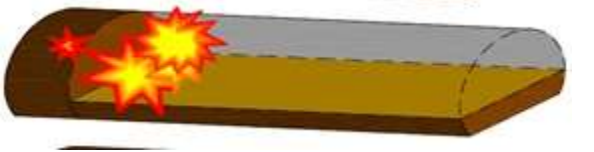


12. SECUENCIA DE EXCAVACIÓN

Siguiendo los dictámenes del nuevo método austriaco para la construcción de túneles, se establece un proceso constructivo, perforación, voladura y evaluación del sostenimiento por etapas (Consortio Antioquia al Mar, 2017).

El tipo de sostenimiento como se mencionó se estableció siguiendo la metodología del RMR (Rock Mass Rating) propuesta por Bieniawski Z. T., (1989), la cual por diseño también especifica la longitud de perforación dependiendo del puntaje de RMR obtenido. En excavaciones a sección partida, la longitud y la distancia que debe garantizarse entre las bancas son establecida por diseño a partir de los valores calculados en el frente de excavación. Adicional a esto, se especifica la cantidad y el tipo de sostenimiento a emplear. Este sostenimiento debe ser colocado por etapas según el ciclo de avance, necesidad de la obra, o condiciones adversas en el terreno inesperadas. El sostenimiento consta de pernos o bulones, cerchas o marcos, enfilajes de micropilotes, fibras o mallas, concreto lanzado, y finalmente el revestimiento que sirve como protección ante la degradación de los materiales (Consortio Antioquia al Mar, 2017).

En la Tabla 12.1 se muestra de forma esquemática el proceso constructivo del túnel por secuencias.

Tabla 12.1. Secuencia de excavación. A partir de: INVIAS, (2021).

	<p>Perforación: Para la ejecución del núcleo de la voladura se utilizó jumbos de 3 brazos. El funcionamiento de estos jumbos es eléctrico cuando están estacionados en su posición de trabajo, para el correcto funcionamiento del jumbo se contó con agua (para eliminar el polvo de la perforación y refrigeración de las bocas) y aire comprimido.</p>
	<p>Carga de explosivo: La carga de explosivo se realizó mediante cargas preformadas, colocando los cartuchos sobre vainas de plástico rajadas longitudinalmente.</p>
	<p>Voladura: Una vez cargados los taladros se efectuó la pega según la secuencia y las cargas diseñadas en los esquemas de voladura.</p>
	<p>Ventilación: Tras la voladura se esperó el tiempo necesario para la evacuación de los gases producidos, aproximadamente 30 min.</p>
	<p>Desescombro: El desescombro se realizó con palas cargadoras, que cargan en el frente o en los entronques sobre volquetes o dumper.</p>



13. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE CUÑAS

Si bien el objetivo principal de este trabajo es analizar las deformaciones, razón principal de inestabilidad en excavaciones con sostenimientos robustos, en los casos de sostenimiento tipo III del tramo objeto de estudio, el autoaporte estuvo ligado a casos puntuales de inestabilidad por aparición de cuñas. Razón por la cual se hizo una revisión general para una condición crítica de formación de cuñas, a través de un análisis estadístico de los datos estructurales obtenidos en cada uno de los frentes.

Si bien esta condición se debe evaluar para cada avance de acuerdo con las características de cada frente con los datos propios del macizo (plasmados en las fichas de levantamientos donde se observó esta problemática y se requiero algún tratamiento adicional). En este caso se plantea de forma general, teniendo en cuenta el potencial de despegue o desprendimiento de las familias de diaclasas identificadas previamente.

En la Ilustración 13.1 se muestra la intersección de las discontinuidades que forman cuñas más grandes o críticas a manera de intersección de tres planos o lisos de gran extensión, de acuerdo con la conjugación de la orientación general de cada una de ellas. Encontrando que la estratificación (1) en conjunto con la familia principal de diaclasas que corta más o menos de forma ortogonal a las anteriores (2), con el patrón principal de cizallas que vienen cruzando las excavaciones (3), forman sendas cuñas en la clave y/o hombros, con aparición de algunas menores en los hastiales.

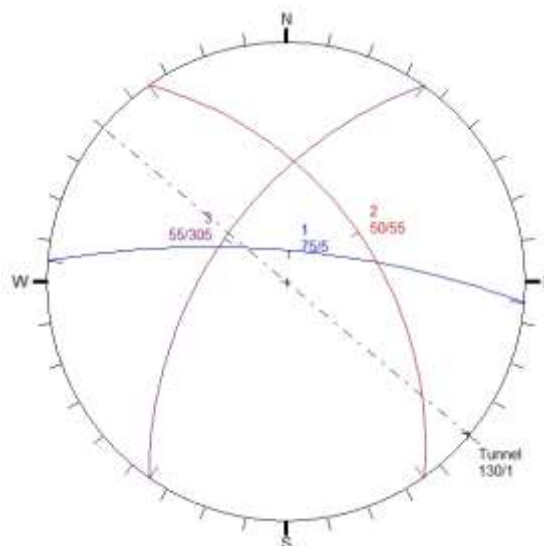


Ilustración 13.1. Red estereográfica con los planos de discontinuidades más desfavorables según la orientación del túnel. Elaboración propia en el programa UnWedge.

En la siguiente ilustración se muestran las sendas cuñas formadas en el perímetro del túnel principal, que por ser la sección más grande se escoge como sección más desfavorable.

Si bien es probable que por su magnitud no presente problemas de estabilidad, ya que supera en algunos casos la dimensión excavada; es posible que, con algunas variaciones en las orientaciones y buzamientos de las juntas, éstas generen sendas sobre excavaciones por medio de la formación y posterior despegue de cuñas. Sobre todo, en el proceso de perforación y voladura, más aún, cuando las aberturas presenten rellenos, superficies lisas y lubricación con flujos de agua, ya sea natural del macizo o inducida en la perforación de los pernos.

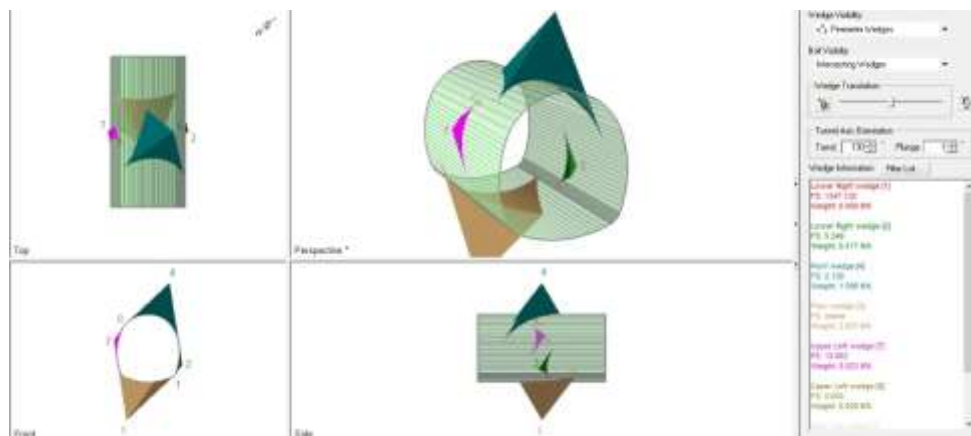


Ilustración 13.2. Análisis cinemático de cuñas general para sección tipo III, túnel principal. Caso más desfavorable. Elaboración propia en el programa UnWedge.

Para este tipo de macizo (Ilustración 13.3), se establece la separación del pernado y ya predefinido y estudiado en una condición inicial de diseño, y se hace una nueva revisión con los datos reales tomados en cada uno de los frentes. Identificando que si bien el soporte predefinido para la sección tipo III, cumple con los requerimientos mínimos de estabilidad, es necesario de forma puntual en algunos pases implementar pernos largos auto perforantes de 8,0 m anclados con lechada, cortando de forma perpendicular las juntas o lisos que se presenten para evitar despegues posteriores o caídas de bloques.

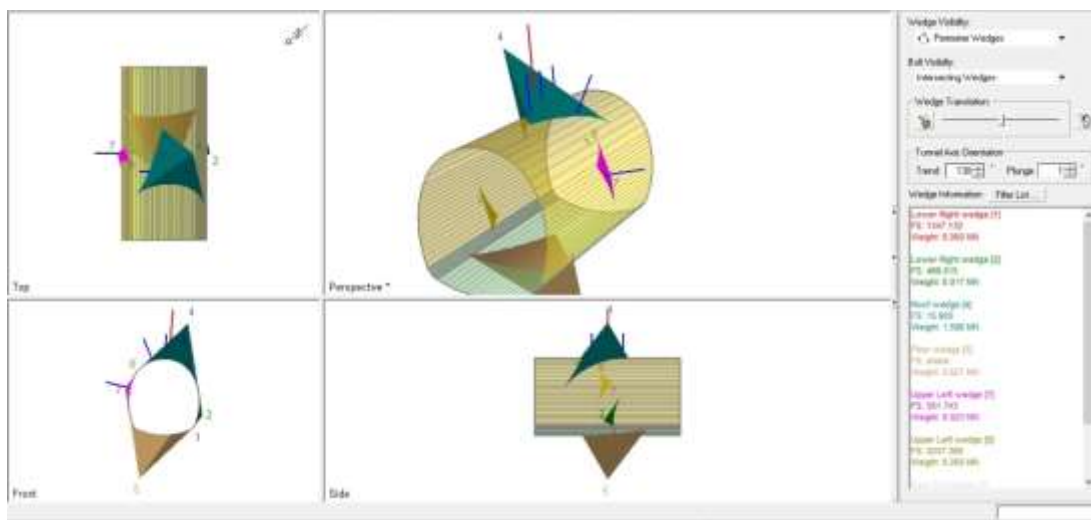


Ilustración 13.3. Análisis cinemático de cuñas general para sección tipo III, túnel principal. Caso más desfavorable con sostenimiento sistemático y puntual con pernos largos localizados. Elaboración propia en el programa UnWedge.

Los problemas de estabilidad asociados a cuñas o techos planos, aunque son de índole puntual y de pronta solución en cada uno de los ciclos productivos del túnel, son un factor importante a la hora de conservar el estado de esfuerzos que es ejercido por el macizo sobre la sección de excavación, puesto que la alteración de la geometría del perímetro del túnel, llevará a una concentración de desplazamientos o esfuerzos en algunos sectores en particular.

Los cambios en la geometría o perímetro teórico de excavación debido a la formación y despegue de cuñas o bloques, o vaciados de material en macizos poco competentes, condicionan la redistribución de esfuerzos en el contorno del túnel, acompañados por las condiciones particulares del material, tanto mecánicas como geológicas. Esta situación de cambio de esfuerzo se debe tener en cuenta a la hora de evaluar los excesos de convergencias en algunos tramos en particular.

14. AVANCE DE LAS EXCAVACIONES

En el portal salida del túnel 17 GGE, desde el inicio de las excavaciones en el mes de julio de 2018, se han identificado en algunos tramos deformaciones, desplazamientos o condiciones especiales que han requerido un tipo de sostenimiento diferente, no sólo al esperado por diseño, sino también al calificado por medio del RMR. Estas deformaciones están relacionadas con una condición de esfuerzos particular, que hace necesaria la instalación de un sostenimiento más robusto, y también en algunos puntos se ha modificado el fortificado por contingencias o anomalías del proceso de excavación no esperadas de índole geológicos y geotécnicos.

Adicional a lo anterior, la densidad de fracturamiento y competencia de la roca, al igual que las condiciones de las juntas, infiltraciones, geometría de la sección, orientación de las diaclasas y cizallas, en las clasificaciones mecánicas del proceso constructivo han sido generalmente más desfavorables a las supuestas en una etapa inicial. Si bien en los túneles latino americanos es generalmente común, por la precisión del diseño de acuerdo con la exploración disponible en este punto, el macizo ha requerido cambiar constantemente el soporte a uno de mayores prestaciones.

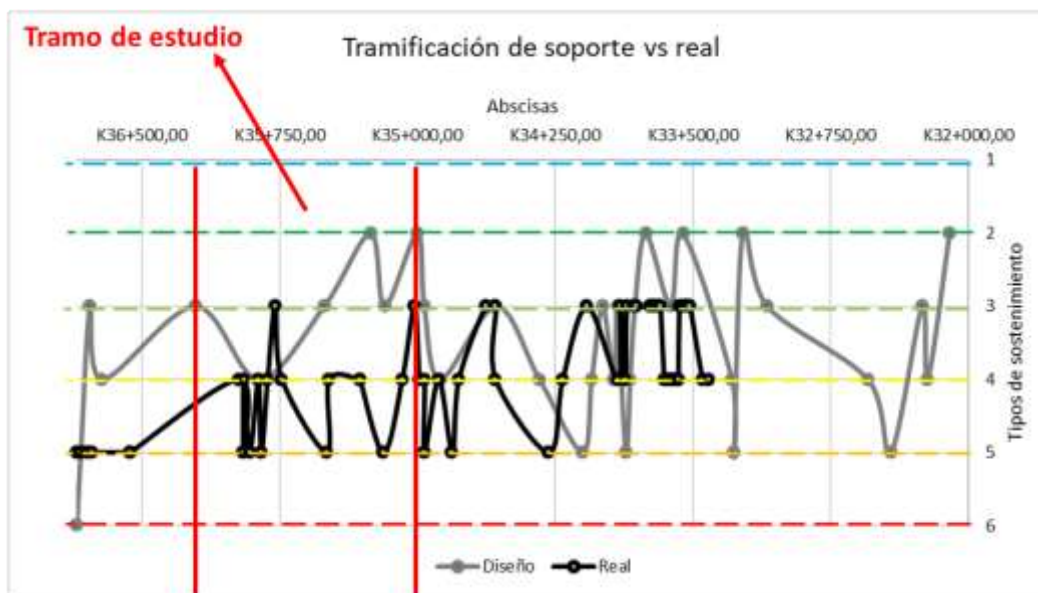


Ilustración 14.1. Tipos de sostenimientos instalados vs tipos de sostenimiento por tramificación de diseño.

En la Ilustración 14.1 se compara el sostenimiento instalado con el esperado a partir de diseños en el portal salida del túnel GGE. Se puede observar que en el tramo objeto de estudio se oscila habitualmente entre tipo IV y tipo V. Estos tramos representan excavaciones con autoaporte regular a malo. El tipo de roca varía entre lodolitas, liditas, novaculitas e intrusiones focalizadas. En general, presenta un alto grado de fracturamiento y alteración en las discontinuidades, que genera en algunos casos sobre excavaciones o reprocesos con tratamientos adicionales, estos a su vez cumplen el propósito de conservar la estabilidad de la sección a lo largo del tiempo. En contraste con la tramificación de soporte planteada por diseño, donde se preveía en algunos puntos macizos de tipo II o tipo III para rocas competentes poco diaclasadas y algo alteradas en las superficies de las discontinuidades.

15. ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la determinación de la resistencia de las rocas, y la estimación de las propiedades mecánicas de las mismas frente a condiciones de análisis distintas a las planteadas en los diseños, se recolectó un total de 17 muestras cilíndricas extraídas directamente en terreno, distribuidas a lo largo del tramo de estudio, de roca tipo lidita y lodolita.

Se obtuvo la resistencia a la compresión de las rocas en muestra en condición seca y sumergida (Ilustración 15.1), esta última para 0, 2, 5, 8, 10, 20 y 40 días. Se busca determinar si la resistencia de la roca disminuye en el tiempo. Cabe señalar que se presentó una limitante a la hora de realizar ensayos de resistencia en los sectores con alto fracturamiento y/o estratificación con capas de muy poco espesor, por lo que fue necesario realizar ensayos de carga puntual en una muestra diametral, que permitió obtener un valor aproximado de resistencia a la compresión inconfiada a partir de cálculos y correlaciones (Ilustración 15.2).

Dada a la naturaleza estratificada de las rocas que componen el macizo, y a la diversidad de litologías presentes en el mismo, se obtuvo valores de resistencias a la compresión variados y se identificaron sectores con comportamiento heterogéneo.



Ilustración 15.1. Ensayo de compresión simple lidita muestra 2.



Ilustración 15.2. Ensayo de carga puntual lodolita muestra 3.

En cuanto a la estimación de la resistencia a la compresión y debido a la imposibilidad de llegar al corte o muestra moldeada exigida por la norma en algunos de los testigos, se ha empleado un factor de ajuste o reducción de acuerdo con la forma del testigo. Lo anterior con base a las normas ASTM D2938 y ASTM D5731 (condiciones de referencia).

El cálculo del módulo de elasticidad se hizo a partir de los ensayos de compresión simple, y equivale a la tangente de la zona elástica en los gráficos de esfuerzo – deformación obtenidos. Este parámetro se obtuvo mayoritariamente en muestras de lidita, que por su naturaleza rígida permitieron obtener los núcleos idóneos para el ensayo. A diferencia de los datos de la carga puntual en lo que como se mencionó anteriormente, la resistencia fue obtenida por medio de cálculos y correcciones planteadas en la normativa según la forma de la muestra.

Tabla 15.1. Resultados ensayos de laboratorio (dato resaltado en rosado no ha sido tenido en cuenta por ser un valor anómalo ya que fue un ensayo en una muestra irregular).

Muestra	Tiempo (días)	Tipo de roca	Peso unitario (kg/m ³)	Peso unitario KN/m ³	Compresión simple (kg/cm ²)	Compresión simple (Mpa)	Compresión simple (Mpa) con factor de reducción por forma de la muestra ASTM D2938 - ASTM D5731	Módulo de elasticidad (parte de la recta tangente) (Kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (MPa)
5	0	Lidita	2643	25,919	852,4	83,592		166,089	16,288
13	2	Lidita	2583	25,331	825,4	80,944		205,558	20,158
23	5	Lidita	2671	26,194	256,7	25,174		266,139	26,099
22	8	Lidita	2752	26,988	215,7	21,153		151,605	14,867
2	10	Lidita	2633	25,821	984,4	96,537		219,589	21,534
12	20	Lidita	2586	25,360	344,4	33,774		121,042	11,870
1	40	Lidita	2600	25,497	906,2	88,868		185,680	18,209
8	0	Lodolita				137,880	55,152	103,082	10,109
4	2	Lodolita	2726	26,733	335,2	32,872	39,446		
9	5	Lodolita				48,240	38,592		
11	8	Lodolita				24,090	36,135		
6	10	Lodolita				40,430	32,344		
3	15	Lodolita				25,960	20,768		
24	20	Lodolita				14,170	21,255		
18	30	Lodolita				13,540	20,310		
19	40	Lodolita				13,420	20,130		

Se evidenció entonces, que las lodolitas por su constitución siliciclástica de grano muy fino, y su mineralogía más diversa, son susceptibles a deformarse. En contraste con las liditas, cuya composición es principalmente silíceas, presentan resistencias mayores, con algunas variaciones asociadas con el tipo de muestra y el tiempo sumergido en la que fueron ensayadas.

En la Ilustración 15.3, se muestra un contraste entre la resistencia obtenida vs la resistencia corregida en lodolitas. En las muestras sumergidas, se observó una reducción de la resistencia de al menos 5%-10%, sin embargo, esta se encuentra dentro del margen de

error estadístico admisible dada la cantidad de muestras ensayadas y su dispersión. Por tanto, la afectación del agua en la fábrica de la roca es muy baja y esto se debe a la existencia de minerales del grupo de los clorhidratos en su composición. Se estima para los cálculos de deformación la resistencia menor a los 40 días sumergida (± 13 MPa).

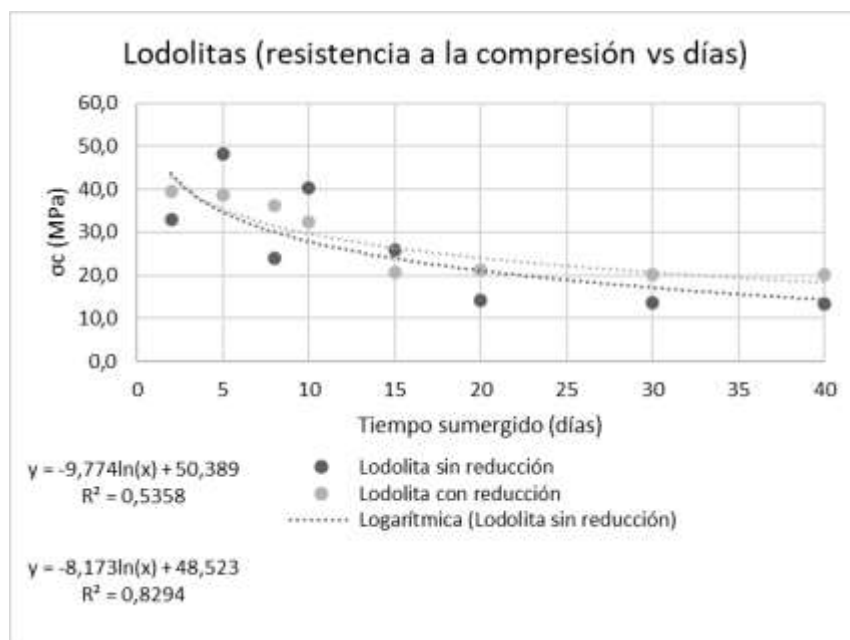


Ilustración 15.3. Resistencia a la compresión confinada vs días para lodolitas. Curvas con y sin factor de reducción.

En las liditas (Ilustración 15.4), la resistencia a la compresión es considerablemente mayor y en contraste con las lodolitas no se ve reducida en muestras sumergidas, esto se debe a su composición mineralógica que consta principalmente de granos de cuarzo con cemento silíceo y poca presencia de minerales del grupo de las arcillas y los clorhidratos. Por tanto, no hay una afectación en la estructura de la roca o cambios volumétricos asociadas con la presencia de agua, y sí, un comportamiento lineal de la resistencia y del módulo de elasticidad (directamente proporcional a la resistencia), con una dispersión normal que varía en función de las particularidades de cada muestra. La resistencia promedio fue de ± 60 MPa.

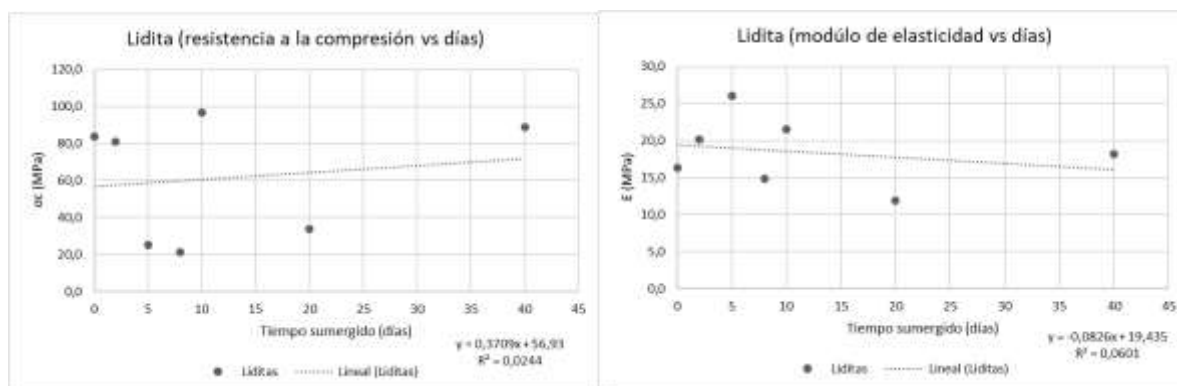


Ilustración 15.4. Comparativas de resultados de laboratorio para las liditas. A) Resistencia vs días. B) Módulo de la resistencia vs días.

16. PETROGRAFÍA

La evaluación de los aspectos texturales de las rocas y la determinación de su fábrica, fue realizada a través del análisis de dos secciones delgadas en microscopio petrográfico de luz reflejada (Ilustración 16.3). Con esto, se buscó reconocer micro estructuras, composición mineralógica e identificar minerales del grupo de las arcillas, importantes debido a su potencial expansivo en contacto con agua y de alteración.

Las muestras usadas para la fabricación de las secciones delgadas analizadas, fueron extraídas en zonas donde la roca se encontraba expuesta, en los contornos del túnel que a la fecha ya contaban con el sostenimiento instalado (Ilustración 16.2). Estas corresponden a lodolitas grises y negras algo fisiles, sin fósiles, frágiles y con eventual aparición de venillas de calcita (Ilustración 16.1).



Ilustración 16.1. Portal Cañasgordas. A) Extracción de núcleos con barreno mecánico. B) Bloque de lodolitas tomado del hastial izquierdo.

De manera similar en el caso de la toma de muestras para la ejecución de ensayos de resistencia, se tuvo una limitante en las zonas de alto fracturamiento y de poco espesor de las capas estratificadas, obteniéndose únicamente ripio o fragmentos de los cuales no fue posible obtener una sección delgada.



Ilustración 16.2. Zonas donde se recolectaron las muestras en el tramo objeto de estudio. A) Agujero perforado para extracción de roca. B) Hastiales descubiertos. C) Zonas de saneo posterior a la instalación del soporte como acción de reparación.



Ilustración 16.3. Microscopio petrográfico Leitz de la universidad EAFIT.

Las rocas analizadas corresponden a lodolitas del portal Cañasgordas de la formación Penderisco. Esta secuencia rítmica hace parte de un ambiente sedimentario marino abisal o de costa lejana, siendo una secuencia vulcano sedimentario, que posteriormente se aprisionó y se levantó por esfuerzos tectónicos (González, 2001), (Londoño & González, 2002), (Días Cañas & Kammer, 2015). Es así, que a lo largo de su historia de sedimentación, compactación, consolidación, diagénesis, plegamiento, y exhumación se llega a tener esta secuencia en la zona de estudio, a manera de agregados siliciclásticos muy finos, cementado por medio de calcita y a veces arcillas muy compactadas entre granos. Estas rocas por su composición, son muy susceptibles a la deformación y la ductilidad bajo grandes presiones y temperaturas, o incluso al desconfinamiento acompañado de otras condiciones como la humectación y plastificación.

16.1 Mineralogía

La revisión de las dos secciones delgadas extraídas de la lodolita, permitió identificar la composición mineralógica.

Los minerales identificados a nivel de microscopio (4x, 10x, y 40x), en orden de proporción son: cuarzo (50%), plagioclasas (25%) (albita principalmente), materia orgánica (10%), moscovita (5%), calcita (5%), ferromagnesianos (3%) y/o minerales máficos (olivinos), y otros (2%), como clorita de color azul merlín (Ilustración 16.4). Así, los minerales de arcilla como la serie de las plagioclasas, micas, ferromagnesianos y minerales máficos, son los de principal predominancia en las muestras investigadas. Se determina como origen probable de estos agregados, rocas volcánicas de composición máfica, ultramáfica e intermedia.

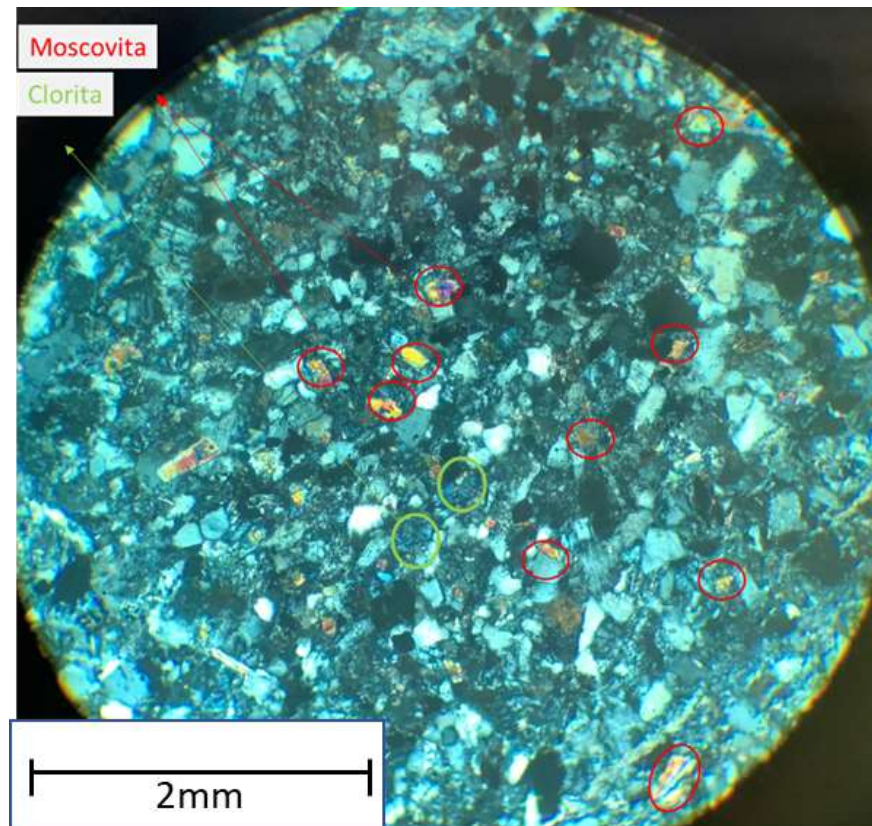


Ilustración 16.4. Vista lodolitas con analizador (10x). Sección de muestras con minerales panares de moscovita y en una menor proporción clorita. Ferromagnesianos y minerales máficos componiendo el cemento de arcillas.

Los minerales de arcilla tienen su origen, de la meteorización y degradación por diferentes factores de otros minerales susceptibles a ello, además son los primeros que se transforman en el proceso de transporte, depositación y diagénesis, de acuerdo con la serie de "Goldish". Estos agregados en contacto con el agua son los más susceptibles a transformarse en un proceso de desconfinamiento, alterando probablemente las excavaciones.

Se evidenció además, la presencia de zonas muy puntuales en una de las secciones analizadas con enriquecimientos de calcita a manera de venillas y como fósiles muy pequeños del tipo aureolas escoamatas (Ilustración 16.5). Mecánicamente estas zonas, fracturas y caminos de rellenos en la estructura de la roca predefinen de forma microscópica las superficies de rotura del material, frente a un estrés mecánico como una voladura, o colapso por presiones del mismo macizo rocoso frente a un desconfinamiento en una excavación con esfuerzos importantes, como lo es el túnel objeto de estudio.

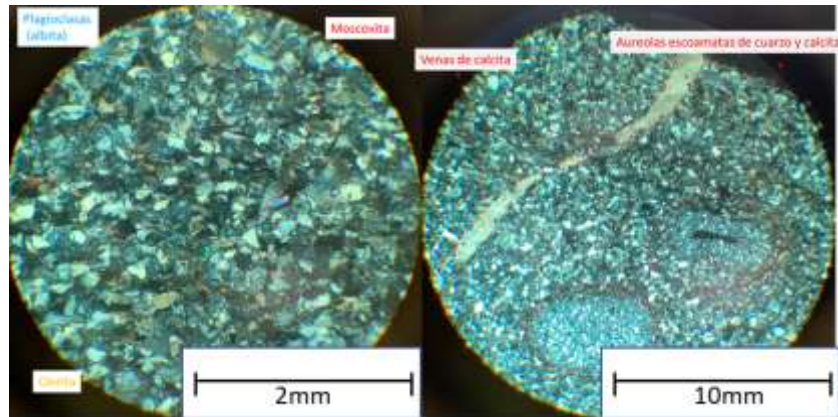


Ilustración 16.5. Imagen izquierda (10x) minerales que componen las arcillas, clorita, albita y plagioclasas. Imagen derecha, aureolas escoamatas y venillas de cuarzo.

Comparando las muestras estudiadas con las analizadas por Días Cañas & Kammer (2015), colectadas en la vía Santa Fe de Antioquia - Cañasgordas, se observa una similitud bastante grande en mineralógica y estructural; en dichas muestras se reporta además la deposición de biomicritas y foraminíferos como agregados fósiles, y fragmentos líticos de origen metamórfico, tal y como se observó de manera puntual en la muestra analizada (Ilustración 16.6).

Estos agregados minerales como se ha venido mencionando son susceptibles a transformación volumétrica (minerales que componen las arcillas), ya sea por expansión, contracción o destrucción de su cristalografía dada su poca resistencia a la erosión y/o meteorización. Lo anterior junto a las superficies de rotura microscópicas y macroscópicas ya predefinidas por la naturaleza de la roca como se describirá en el siguiente capítulo, tienen una influencia en el comportamiento mecánico de las rocas que conforman el macizo.

Es común que rocas como Liditas en macizos con altos puntajes de RMR, muestren alta resistencia debido al alto contenido de cuarzo, sin embargo, es probable que dicha resistencia no se conserve en el tiempo, debido a las condiciones descritas en el párrafo anterior.

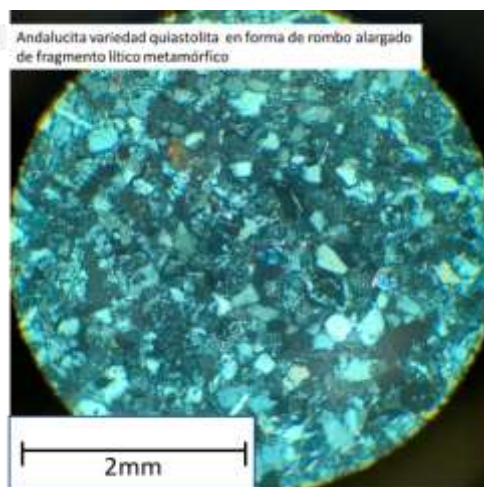


Ilustración 16.6. Mineral de andalucita variedad quiastolita en forma de rombo alargado de un fragmento lítico metamórfico en las lodolitas.

16.2 Estructuras

Se identificaron estructuras en las muestras analizadas que fueron causadas por procesos durante y después de la formación de las rocas en la cuenca de depositación.

En la Ilustración 16.7 se muestran minerales parcialmente orientados en algunas zonas de la sección delgada, particularmente los ferromagnesianos, opacos y la materia orgánica. Esta orientación se da durante el proceso de compactación y acomodación por diferencia de densidad de los minerales y sobre carga lito estática de la formación, además por acomodamiento en el proceso de la diagénesis debido a la presión, temperatura y presencia de lixiviados que servirán como cementante de los agregados rocosos y minerales que componen la muestra. Lo anterior se puede percibir macroscópicamente en la fisibilidad, que no es más que una esquistosidad aparente producto de lo mencionado anteriormente. Cabe resaltar que no se da por un proceso de metamorfismo, ya que este, ocurre a unas presiones y temperaturas más altas que el proceso de diagénesis sedimentaria (los minerales opacos pueden corresponder a magnetita o algún tipo de sulfuros).

En la Ilustración 16.8, se evidencian estructuras de origen tectónico posterior a la formación de la roca, en la que un fracturamiento inicial es llenado con fluidos de calcita o silicatos como el cuarzo, luego cortado, deformado y desplazado por otro patrón de esfuerzos que rompen la roca, y que posteriormente también serán llenados por fluidos de calcita o cuarzo, con los fluidos de lixiviación del propio ambiente de formación y del interior de la corteza donde se conforma la roca. Después de estos procesos, las rocas sufren otro patrón de fracturamiento, y estos espacios serán ocupados por arcillas, materia orgánica y demás componentes en un ambiente frágil y no semi dúctil como los anteriores. Este fenómeno se puede detectar macroscópicamente en el fracturamiento, diaclasado, entre capas de estratos y demás, en una etapa donde las rocas se encuentra aprisionadas y en proceso de levantamiento debido a esfuerzos tectónicos, como lo fue en su momento el istmo de Panamá en el choque de los bloques Chocó y sur América en el cierre de la cuenca “fore-arc” (Gómez Vargas & Duque Trujillo, 2017).

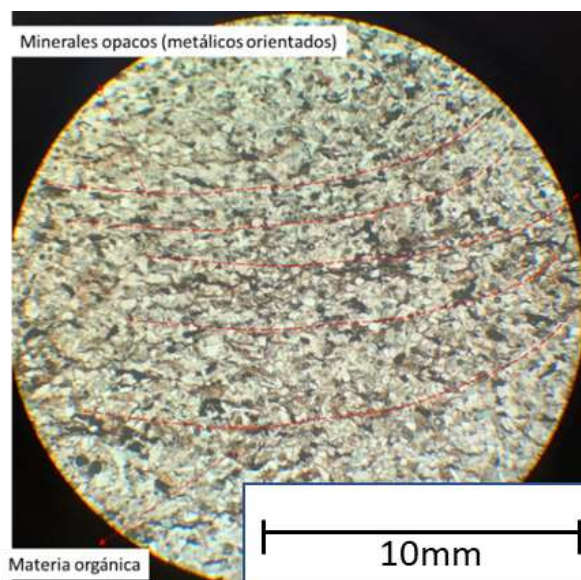


Ilustración 16.7. Lodolita con abundante materia orgánica sin analizador (4x) con minerales metálicos orientados.

Estas irregularidades microscópicas al igual que en el capítulo anterior predefinen superficies de debilidad, por donde el macizo tenderá a romperse cuando es excitado por fuerzas mecánicas como lo es un proceso de excavación de un túnel.

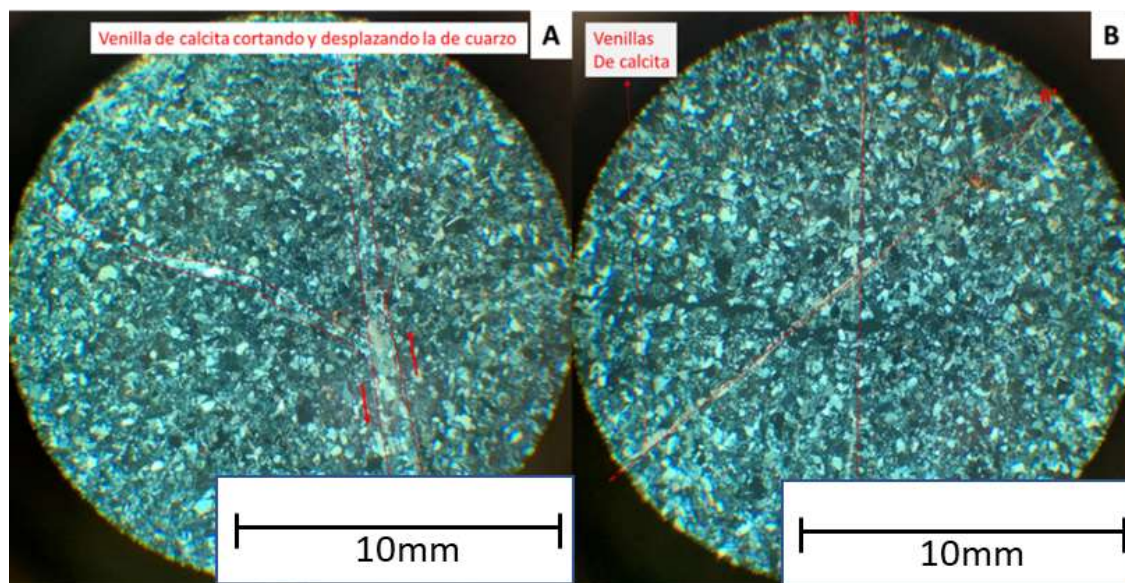


Ilustración 16.8. Vista de lodolitas con analizador (4x). A) Venilla de calcita cortando y desplazando a una de cuarzo. B) Fracturas Riedel (R) Antiriedel (R') rellenas de calcita.

17. CONVERGENCIAS

El análisis de la instrumentación instalada previamente y el monitoreo ejecutado durante el proceso constructivo del túnel GGE fue contemplado en el presente estudio. La instrumentación existente corresponde netamente a convergencias por medio de cinta extensométrica de precisión (CAM, 2022), sin embargo, se tiene contemplado implementar extensómetros en las zonas con desplazamientos en convergencias por encima de lo esperado.

Las medidas de convergencia se hacen para controlar el contorno de la excavación, y esto se hace a través de la medición de la longitud entre pares de puntos para conocer la variación de distancia entre estos, tomando como referencia una medición inicial. Para este fin, es necesaria la instalación de estaciones de monitoreo regular (EMR), conformadas por pernos con dianas instalados directamente en la roca (Ilustración 17.2) (CAM, 2017). Las dianas por convergencias se distribuyen estratégicamente alrededor de la sección con el fin de formar pares de puntos de medición de convergencias así: D1 = 1-2, D2 = 1-3, D3 = 1-4, D4 = 1-5, H1 = 2-3 y H2 = 4-5 (CAM, 2017) (Ilustración 17.1).

La distancia entre pares de puntos se midió utilizando una estación de topografía con precisión de +/- 1 mm, para luego ser comparadas con las lecturas anteriores, obteniendo la diferencia entre convergencias para cada par de puntos (CAM, 2017). Para efectos de presentación de las convergencias, se elaboran gráficas que ilustran las diferencias entre lecturas acumuladas en milímetros vs. tiempo, obteniéndose las tasas o velocidad de deformación de las pendientes de la curva entre lecturas, con las dos últimas lecturas realizadas (CAM, 2017).

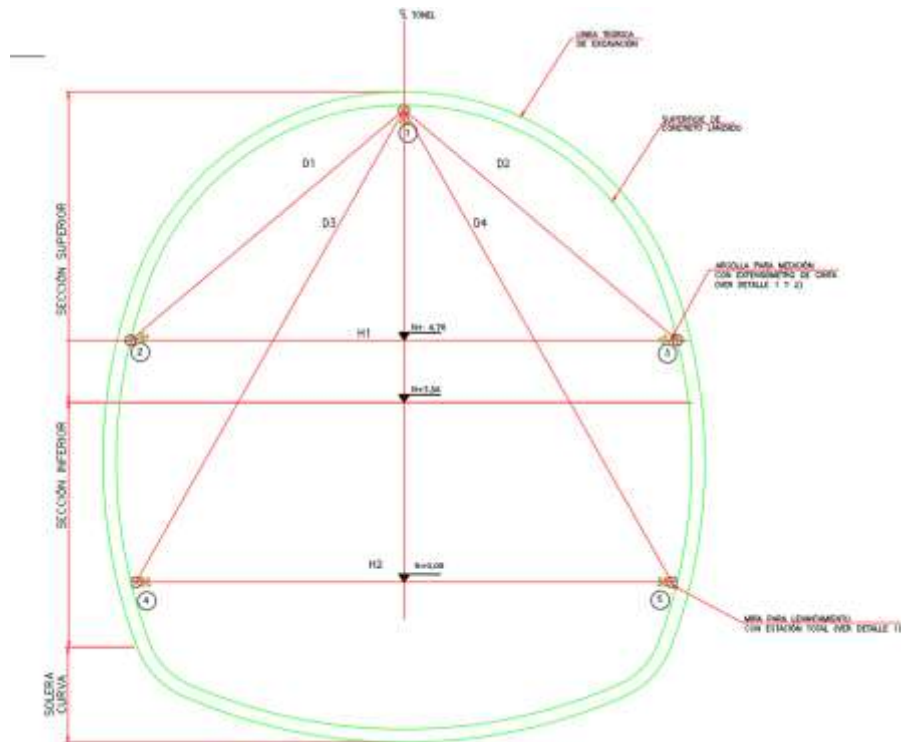


Ilustración 17.1. Esquema de una Estación de Monitoreo Regular. Tomado de: CAM, (2017).



Ilustración 17.2. Diana para medición de convergencias. Tomado de: CAM, (2017).

Los límites de desplazamientos y deformaciones admisibles se relacionan a continuación en la Tabla 17.1, los cuales fueron establecidos por diseño en CAM, (2017) y por el volumen IX del estudio geológico geotécnico en Consorcio Antioquia al Mar, (2017), basados en la simulación admisible por el soporte diseñado de acuerdo con las deformaciones modeladas en estos documentos.

Tabla 17.1. Deformaciones transversales (radiales). Tomado de: CAM, (2017).

TIPO DE TERRENO	DISTANCIA ENTRE ESTACIONES	TASA DE DEFORMACIÓN TRASVERSAL INICIAL ESPERADA	TASA DE DEFORMACIÓN TRASVERSAL MÁXIMA ESPERADA	DEFORMACIÓN TRASVERSALES ESPERADAS	DEFORMACIÓN TRASVERSALES ESPERADAS
	(m)	(mm/Día)	(mm)	(cm) GGE	(Cm) GALERÍA
I	30	<2	50	0-5	0
II	20	<5	150	0-7,5	0-2,5
III	15	<10	200	5-10	0-5
IV	10	<20	350	7,5-12,5	2,5-5
V	5	<30	550	10-15	5-7,5
V*	5	<30	550	12,5-20	5-7,5
SUELO	5	<2	50	10	5

En la Ilustración 17.3, se muestra los umbrales de control predefinidos por diseño, en función de las tablas mencionadas anteriormente, siendo el umbral verde >25% de la deformación esperada, amarillo >50%≤75% y rojo >75% (velocidades por encima de 5mm/día durante 4 días).

UMBRAL DE CONTROL	VERDE	AMARILLO	ROJO
Porcentaje sobre el previsto en el proyecto	> 25% de deformación esperada	> 50% ≤ 75% de deformación esperada	> 75% de deformación esperada
Tasa de deformación en terrenos de empuje		> 10 mm/día (*) < 10 mm/día (**)	> 5 mm/día (***) durante 4 días
<small>* Instalación de pernos radiales adicionales y/o capa adicional de concreto lanzado e= 5 a 10 cm. ** Construcción sobre curva (provisional o definitiva). *** Aviso telefónico y correo electrónico por parte del encargado de la instrumentación, el director de obra e interventoría, Especialista en túneles y a los profesionales que considere pertinente.</small>			

Ilustración 17.3. Umbral de control establecido para el monitoreo por convergencias. Tomado de: Consorcio al mar (CAM), (2022).

17.1 Convergencias del tramo seleccionado (PK 36+080 – PK35+518)

En la fase de excavación, para la medición de los desplazamientos en el macizo rocoso, se estableció el uso de la cinta de convergencias de precisión, para determinar la magnitud de la deformación y su velocidad de movimiento, además de permitir el monitoreo de patologías en el terreno como grietas y deflexión de los elementos de soporte.

El tramo objeto de análisis, está conformado en gran medida por rocas sedimentarias deformables afectadas por el tectonismo y flujos constantes de agua, además de esfuerzos imperante en las secciones de análisis, meteorización de los materiales en zonas puntuales, con sostenimiento tipo V tanto en galería de escape como en tubo principal.

En la Ilustración 17.4 se muestra el compilado de las deformaciones de las estaciones por convergencias T150 a T231A comprendidas entre los PK 30+080 al PK 35+518 medidas en sección de soporte tipo V. Se observó que en este sector, algunas estaciones sobrepasan en un 25%, 50% y 75% la deformación máxima esperada, siendo este último valor el más crítico para la estabilidad del túnel, pues en ocasiones se correlacionó con la pérdida de los elementos estructurales de sostenimiento sobre todo en la bóveda. Este factor influyó en la selección del tramo objeto de análisis, pues este escenario se replica en

otras zonas de las excavaciones, tanto en el túnel principal como en la galería de escape y para un tramo de squeezing que requiere sumo cuidado a la hora de someter el material desconfinado, debido en una primera instancia a los esfuerzos y presiones activas y pasivas que actúan sobre los elementos de soporte instalados.

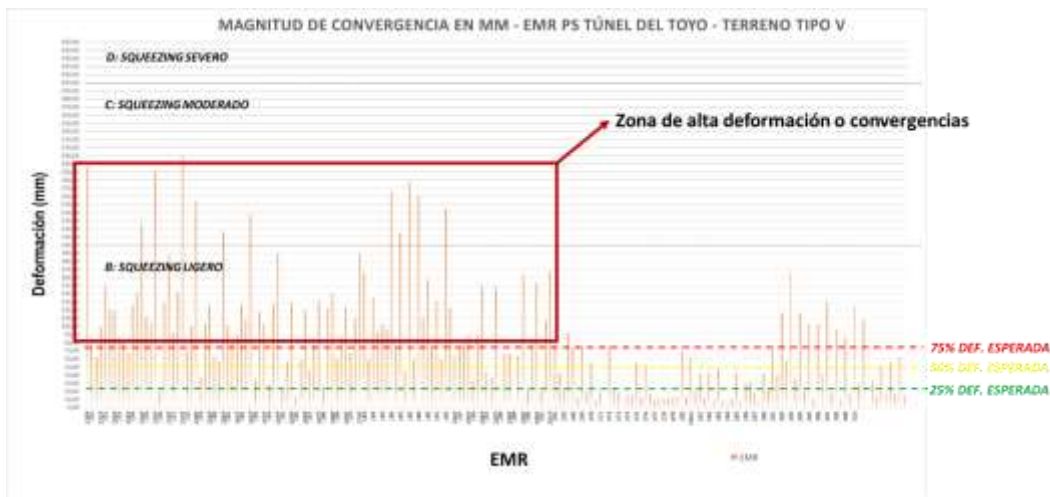


Ilustración 17.4. Zonas de alta deformación en sostenimiento tipo V del tramo objeto de estudio. Tomado y modificado de: CAM, (2022).

En la Ilustración 17.5 se muestra las medidas de la estación TP150 y TP150P en el PK 36+033,75, y exhibe curvas ascendentes a ligeramente ascendentes hasta tornarse de forma asintótica, lo cual demuestra una aparente estabilidad de la sección. Si bien hasta la fecha se ha conservado dicho comportamiento con tendencia a la estabilidad, fue necesario un análisis exhaustivo del problema inicial para aseverar el éxito del sostenimiento instalado y la estabilidad de las excavaciones a largo plazo.



Ilustración 17.5. Estación por convergencias TP 159 PK 36+033,75. Tomado y modificado de: CAM, (2022).



Ilustración 17.6. Estación por convergencias T159P PK 36+033,75. Tomado y modificado de: CAM, (2022).

En la Ilustración 17.7 se presenta el compilado de las deformaciones para cada una de las estaciones por convergencias instaladas en sección IV, mostrando deformaciones por encima del 75% de la máxima esperada en “squeezing” y este comportamiento es similar al observado en los desplazamientos de las estaciones de la sección tipo V en términos de estaciones que han mostrado desplazamiento, pero no necesariamente correlacionable con magnitud, fuerza o presión que ejerce sobre el sostenimiento, ya que es un soporte menos robusto.

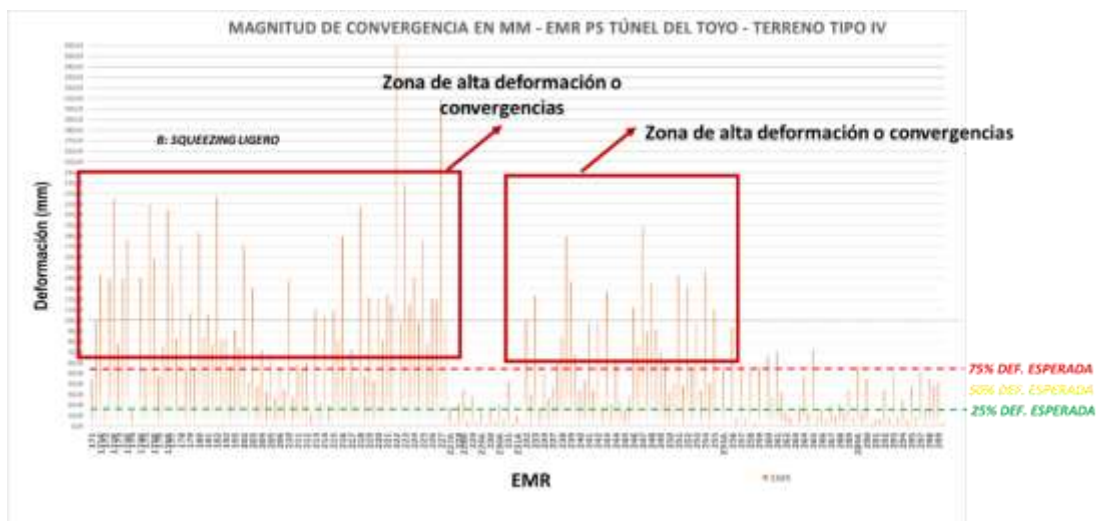


Ilustración 17.7. Zonas de alta deformación en sostenimiento tipo IV del tramo objeto de estudio. Tomado y modificado de: CAM, (2022).

En la Ilustración 17.8 se muestran las medidas de la estación TP227 en el PK35+564, cuyo comportamiento es similar al descrito anteriormente (estación por convergencias TP 159 y T159P PK 36+033,75), dicho comportamiento se replica además en otras estaciones del túnel en sostenimiento tipo IV y V, mostrando curvas ascendentes y una tendencia asintótica en las últimas mediciones realizadas en el tramo objeto de estudio.

Las lecturas tomadas posterior al desconfinamiento del material, lo cual ocurre cuando el frente se encuentra alejado de la estación, mostraron desplazamientos menores debido a que la concentración de esfuerzos va disminuyendo. Esta situación está directamente relacionada con la longitud del pase y el tiempo en el que se instale el sostenimiento primario (capas de concreto lanzado). Es importante resaltar que el agua altera la fábrica de la roca y ejerce una presión adicional en conjunto con esfuerzos tectónicos y el propio peso del macizo rocoso que actúa sobre la excavación a lo largo del tiempo, este fenómeno se presentará incluso cuando la obra entre en operación, y por esta razón es de vital importancia su análisis.

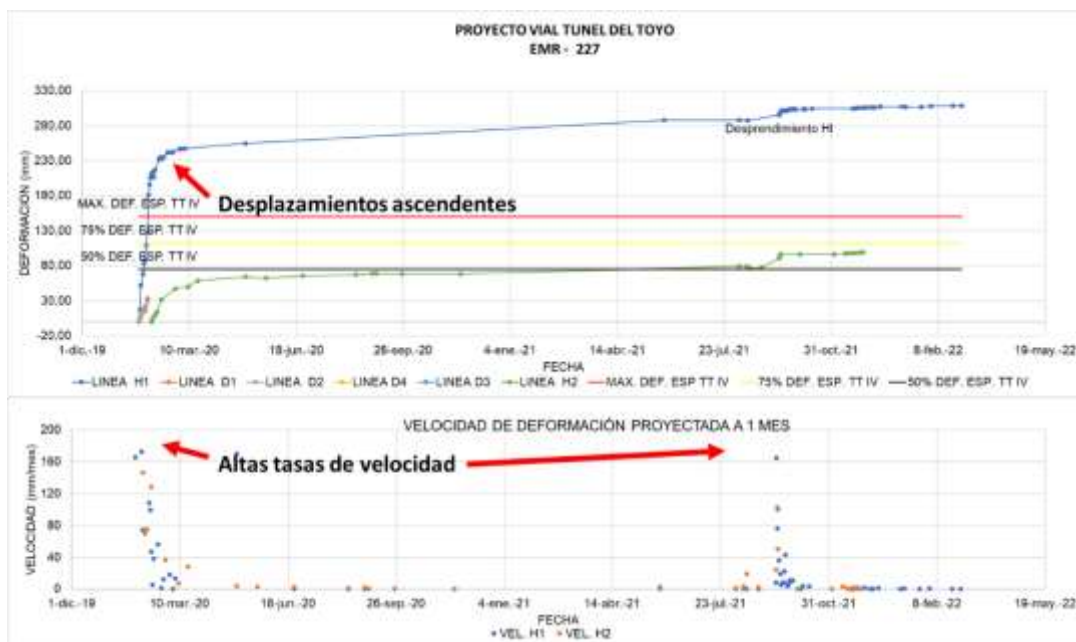


Ilustración 17.8. Estación por convergencias TP 227 PK 35+564. Tomado y modificado de: CAM, (2022).

Los desplazamientos residuales que repercuten directamente en la deformación del macizo aumentan el riesgo de falla en la excavación de acuerdo con las mediciones de las estaciones de convergencias. Esto se evidenció en puntos con aumento de velocidad del movimiento en estadios posteriores a la tendencia asintótica de las curvas generando saltos en la misma. Dicho fenómeno podría estar relacionado con avería en el equipo de medición, operación, o presiones externas en el macizo, tales como fluctuaciones de la tabla de agua que fluye a través de la roca o simplemente debido a que el soporte no ha llegado a su máxima resistencia o no se ha instalado en su totalidad por factores externos.

18. INFILTRACIONES

Para conocer el caudal de infiltración en el macizo rocoso, se realizaron medidas diarias (8:00 am) en tres aforos localizados en el hastial derecho, izquierdo y en la salida del portal y posteriormente las mediciones fueron promediadas (Ilustración 18.1). Durante la medición de aforos de infiltración, se garantizó que la maquinaria cuyo funcionamiento requería agua, no estuviera operando, pues podría alterar las medidas e inducir a errores significativos en el análisis de los datos obtenidos.

Esta actividad viene siendo llevada a cabo previamente por el personal del consorcio, supervisada por el personal de interventoría, siendo registrada en los levantamientos

geomecánicos del frente y si bien dada la naturaleza de la operación puede no ser exacto, es un dato no muy distante de la realidad que permite una aproximación al comportamiento de los flujos de agua en la excavación.



Ilustración 18.1. Aforos de caudales portal salida túnel 17 GGE. A) Aforo al interior del túnel. B) Aforo en la salida del túnel. Tomado de: Consorcio al mar, (2022).

La Ilustración 18.2 muestra el valor del caudal medido que corresponde a las infiltraciones a lo largo de las excavaciones en el portal Cañasgordas, tanto en el túnel principal como en la galería, y se observó que en ambos casos el aumento del mismo es proporcional al avance, situación que es de esperarse ya que a mayor excavación de túnel mayor cantidad de agua emana del macizo.

En el PK 34+500, se presentó un aumento súbito en ambos casos (túnel principal y galería), quizás por recarga del reservorio de agua de la montaña, o debido a las características geomecánicas y litológicas propias del tramo, que favorecen la infiltración en esa zona en particular, esta situación bien puede repercutir o no en el comportamiento del macizo en el tramo de interés posterior a su excavación (líneas amarillas y rojas de la Ilustración 18.2).

El caudal máximo cuando las excavaciones pasaron el tramo de interés, fue de 10 l/s y 5 l/s para el túnel principal y la galería respectivamente, mientras que el caudal acumulado a la fecha (1 de abril del 2022) es de aproximadamente 37 l/s y 79 l/s para el túnel principal y la galería respectivamente. Tiene sentido que dicho caudal sea mucho mayor en la galería, debido a que la excavación lleva un mayor avance que el túnel principal, comportándose como una zona de baja presión donde el agua tiende a fluir (similar al trabajo de un dren a gran escala), adicional a la recarga, flujo y retención de agua que pueda tener el macizo a lo largo del tiempo por incidencia climática.

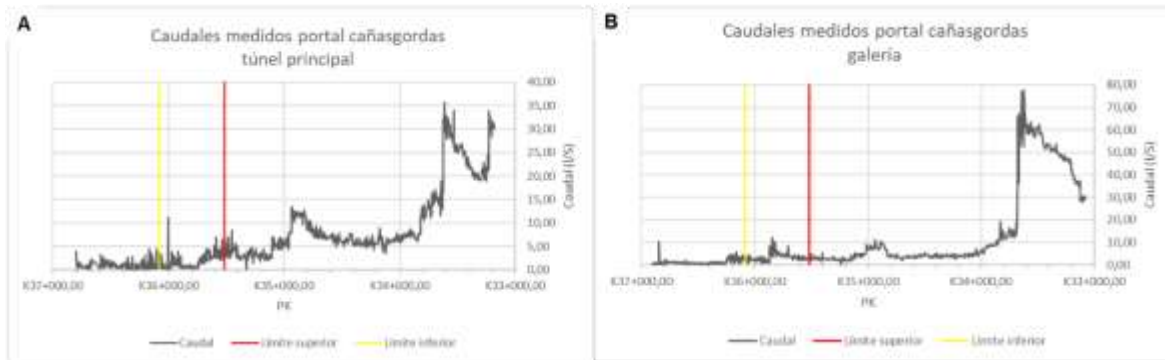


Ilustración 18.2. Caudales medidos a lo largo de las excavaciones en el portal Cañasgordas. A) Túnel principal. B) Galería. Tomado y modificado de: Consorcio al mar, (2022).

Conocer el caudal de infiltración y el recorrido del agua en la excavación es de suma importancia, debido a que conlleva a correlacionar posteriormente la incidencia o no en el comportamiento de las rocas objeto de análisis. El agua siempre tratará de converger a las zonas de bajas presiones como es el caso de un túnel o excavación subterránea, debido a que en estado confinado el macizo puede no estar sumergido o en contacto con el agua, así mismo, este comportamiento puede darse después del avance de los trabajos, sometiendo las rocas a unas condiciones diferentes a las previstas, pudiendo afectar su comportamiento o su fábrica de acuerdo al armado mineralógico de las mismas.

18.1 Precipitaciones

Las precipitaciones en la zona de estudio tanto para el municipio de Giraldo como el de Cañasgordas (Ilustración 18.3 e Ilustración 18.4), muestran un comportamiento bimodal de verano relativo e invierno, en dos épocas distintas del año con picos en los meses de abril-mayo, octubre y noviembre. Las precipitaciones mensuales promedio máximas son de 500 mm y en particular, la zona posee muy pocos días secos durante todo el año, con un máximo de 5 días en época de verano, permitiendo que las infiltraciones y recargas de los acuíferos sea más o menos constante durante todo el año.

Los flujos constantes de agua en el macizo rocoso que migran a través de las fracturas permiten que estas se lubriquen, se alteren y se expandan por la presión que ejerce el fluido en ellas, empobreciendo la calidad de los materiales, alterando la fábrica, y disminuyendo la resistencia de la roca en algunos casos. Situación que es más imperante en una excavación que favorece el flujo por el medio.

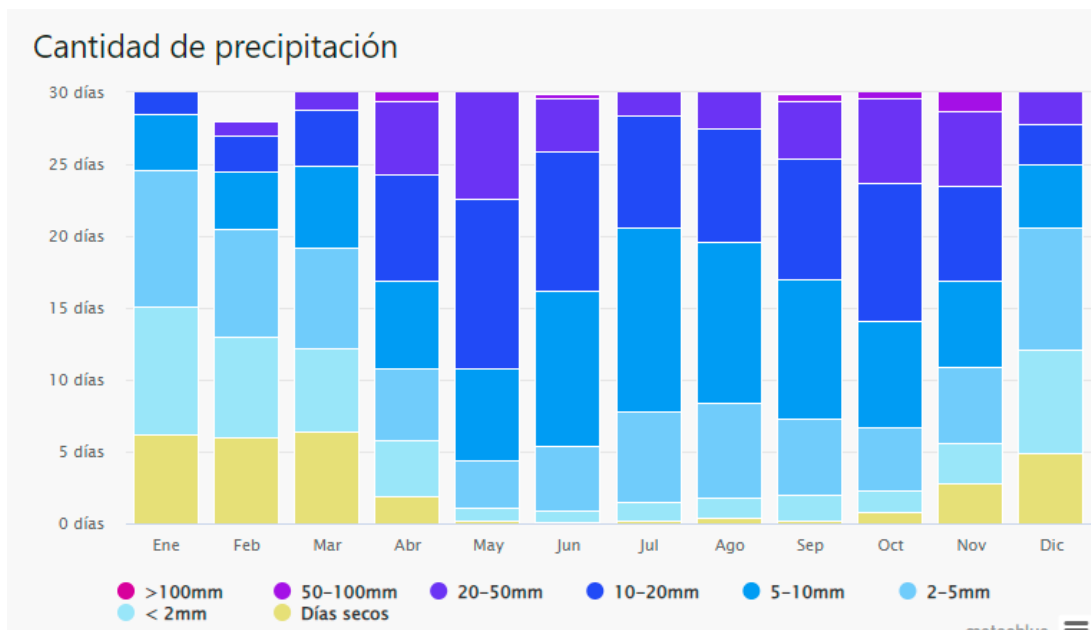


Ilustración 18.3. Cantidad de precipitación del municipio de Cañasgordas en el año 2021. Tomado de: Meteoblue, (2022).

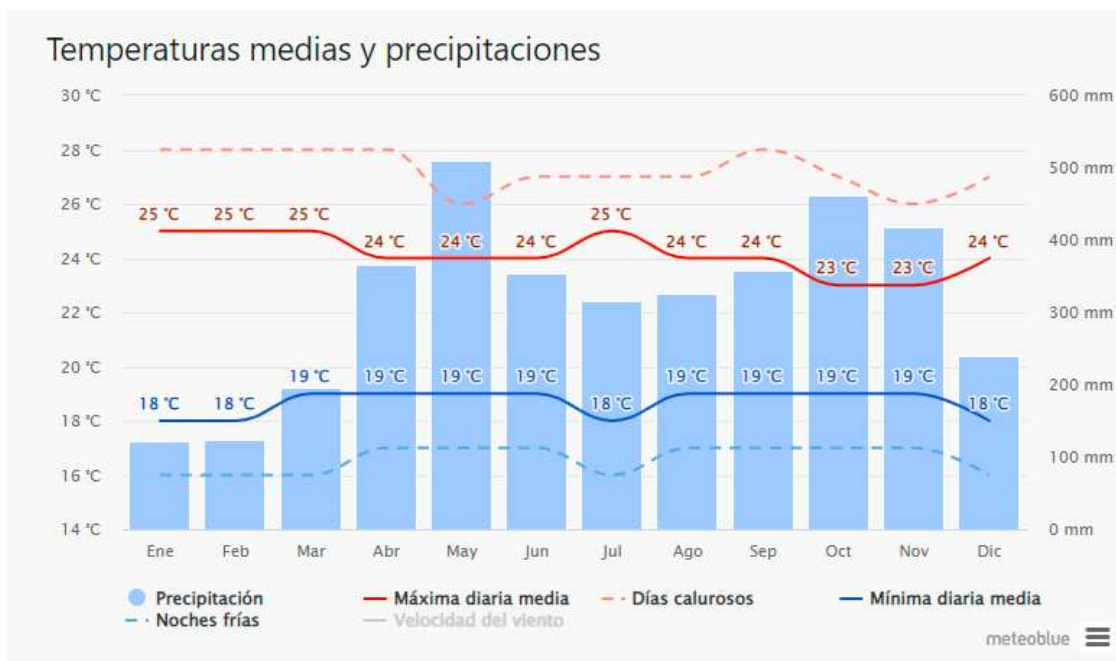


Ilustración 18.4. Temperaturas y precipitaciones mensuales promedio para el municipio de Cañasgordas en el 2021. Tomado de: Meteoblue, (2022).

18.2 Infiltraciones de los frentes de excavación

En la Ilustración 18.5 se muestra el estado de agua de los frentes después de ser excavados, de acuerdo con la información colectada en los levantamientos geomecánicos. Se identificó que en la galería dado que tiene la mayor longitud de avance excavado, controla inicialmente el recorrido del agua en el macizo, exhibiendo sectores con flujos,

goteos y humedades a diferencia del túnel principal, donde se identificó mayoritariamente humedades.

En general las excavaciones no presentaron al momento del avance, flujos con presiones o goteos en el tramo objeto de análisis, esto se evidenciaron de manera posterior, cuando el agua llega finalmente a las zonas de bajas presiones generada por el túnel mismo. Esta cantidad dependerá de la velocidad de recarga y de la hidrogeología del macizo rocoso.

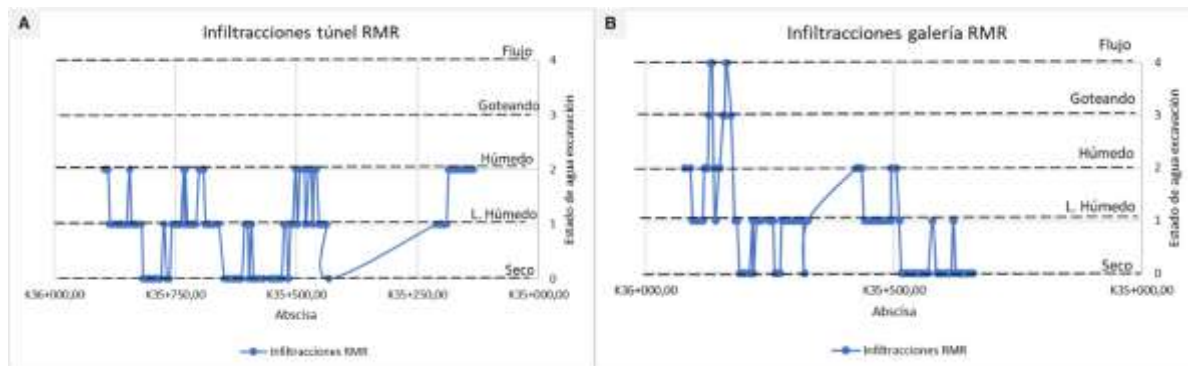


Ilustración 18.5. Infiltraciones en los frentes de excavación consignadas en los RMR (portal salida). A) Túnel principal. B) Galería de emergencia.

De acuerdo con lo anterior, las rocas afectadas por la acción de la excavación, generalmente en una primera etapa se encontraban en un estado seco o ligeramente húmedo en estado de confinamiento, pasando a húmedas o parcialmente sumergidas por las infiltraciones en un tiempo posterior a la excavación cuando ya se ha instalado el soporte; dicha situación resulta en un empuje hidrostático adicional y en la alteración de la fábrica de la roca, reflejado en las convergencias, con unas altas deformaciones y desplazamientos iniciales.

En el caso de la galería, que por lo general lleva un avance superior al tubo principal como se mencionó anteriormente, de forma ocasional y por exceso de los flujos e infiltraciones, presenta inundaciones en los frentes de trabajo (Ilustración 18.6), dando pie a que los flujos de agua en el macizo sean constantes y con variaciones que dependen de la recarga del mismo, además de los afluentes y nacimientos que escurren en superficie. Si bien esta condición es manejada en obra para dar continuidad con el proceso constructivo, luego del avance los flujos de agua tienden a surgir hacia las bajas presiones, generalizando los goteos a través de las juntas y las rocas mismas, lubricándolas y en casos extremos sumergiéndolas por la abundante cantidad de agua que pasa por ellas. Esto conlleva finalmente a que el agua ejerza una presión hidrostática adicional al soporte y a su vez en casos puntuales altere la fábrica de las rocas, por la presencia de algunos minerales susceptibles al cambio volumétrico, o por la alteración o modifican de minerales cuando están en contacto constante con el agua. Situación que también se describió en el problema de este trabajo como uno de los factores a tener en cuenta en el análisis de las deformaciones.



Ilustración 18.6. Infiltraciones constantes desde los frentes de excavación que inunda en ocasiones el frente de avance. Tomado y modificado de: (INTEGRAL S.A, 2022).

19. MARCO TEÓRICO DEL CONFINAMIENTO POR CONVERGENCIA

El exceso de convergencias en túneles producto de las deformaciones excesivas del material es usualmente visto en materiales estratificados, o rocas con diferentes grados de meteorización o en materiales en condiciones excesivas de presiones, aguas o esfuerzos tectónicos (en función del tipo de fábrica de la roca). Esta situación puede ser especificada por medio del análisis confinamiento convergencia en un modelo computacional.

En análisis de convergencia-confinamiento puede ser ejecutado mediante soluciones analíticas o con modelos numéricos de deformación, con el fin de relacionar las deformaciones en las paredes de los túneles por etapas, según sea su fase de excavación que debe tener en cuenta el radio plástico de la excavación que varían en función de la calidad y/o competencia del macizo rocoso, lo anterior requiriendo un perfil de desplazamiento longitudinal (LDP), en función del sostenimiento aplicado (Ilustración 19.1) (Vlachopoulos & Diederichs, 2009).

Para tal cometido, se debe emplear una solución analítica de los radios de plasticidad en una excavación subterránea, a partir de un campo de tensiones isotrópicas se replica una presión interna hasta que esta se relaje y sea igual a cero, el grado de presión y deformación se calcula para cada etapa del proceso (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000). En definitiva, el resultado es una relación entre las presiones y las deformaciones internas del túnel dada la resistencia, la dilatación, deformabilidad y el estado tensional del medio; en una representación que disminuye gradualmente respecto a la distancia del frente de excavación, situación que no es del todo interrumpida cuando el sostenimiento es instalado en su totalidad o por etapas, ya que el medio en cierto punto continua su deformación luego del desconfinamiento producido por la excavación del material, es así, que la función del soporte es detener o prevenir la rotura del material cuando esté en un estado de plastificación deformable antes de la línea de rotura (Vlachopoulos & Diederichs, 2009).

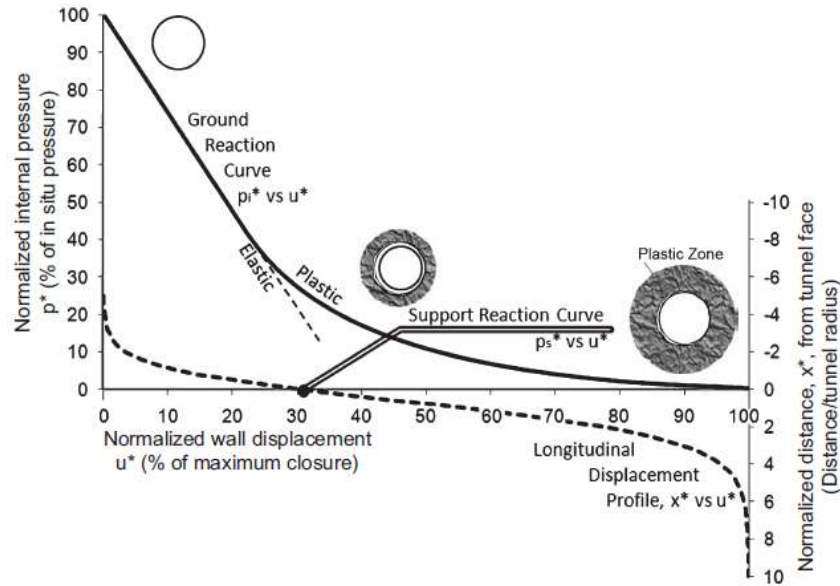


Ilustración 19.1. Reacción del material, y perfil de desplazamiento longitudinal normalizado con curva de reacción de soporte en el eje del túnel. Tomado de: Vlachopoulos & Diederichs, (2009).

El desarrollo del radio de deformación de la zona plástica (Ilustración 19.2) en función del desplazamiento longitudinal, no debe exceder el diámetro de la sección del túnel, para poder dejar una zona flexible considerable sin interacción con la excavación (Vlachopoulos & Diederichs, 2009). En cambio, la zona plástica en la sección longitudinal del túnel presenta una forma de bala siempre y cuando la zona de la cara del túnel no interactúe con la zona de rendimiento de desarrollo alrededor de las paredes del túnel (Ilustración 19.2). Por tal motivo, no se debe esperar que un solo perfil de desplazamiento longitudinal sea suficiente para dadas condiciones específicas, ya que no tiene en cuenta la fluencia por el aumento del desplazamiento total, sobre la forma del perfil de desplazamiento (Vlachopoulos & Diederichs, 2009). El índice más lógico para relacionar la función del perfil de desplazamiento longitudinal es el radio de la zona plástica normalizada " $R=R_p/RT$ " (Vlachopoulos & Diederichs, 2009).

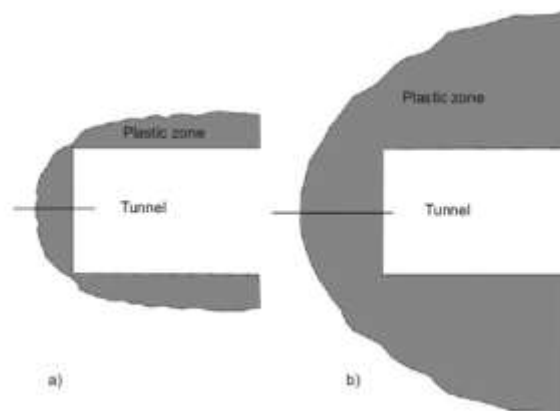


Ilustración 19.2. a) Zona plástica simétrica no excedida por el efecto de la excavación. b) Zona plástica con más del doble de la simetría permitida (2 veces el radio) por el efecto de la excavación. Tomado de: Vlachopoulos & Diederichs, (2009).

La metodología del método confinamiento convergencia es un procedimiento a través de las cargas que sufre una excavación, en función de su desconfinamiento cuando es afectado por el avance en cuestión, con esta información se estima el tipo de soporte a emplear de acuerdo con los radios plásticos y sus deformaciones máximas permisibles por el material en todas las caras de un túnel circular con radio "R" (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000). Las cargas deben ser distribuidas en toda la sección y asumidas por el macizo que dependiendo de sus características será apoyada por un tipo de sostenimiento (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000).

Para fines prácticos, el problema es ilustrado en la Ilustración 19.3 para un túnel cilíndrico con radio "R", asumiendo de forma inicial que el material es constante a lo largo del cilindro, al igual que sus presiones en las cuales es sometida dicha abertura al interior de un macizo rocoso (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000). El objetivo del método es determinar la carga que el macizo le transmite a un proceso instalado, y determinar la distancia de autosoporte del mismo sin sostenimiento, con soporte parcialmente instalado y con fortificación final (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000). Es así, que el radio "R" indica la sección teórica del túnel y el radio " R_p " la zona de falla o límite elástico plástico del material (Ilustración 19.3), representado por una región en particular, de una forma simplificada del problema en dos dimensiones, en donde la presión " P_i " representa la reacción del soporte a manera de contra fuerza, el cual puede presentar también pequeños movimientos y deformación en conjunto con el material según sea el caso (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000). En definitiva, la misión de la metodología empleada es ilustrar la secuencia de reacción en función de las deformaciones del material para cada etapa o fase de excavación, en función de una longitud L de avance con instalación de soporte (descrita para casos complejos por modelos numéricos de elementos finitos FEM). (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000), (Vlachopoulos & Diederichs, 2009).

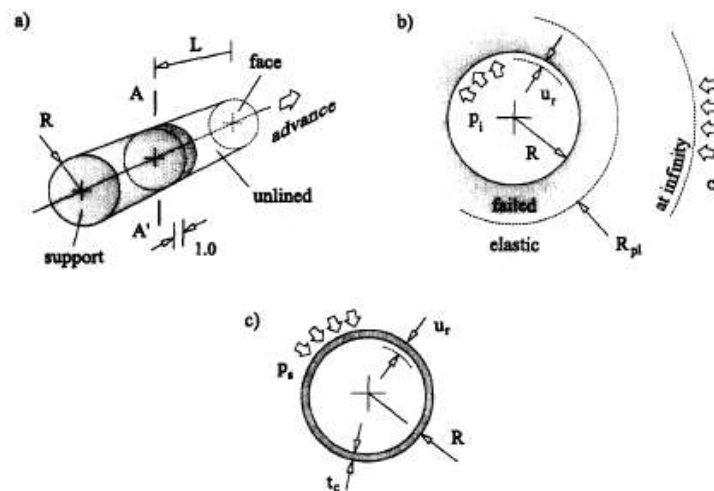


Ilustración 19.3. a) túnel cilíndrico con radio R a través de un macizo rocoso. b) Sección transversal a través de un macizo rocoso. c) Sección transversal de la sección con soporte instalado. Tomado de Carranza Torrez & Fairhurst, (2000).

En la Ilustración 19.4 se muestran las curvas características para cada tipo de soporte con su presión interna " P_i " esperada o admisible en función del desplazamiento permitido en las paredes de un túnel de radio "R", el cual depende de la cantidad, espesor, y especificaciones de los elementos (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000). Esta curva teórica característica para sistemas fortificados será interceptada en las curvas LDP anteriormente

descritas con el fin de conservar la excavación evitando que el macizo llegue a su límite de falla. Se debe tener en cuenta que la función de los pernos o bulones si bien es transmitir esfuerzos a una profundidad que debe ser 2 veces el radio plástico, su función esencial es sujetar de cierta manera los bloques, lisos o techos planos y cuñas de la excavación; este análisis se realiza con una metodología que parte del peso unitario, tipo, cinemática, orientación y rumbo de las discontinuidades en función de la dirección de excavación (Vlachopoulos & Diederichs, 2009).

Los elementos de sostenimiento para un túnel en excavación convencional son concreto lanzado, pernos o bulones, marcos o cerchas metálicas tipo “I” o “Th”, y enfilajes o paraguas de micropilotes, o pernos calafateados los cuales pueden ser usados en diversas combinaciones según el requerimiento de diseño y de obra; este conjunto de soportes con sus especificaciones es descrita a continuación (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000).

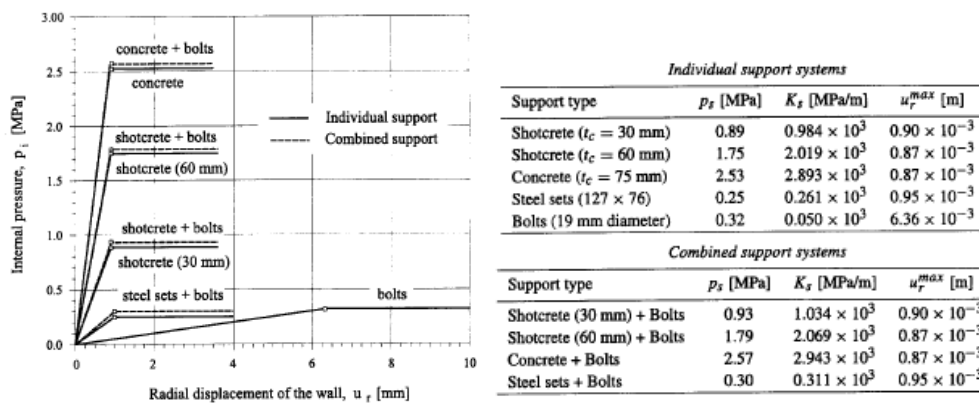


Ilustración 19.4. Curvas características para varios tipos de sistemas de soportes aplicados a un túnel de radio R. Tomado de: Carranza Torrez & Fairhurst, (2000).

En aras de determinar el tiempo apropiado para instalar el sostenimiento cuando se optimiza la ejecución según las especificaciones de la capacidad de desplazamiento en una etapa de diseño, estableciendo un perfil de desplazamiento longitudinal de la sección a excavar discretizada por etapas, se emplean análisis numéricos en modelos de elementos finitos (Carranza Torrez & Fairhurst, 2000) (Vlachopoulos & Diederichs, 2009).

Una porción del máximo desplazamiento radial en la capa de túnel tomaran lugar una vez se especifique la porción de avance a emplear, este movimiento comenzara a una distancia antes de que la excavación llegue a ese punto y una vez lo sobrepase; este fenómeno es descrito por el perfil longitudinal del túnel “LDP” (Vlachopoulos & Diederichs, 2009). Este cálculo debe ser realizado en un modelo calibrado por etapas teniendo en cuenta las capas que se relajan una vez se desconfinan por acción del avance, generando una reacción en cadena, por lo que el uso del desplazamiento convergencia para determinar en qué punto, cuantas etapas, y que cantidad de soporte se debe emplear en la excavación subterránea (Vlachopoulos & Diederichs, 2009). Adicional a eso, los modelos de elementos finitos pueden comparar “LDP” de zonas plásticas con diferentes presiones isotrópicas y resistencia a la compresión simple del macizo rocoso (Ilustración 19.5), por lo que es una alternativa plausible para incorporar datos de diseño, construcción y operación del comportamiento e interacción macizo sostenimiento, en conjunto con los datos de monitoreo que se puedan adquirir para cuantificar la cantidad de desplazamiento y la funcionalidad del fortificado instalado (AGS, 2014).

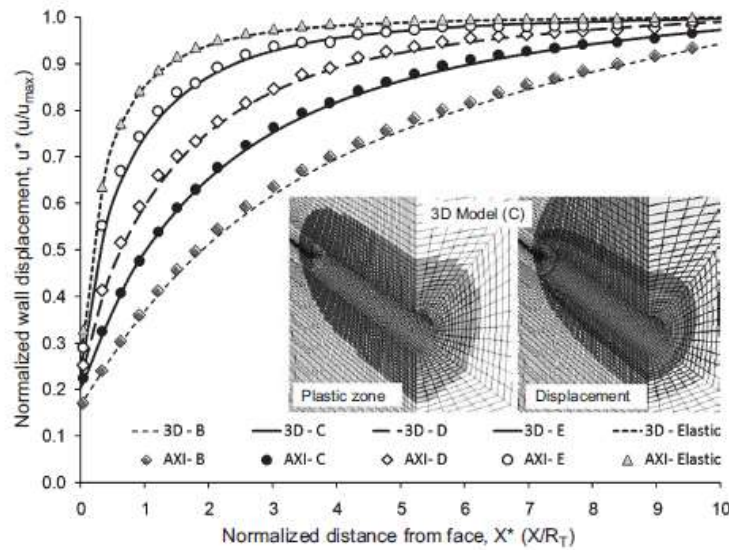


Ilustración 19.5. Comparación LDP de zonas plásticas usando elementos finitos con diferentes presiones isotrópicas y resistencia a la compresión simple del macizo rocoso. Tomado de: Vlachopoulos & Diederichs, (2009).

El comportamiento de deformación de un túnel contemplado en una etapa inicial de diseño en el que se emplea un sostenimiento de acuerdo con los esfuerzos y material esperado que produzca este fenómeno, en ocasiones sufre deficiencias por particularidades que se encuentran durante las excavaciones, como la presencia de un estado tensional en el rango elasto-plástico debido a procesos tectónicos reflejados en el material, lo que empiezan a causar sobre excavaciones y rotura del soporte instalado debido a empujes asimétricos sobre el mismo, que generan convergencias excesivas, que puede llegar a la rotura del material y colapso de la excavación debido a un proceso de inestabilidad progresiva, situación que se observó en un túnel ferroviario en construcción en Italia, que comunicada las ciudades de Génova y Ventimiglia dando a lugar un colapso de la cavidad (Lunardi, 2004) (Ilustración 19.6).



Ilustración 19.6. Túnel de Stefano (Italia, línea de ferrocarril Génova - Ventimiglia: calizomargosa tectonizada y laminada, cobertura: 150 m, diámetro 12 m). Colapso de la cavidad. Tomado de: Lunardi, (2004).

20. GEOTECNIA

Considerando las particularidades del macizo descritas en los apartados anteriores, se establecieron nuevas propiedades de los materiales, teniendo en cuenta los ensayos de laboratorio ejecutados y los límites de terreno indicados en los diseños de acuerdo con el puntaje de RMR establecido por Bieniawski Z. T., (1989).

Así, fueron definidos distintos casos de análisis en los que se establecen las propiedades para los dos grupos de rocas principales en el tramo objeto de análisis (Lodolitas y liditas que se presentan a manera de secuencias rítmica repetitiva con mantos de poco espesor), y se tiene en cuenta además el rango de RMR y la afectación de voladuras, este último debido a que esta actividad produce un fracturamiento adicional propia de la misma.

La relación de esfuerzos fue dada para coberturas de hasta 300 m, y se establece los tipos de sostenimientos que se instalaron en el tramo, donde se realiza el análisis de las deformaciones y presentaron en su momento inconvenientes.

20.1 Lidita tipo III RMR 41-60

Para liditas moderadamente fracturadas en terrenos tipo III, se obtuvo de acuerdo con el modelo Hoek & Brown una relación de esfuerzos principales de hasta 16 MPa y 4 MPa para los esfuerzos menores para $D=0,7$ y una relación de esfuerzos al corte de hasta 6 MPa y 7 MPa para esfuerzo normal (Ilustración 20.1).

La zona que no tendrá afectación por voladura más allá del contorno, mostró una relación de esfuerzos σ_1 de hasta 25 MPa, y σ_3 de hasta 4 MPa y una relación de esfuerzo al corte vs esfuerzo normal de hasta 9 MPa y 8 MPa respectivamente.

Los resultados obtenidos para el terreno tipo III (Ilustración 20.1-20.2), definen un comportamiento asociado a un área afectada por la energía liberada producto del proceso de avance con voladura en el que se determinó un factor de alteración $D=0.7$ y un área sin afectación más alejada de la sección excavada al interior del macizo, donde no repercute el proceso de avance con voladura representada con $D=0$

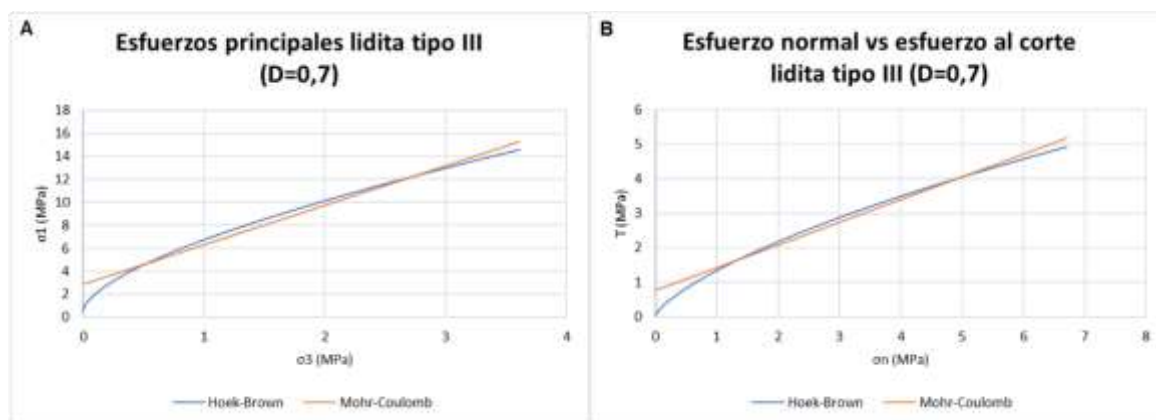


Ilustración 20.1. Lidita tipo III A) Esfuerzos principales $D=0,7$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,7$.

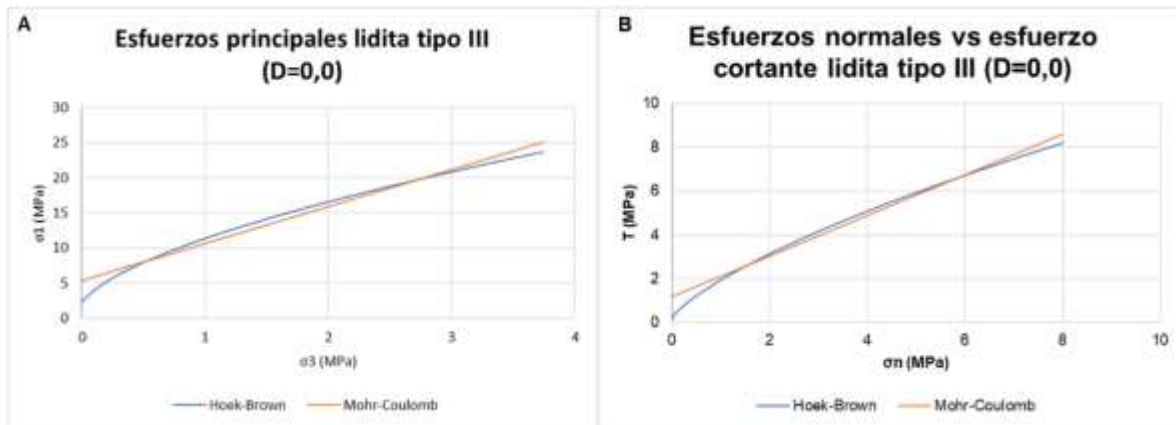


Ilustración 20.2. Lidita tipo III A) Esfuerzos principales $D=0,0$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,0$.

20.2 Lidita tipo IV RMR 21-40

Las liditas intensamente fracturadas y algo alteradas en terrenos tipo IV, donde se esperan avances combinados, tanto mecánicos como por perforación y voladura, de acuerdo con el modelo Hoek & Brown, mostraron una relación de esfuerzos principales de hasta 14 MPa y 3,5 MPa para los esfuerzos menores tomando $D=0,3$ y una relación de esfuerzos al corte de hasta 5 MPa y 6 MPa para esfuerzo normal.

Para el caso de la zona que no tendrá afectación por voladura más allá del contorno, se obtuvo una relación de esfuerzos σ_1 de hasta 17 MPa y σ_3 de hasta 3,8 MPa. La relación de esfuerzo al corte vs esfuerzo normal fue de hasta 6 MPa y 7 MPa respectivamente.

En las ilustraciones 20.3-20.4 se define entonces un comportamiento asociado a un área afectada por la energía liberada debido al proceso de avance con voladura en el que se determinó un factor de alteración $D=0,3$ y un área sin afectación más alejada de la sección excavada al interior del macizo donde no repercute el proceso de avance con voladura representada con $D=0$.

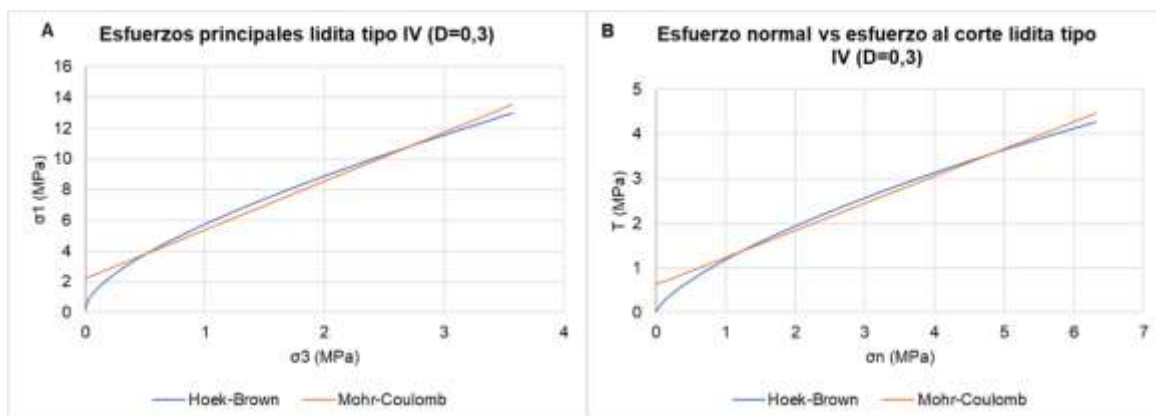


Ilustración 20.3. Lidita tipo IV A) Esfuerzos principales $D=0,3$. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte $D=0,3$.

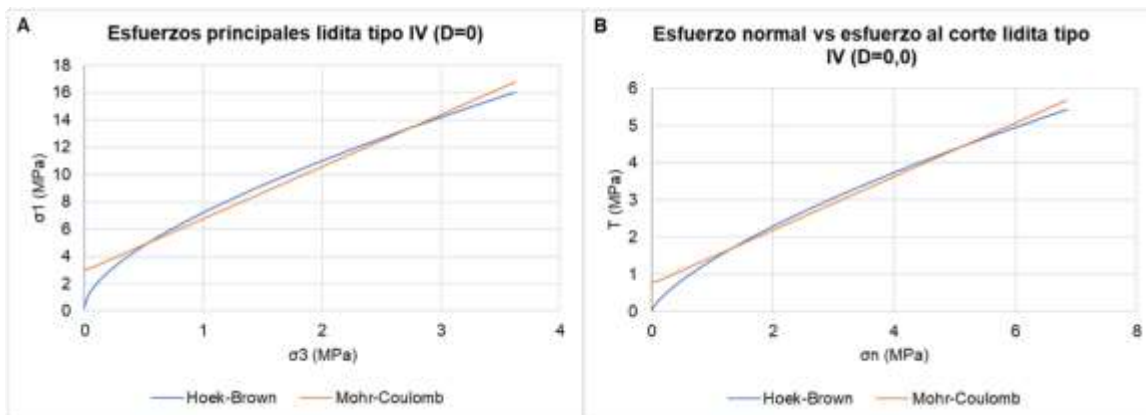


Ilustración 20.4. Lidita tipo IV A) Esfuerzos principales D=0,0. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte D=0,0.

20.3 Lidita tipo V RMR ≤ 20

En el caso de liditas intensamente fracturadas y alteradas en terrenos tipo V, donde se esperan avances mecánicos; de acuerdo con el modelo Hoek & Brown se obtuvo una relación de esfuerzos principales de hasta 12 MPa y 3,5 MPa para los esfuerzos menores para D=0,0 y una relación de esfuerzos al corte de hasta 4 MPa y 6 MPa para esfuerzo normal.

Las ilustraciones 20.5 A-B, definen para el terreno tipo V un comportamiento asociado a un área afectada por la energía liberada por el procedo de avance con voladura en el que se determinó un factor de alteración D=0.3 y un área sin afectación más alejada de la sección excava al interior del macizo donde no repercute el proceso de avance con voladura representada con D=0.

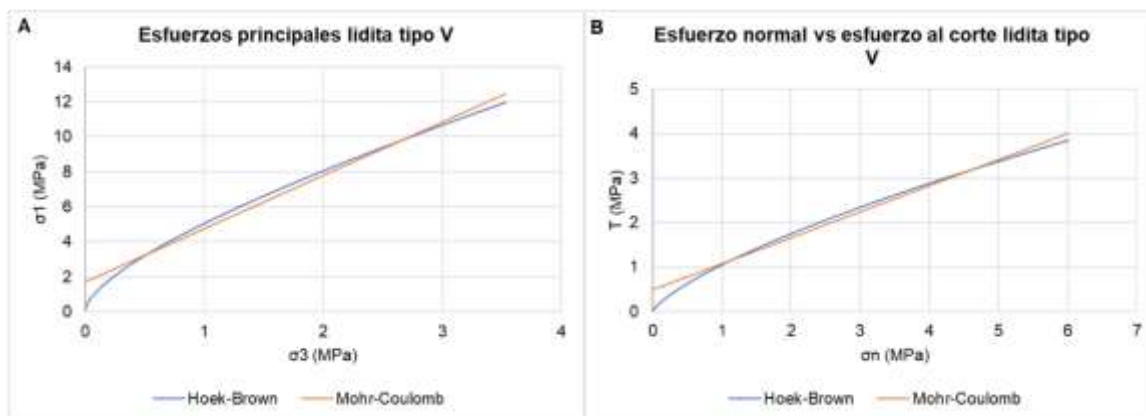


Ilustración 20.5. Lidita tipo V A) Esfuerzos principales D=0,0. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte D=0,0.

20.4 Lodolita tipo III RMR 41-60

Para las lodolitas algo fracturadas en terrenos tipo III donde se esperan avances con perforación y voladura; se obtuvo para el modelo Hoek & Brown una relación de esfuerzos principales de hasta 7 MPa y 3,5 MPa para los esfuerzos menores para D=0,3 y una relación de esfuerzos al corte de hasta 2 MPa y 5 MPa para esfuerzo normal (Ilustración 20.6).

Para el caso de la zona que no tendrá afectación por voladura más allá del contorno, se obtuvo una relación de esfuerzos σ_1 de hasta 10 MPa, y σ_3 de hasta 3,5 MPa y una relación

de esfuerzo al corte vs esfuerzo normal de hasta 3,5 MPa y 5,5 MPa respectivamente. Lo anterior para muestras más frágiles y de menos competencia que las liditas.

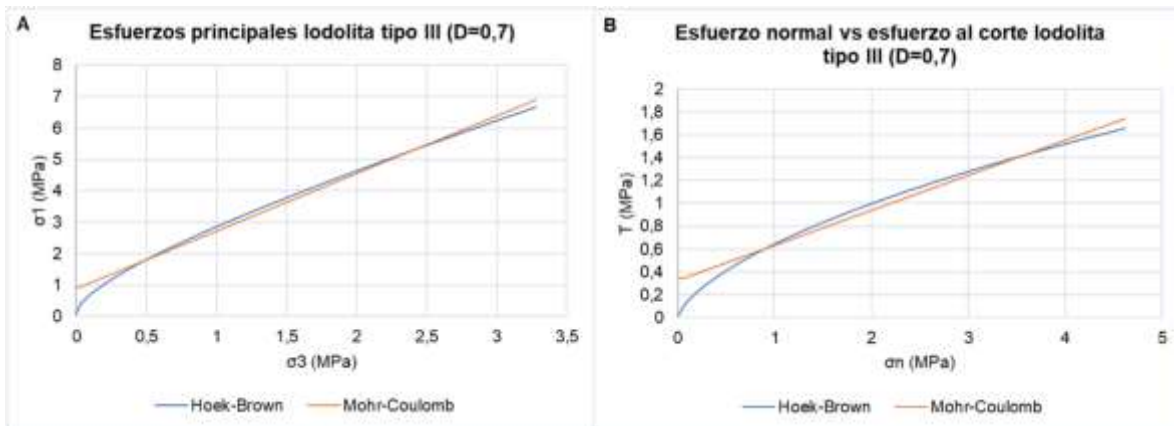


Ilustración 20.6. Lodolita tipo III A) Esfuerzos principales D=0,7. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte D=0,7.

Las ilustraciones 20.7 A-B, definen para el terreno tipo III un comportamiento asociado a un área afectada por la energía liberada por el proceso de avance con voladura en el que se determinó un factor de alteración $D=0,3$ y un área sin afectación más alejada de la sección excavada al interior del macizo donde no repercute el proceso de avance con voladura representada con $D=0$.

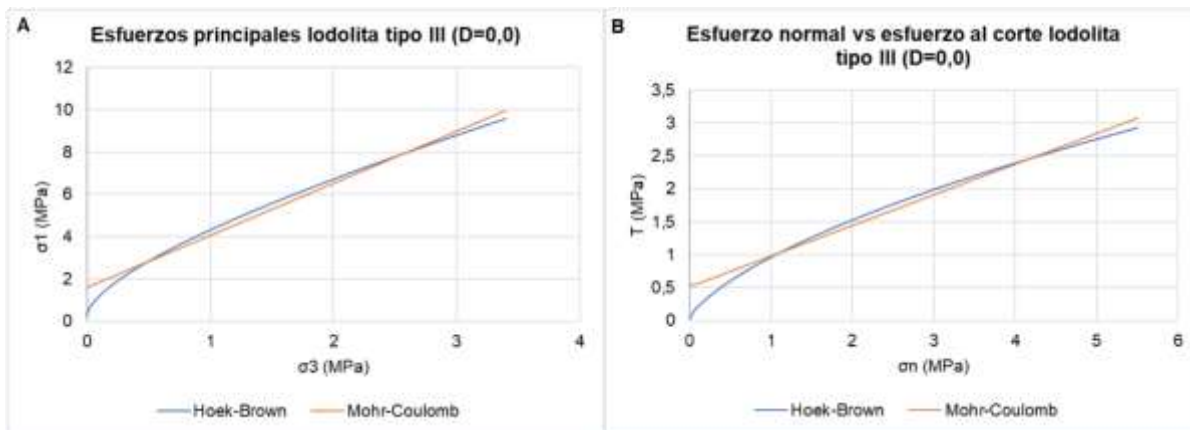


Ilustración 20.7. Lodolita tipo III A) Esfuerzos principales D=0,0. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte D=0,0.

20.5 Lodolita tipo IV RMR 21-40

En lodolitas intensamente fracturadas y algo alteradas en terrenos tipo IV, donde se esperan avances combinados tanto mecánicos como por perforación y voladura; se obtuvo para el modelo Hoek & Brown una relación de esfuerzos principales de hasta 7 MPa y 3,5 MPa para los esfuerzos menores para $D=0,3$ y una relación de esfuerzos al corte de hasta 1,6 MPa y 5 MPa para esfuerzo normal.

Para el caso de la zona que no tendrá afectación por voladura más allá del contorno, se obtuvo una relación de esfuerzos σ_1 de hasta 8 MPa y σ_3 de hasta 3,5 MPa. La relación de esfuerzo al corte vs esfuerzo normal fue de hasta 2 MPa y 5 MPa respectivamente (Ilustración 20.8).

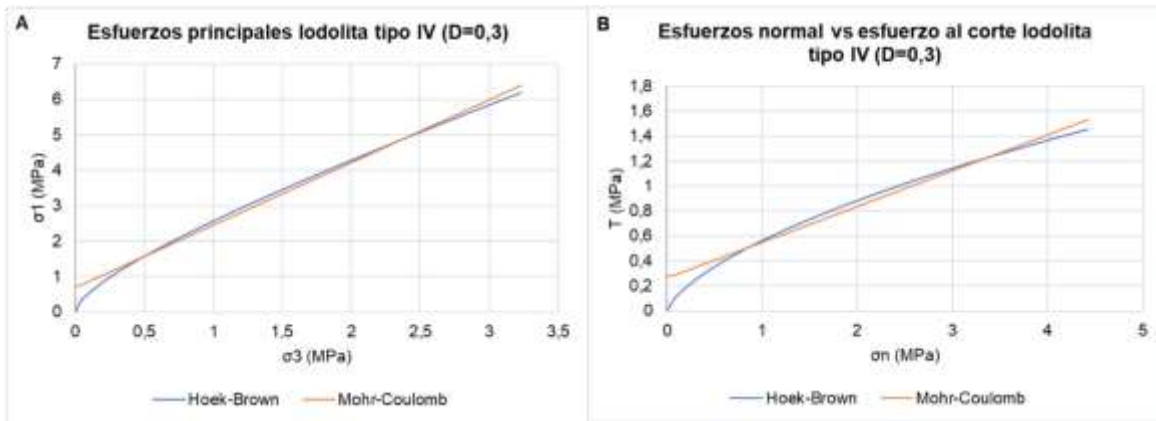


Ilustración 20.8. Lodolita tipo IV A) Esfuerzos principales D=0,3. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte D=0,3.

Las ilustraciones 20.9 A-B, presentadas para el terreno tipo IV definen un comportamiento asociado a un área afectada por la energía liberada por el proceso de avance con voladura en el que se determinó un factor de alteración $D=0,3$ y un área sin afectación más alejada de la sección excavada al interior del macizo donde no repercute el proceso de avance con voladura representada con $D=0$.

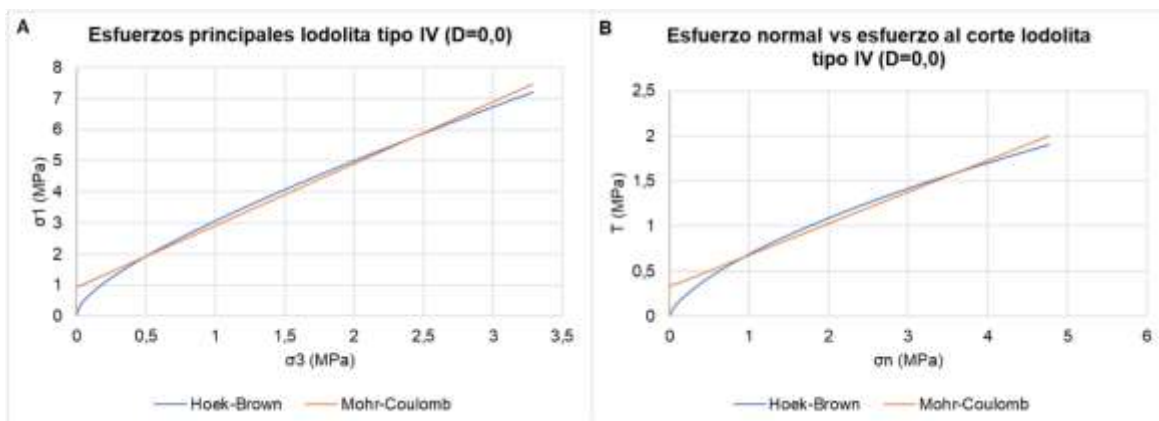


Ilustración 20.9. Lodolita tipo IV A) Esfuerzos principales D=0,0. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte D=0,0.

20.6 Lodolita tipo V $RMR \leq 20$

Para lodolitas intensamente fracturadas y alteradas en terrenos tipo V donde se esperan avances mecánicos; se obtuvo para el modelo Hoek & Brown una relación de esfuerzos principales de hasta 5 MPa y 3,0 MPa para los esfuerzos menores para $D=0,0$ y una relación de esfuerzos al corte de hasta 1,2 MPa y 4 MPa para esfuerzo normal.

Las ilustraciones 20.10 A-B, presentadas para el terreno tipo V definen un comportamiento asociado a un área afectada por la energía liberada por el proceso de avance con voladura en el que se determinó un factor de alteración $D=0,3$ y un área sin afectación más alejada de la sección excavada al interior del macizo donde no repercute el proceso de avance con voladura representada con $D=0$.

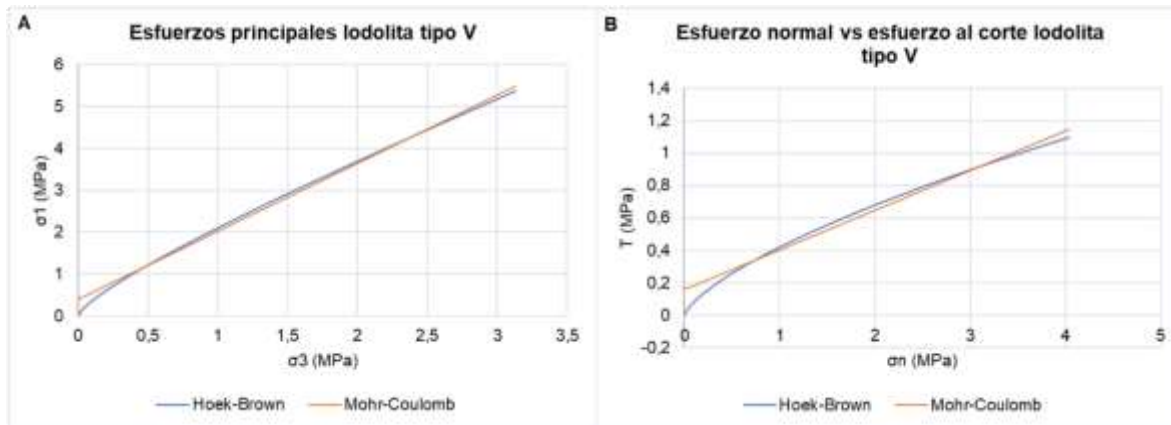


Ilustración 20.10. Lodolita tipo V A) Esfuerzos principales D=0,0. B) Esfuerzo normal vs esfuerzo al corte D=0,0.

20.7 Parámetros seleccionados

A partir del análisis de las nuevas propiedades de los materiales mencionados en apartados anteriores, en la tabla 20.1 se resumen los parámetros de resistencia obtenidos, que sirvieron como punto de partida para el análisis numérico que permite evaluar el comportamiento de esfuerzos y deformaciones para cada situación y tipo de sostenimiento.

Se asocia entonces la cohesión y el ángulo de fricción para el modelo Mohr Coulomb y el índice de resistencia geológica, el factor de alteración por voladura D, las constantes del material “mi” y “s” y el coeficiente en función de la ruptura para el modelo Hoek & Brown, (1989).

Tabla 20.1. Parámetros seleccionados para el análisis confinamiento convergencia y esfuerzo deformación ($RMR_{89}=GSI-5\pm 2$).

Seleccionado (cobertura < 300 m)											
Descripción (300 m)	Peso unitario (kn/m ³)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción Φ (°)	Módulo de elasticidad E (Mpa)	Resistencia a la compresión simple (Mpa)	RMR	mi	D	mb	s	a
Lidita (tipo III)	26	778,00	33,30	3121,6	65	41	14	0,7	0,547	2,00E-04	0,511
Lidita (tipo III)	26	1176,00	42,87	4802,4	65	41	14	0	1,702	1,40E-03	0,511
Lidita (tipo IV)	26	622	31	1290,85	65	21	14	0,3	0,506	1,00E-04	0,541
Lidita (tipo IV)	26	833	36	1518,65	65	21	14	0	0,833	2,00E-04	0,541
Lidita (tipo V)	26	493	30,38	806,23	65	10	14	0	0,563	4,54E-05	0,585
Lodolita (III)	26,5	326	17,09	1422,59	13,5	41	7	0,7	0,274	2,00E-04	0,511
Lodolita (III)	26,5	518	24,93	2188,6	13,5	41	7	0	0,851	1,40E-03	0,511
Lodolita (IV)	26,5	263	15,98	588,28	13,5	21	7	0,3	0,253	1,00E-04	0,541
Lodolita (IV)	26,5	328	19,29	692,1	13,5	21	7	0	0,417	2,00E-04	0,541
Lodolita (V)	26,5	158	13,75	275,53	13,5	5	7	0	0,235	2,35E-05	0,619

20.8 Análisis confinamiento convergencia

Para esta investigación se evaluó la condición más crítica de cada tipo de roca y se asumió que el macizo está conformado solo por una unidad de roca (lidita o lodolita).

El análisis que considera ambos materiales como una secuencia rítmica estratificada, será ejecutado en los modelos de elementos finitos. De manera adicional, también se tuvo en cuenta la afectación por voladura para macizos en terrenos tipo III y tipo IV y los sostenimientos establecidos por diseño tales como arcos, concretos o pernos según sea el caso, sin embargo no se tuvo en cuenta en este análisis los tratamientos adicionales o de soporte que también son contemplados por el mismo.

20.8.1 Tipo III RMR 41-60

En la Ilustración 20.11 a la Ilustración 20.26 se presenta el análisis de confinamiento convergencia para la sección de soporte tipo III, con valores de RMR 41-60, para cuatro casos de análisis. El primero para la porción de macizo que será afectada por la voladura, con un factor $D=0,7$, y el otro sin un radio de afectación por voladura $D=0,0$, tanto para el caso de las liditas y de las lodolitas.

En la Ilustración 20.11 e Ilustración 20.14 se muestra perfil longitudinal, con la curva característica del terreno y la línea del frente, la cual en pocas palabras permite determinar el comportamiento del macizo sin sostenimiento, y permite establecer la distancia admisible de autosoporte, que a su vez se traduce en el avance de la excavación. Esta distancia es el intercepto del límite elástico plástico de la curva característica del terreno, con una línea vertical hacia el perfil longitudinal. Es de vital importancia constatar que el frente sin sostenimiento se comporte de forma elástica. Para este caso de estudio el avance oscila en 2,5 m (Ilustración 20.12), tal como lo establece el diseño, pero solo en los casos de las liditas y no de las lodolitas, siendo estas últimas más críticas y el objeto de estudio de este informe.

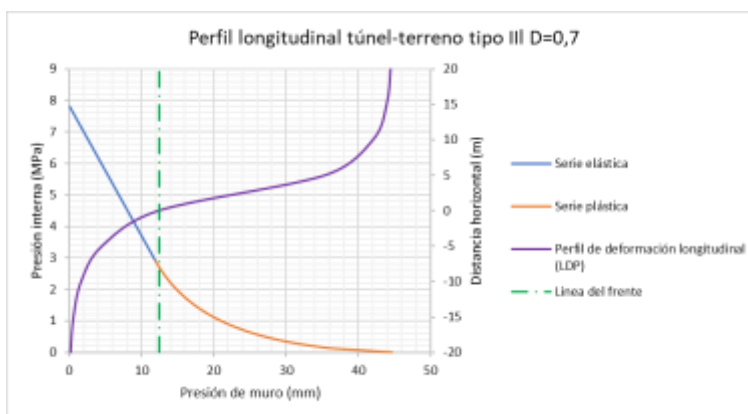


Ilustración 20.11. Perfil longitudinal lidita tipo III $D=0,7$.

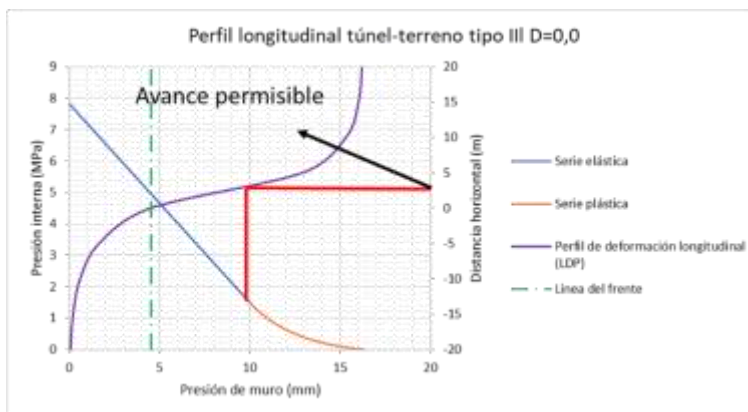


Ilustración 20.12. Perfil longitudinal lidita tipo III $D=0,0$.

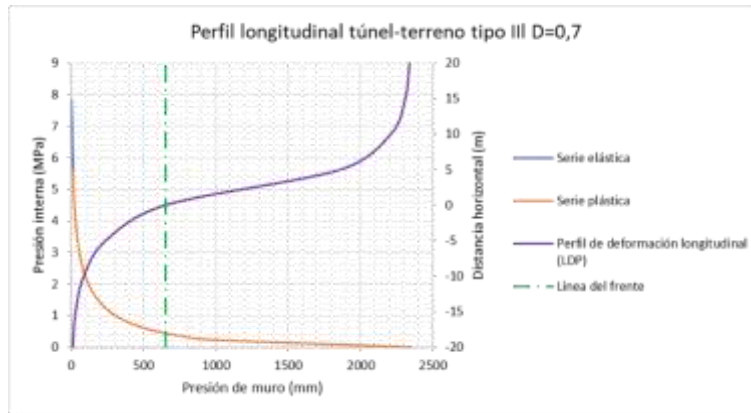


Ilustración 20.13. Perfil longitudinal lodolita tipo III D=0,7.

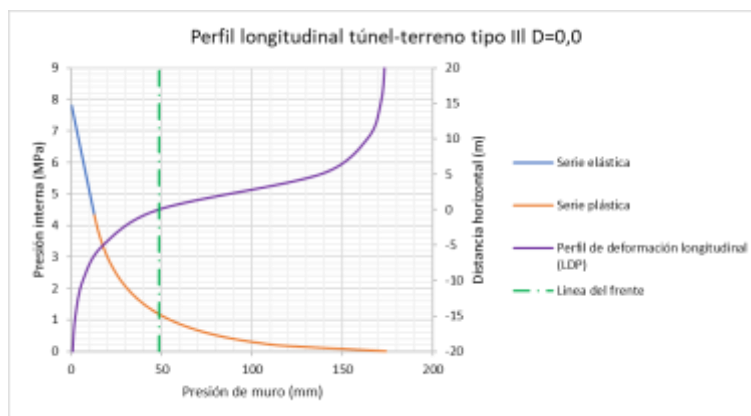


Ilustración 20.14. Perfil longitudinal lodolita tipo III D=0,0.

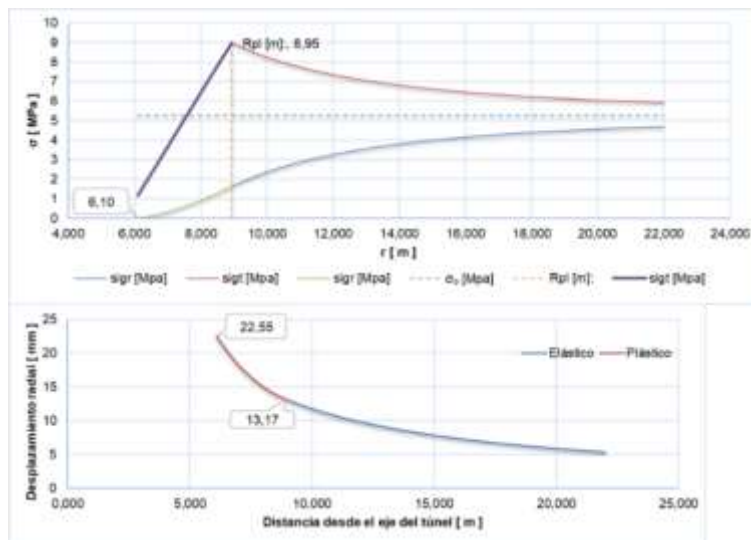


Ilustración 20.15. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo III. D=0,7.

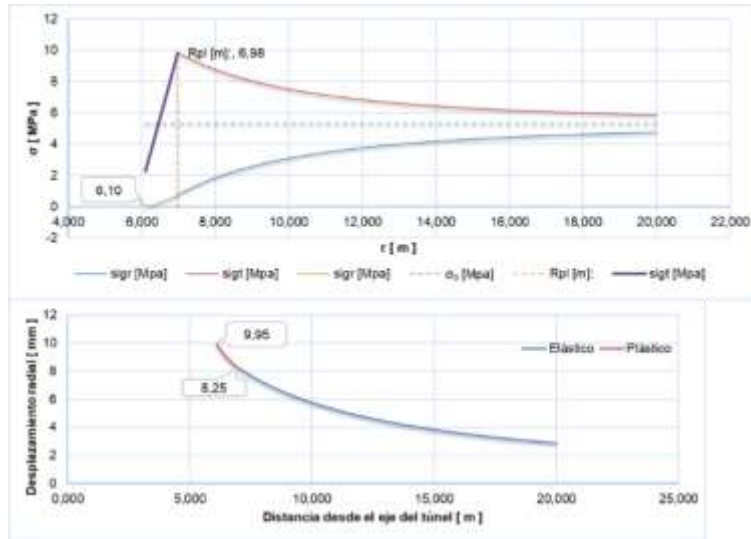


Ilustración 20.16. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo III. $D=0,0$.

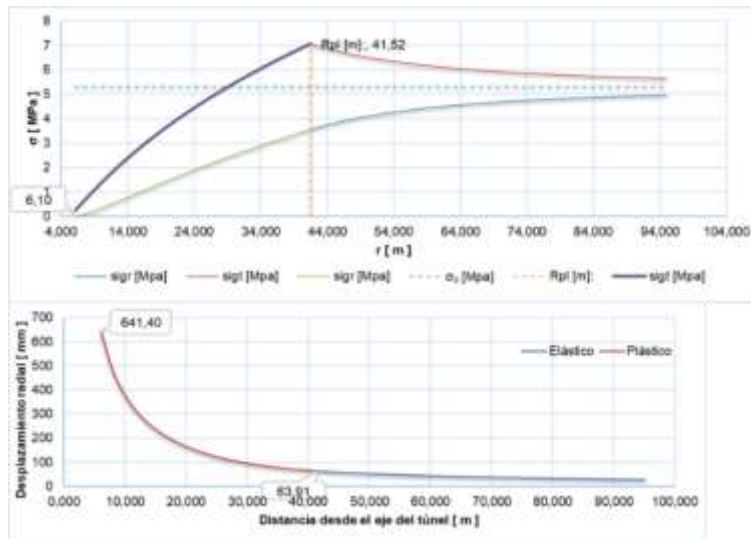


Ilustración 20.17. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo III. $D=0,7$.

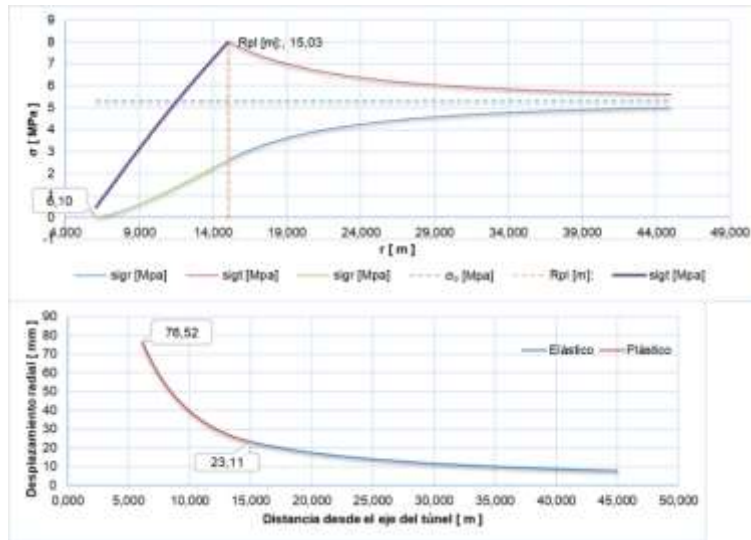


Ilustración 20.18. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo III. $D=0,0$.

De la Ilustración 20.19 a Ilustración 20.22 se muestra la interacción macizo-soporte, observando que el sostenimiento se instalará hipotéticamente cuando este se comporte de manera plástica, acompañando así la deformación del mismo. Sin embargo, será necesario implementar medidas de pre sostenimientos como inyecciones, enfilajes o “spilling” cuando en el macizo se identifiquen lodolitas. Para el caso de las lodolitas antes de instala el soporte, el macizo ya se ha desplazado a causa de la deformación inicial por el desconfinamiento, haciendo que el soporte en este análisis no cumpla su función esperada.

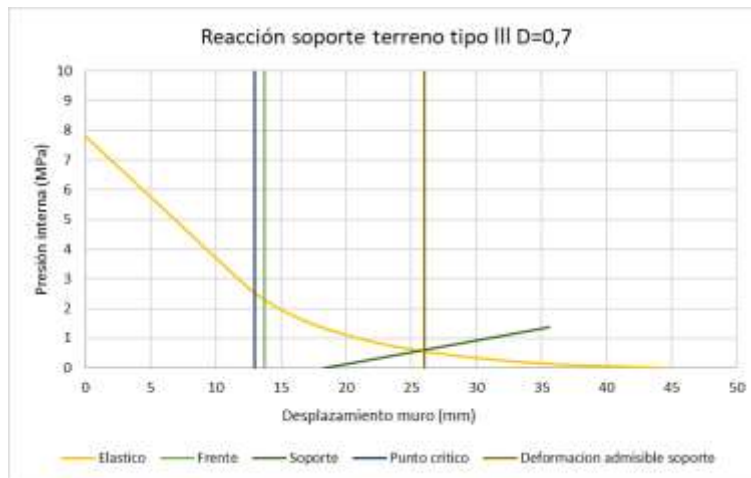


Ilustración 20.19. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo III. $D=0,7$.

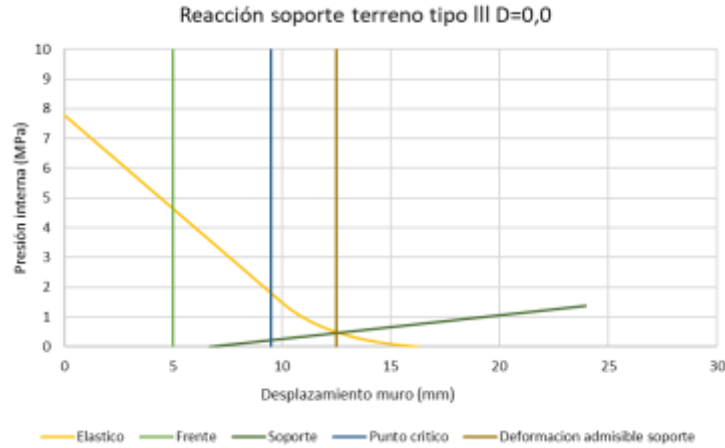


Ilustración 20.20. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo III. D=0,0.

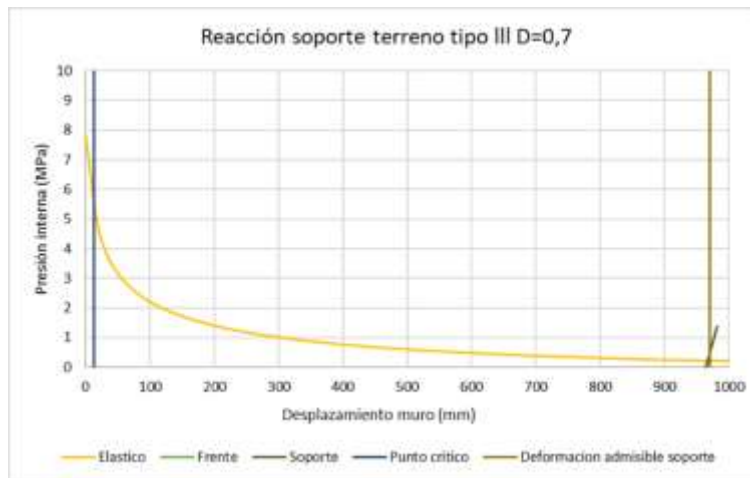


Ilustración 20.21. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolitas en terreno tipo III. D=0,7.

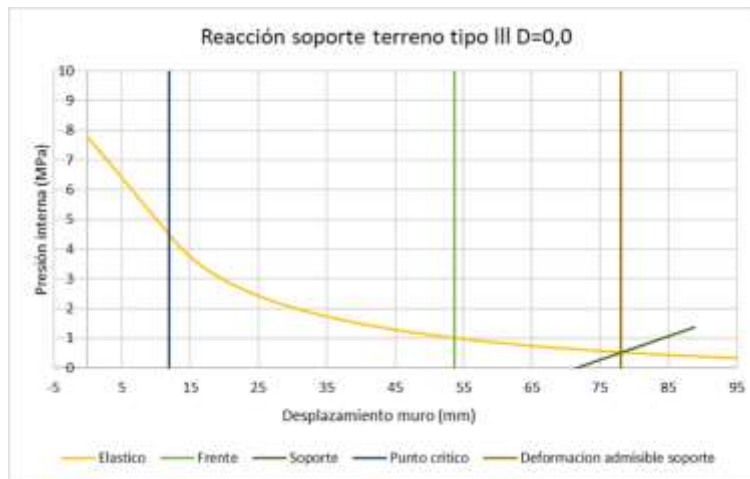


Ilustración 20.22. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolitas en terreno tipo III. D=0,0.

Los factores de seguridad obtenidos sobrepasan con holgura el radio plástico, siendo así mayor a 1,5 (caso lidita D=0,0) (Ilustración 20.23 e Ilustración 20.24). Para los casos de análisis de afectación por voladura D=0,7 en lodolitas, los factores de seguridad si bien están por encima (Ilustración 20.25 e Ilustración 20.26), estos no son representativos ya que se instalan en una etapa muy tardía, por lo que el pre sostenimiento en estos casos jugará un papel importante. Se debe tener en cuenta que la afectación por voladura será perimetral y posteriormente saneada, por lo que se tiene en cuenta en los modelos, pero no es factor final de la excavación.

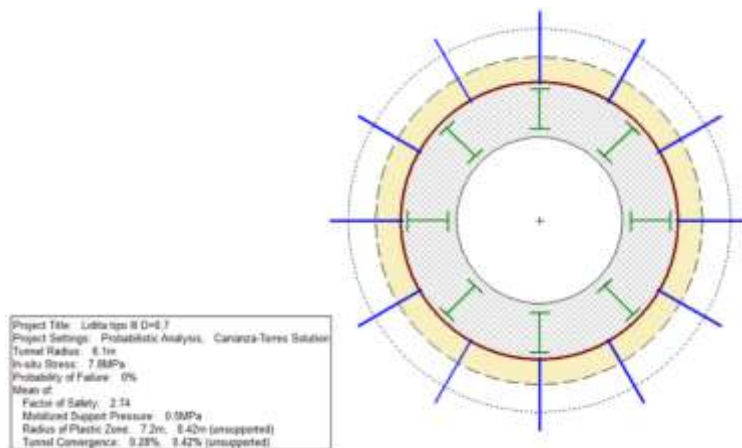


Ilustración 20.23. Análisis probabilístico reacción soporte tipo III. Lidita D=0,7. Elaboración propia en RocSupport.

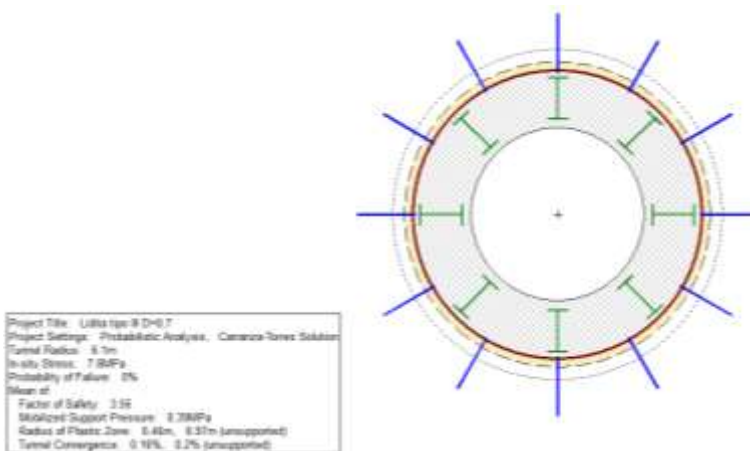


Ilustración 20.24. Análisis probabilístico reacción soporte tipo III. Lidita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.

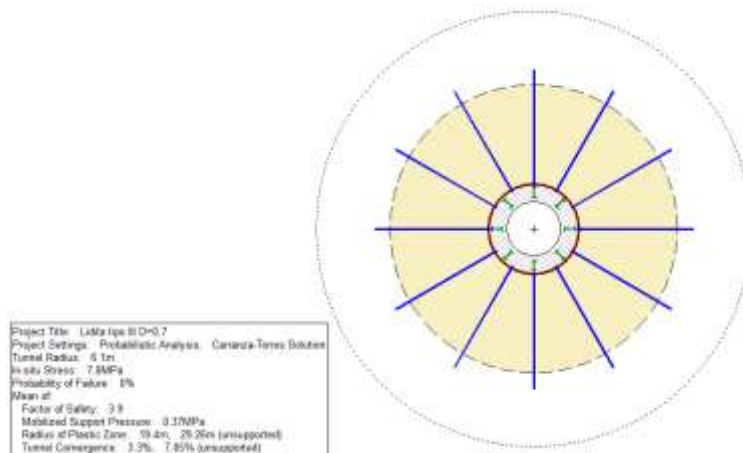


Ilustración 20.25. Análisis probabilístico reacción soporte tipo III. Lodolita D=0,7. Elaboración propia en RocSupport.

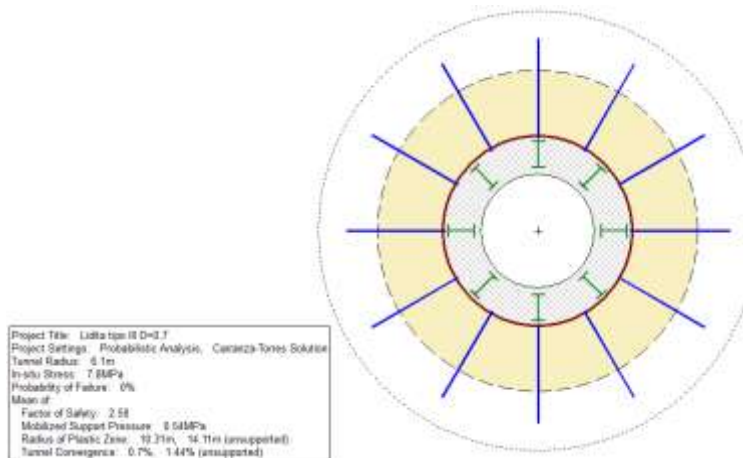


Ilustración 20.26. Análisis probabilístico reacción soporte tipo III. Lodolita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.

20.8.2 Tipo IV RMR 21-40

Para el análisis de los materiales en un rango de clasificación geomecánica entre 21 y 40 puntos de RMR, condiciones de alto fracturamiento y meteorización y/o afectación tectónica, en los que se espera una excavación compuesta por perforación y voladura y avances mecánicos, se realiza un análisis del perfil longitudinal con la curva característica del terreno, para determinar la distancia en la que el macizo se autosostiene sin sostenimiento, y se revisa que el frente se comporte de forma elástica luego de realizar el avance (Ilustración 20.27 a Ilustración 20.30). Encontrando que un pase de hasta 1,0 m en el frente será admisible para el caso de las liditas (Ilustración 20.28), lo cual no se cumple para el caso donde se asume todo el frente como lodolitas. En este último caso, los tratamientos especiales y pre sostenimiento jugarán un papel fundamental en aras de conservar la sección de excavación.

La presencia de agua a lo largo de las excavaciones, el escurrimiento, goteos y flujos generalizados empobrecerán las características mecánicas del material, entorpeciendo la operación.

La afectación por voladura podrá generar sendas sobre excavaciones en el contorno debido a la cercanía del límite plástico de los materiales, por lo que se sugiere no cargar el contorno y generar un buen pre-corte de sección a la hora de barrenar el frontón.

La presencia de cuñas podrá ser ocurrencia, favoreciendo el despegue de materiales debido a la poca calidad de estos, proyectándose por varios pases.

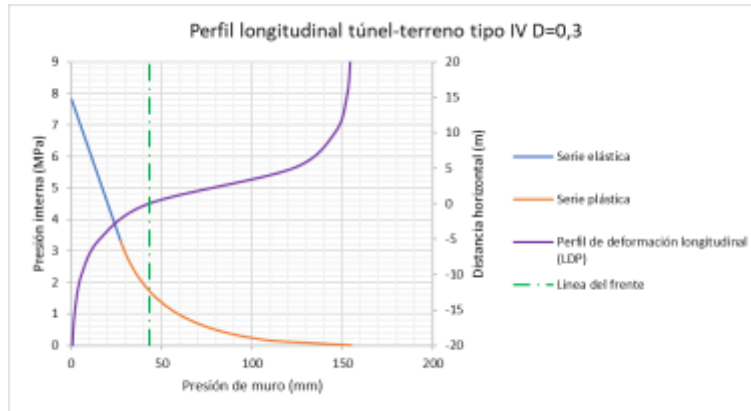


Ilustración 20.27. Perfil longitudinal lidita tipo IV D=0,3.

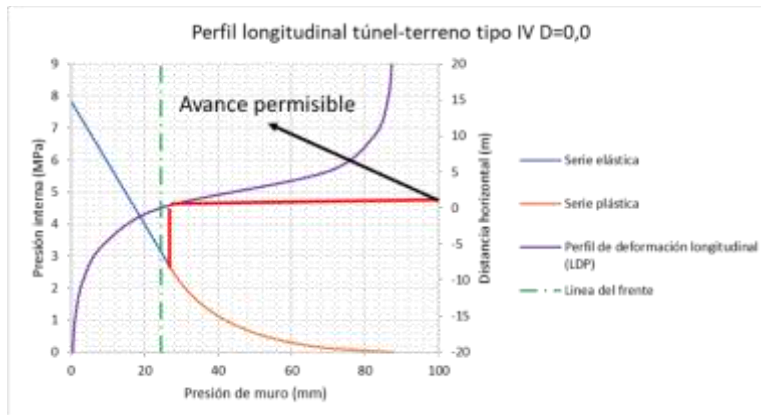


Ilustración 20.28. Perfil longitudinal lidita tipo IV D=0,0.

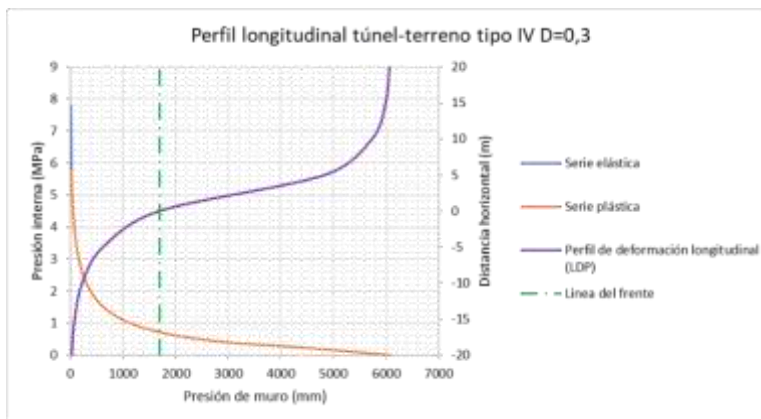


Ilustración 20.29. Perfil longitudinal lodolita tipo IV D=0,3.

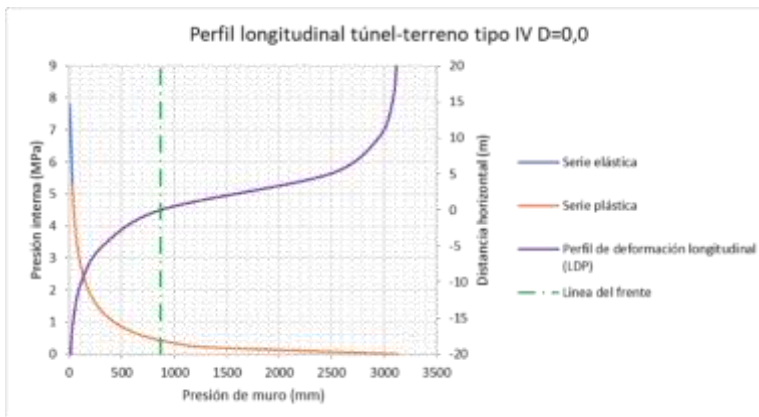


Ilustración 20.30. Perfil longitudinal lodolita tipo IV D=0,0.

Ilustración 20.31. Análisis probabilístico reacción tipo de soporte tipo III. D=0,0.

El cálculo de los radios plásticos se realizó de forma numérica como se observó en las Ilustración 20.32 a la Ilustración 20.35, para los casos de afectación por voladura ($D=0,7$) y sin afectación ($D=0,0$), en liditas y lodolitas. De igual modo, se revisan los desplazamientos máximos de muro y el radio plástico esperado de forma computacional como se muestra en las Ilustración 20.40 a la Ilustración 20.43, esperando un desplazamiento no mayor a 33,4 mm y un radio plástico no mayor a 2,03 m (caso liditas $D=0,0$), por encima a las permisibles. Se debe tener en cuenta que los cálculos y las modelaciones, se realizaron en las condiciones más desfavorables posibles para cada uno de los terrenos, contemplando el GSI y la resistencia a la compresión más baja para esa condición en el cálculo de cada una de las curvas, en aras de buscar definir la eficiencia del sostenimiento para los casos ajustados objeto de estudio de este documento.

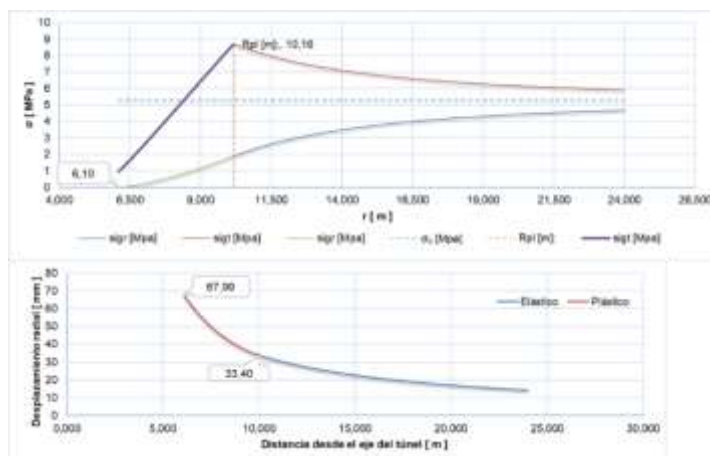


Ilustración 20.32. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo IV. D=0,3.

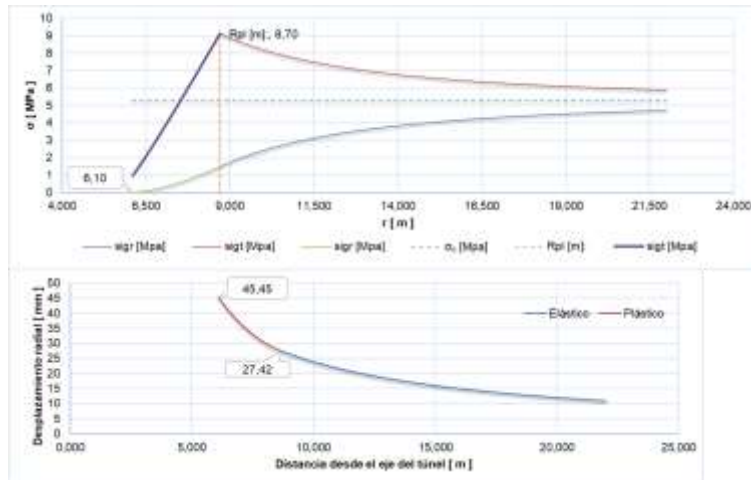


Ilustración 20.33. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo IV. $D=0,0$.

En la Ilustración 20.34 e Ilustración 20.35, se muestra el cálculo de los radios plásticos para el caso en el que el frente hipotéticamente estaría conformado solamente por lodolitas susceptibles a deformaciones, encontrando diferencias importantes con las liditas en la gran magnitud de radios plásticos y el rápido comportamiento plástico a los pocos metros, generaría un cierre de sección y convergencias constantes en el tiempo; por lo que los tratamientos adicionales y los refuerzos en el soporte jugaran un papel muy importante.

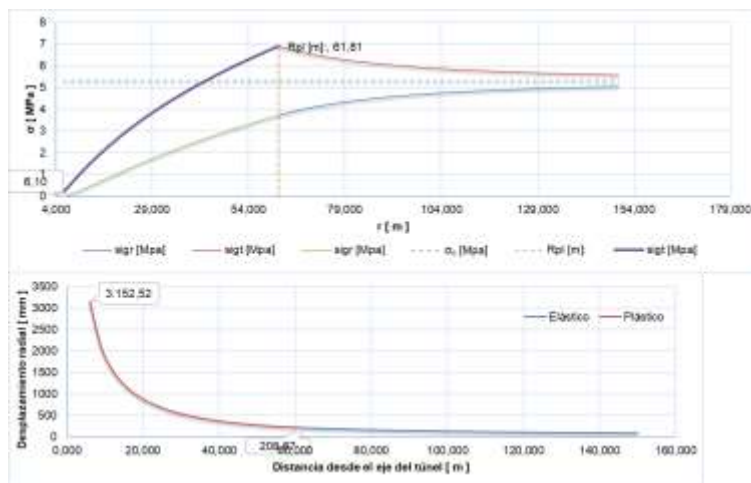


Ilustración 20.34. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo IV. $D=0,3$.

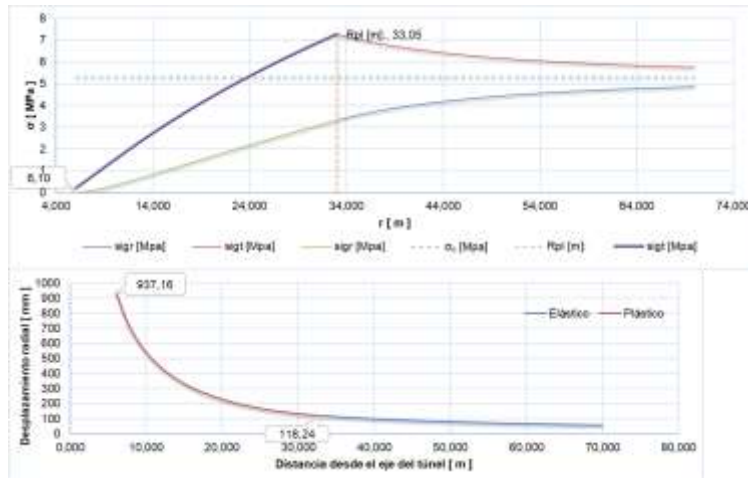


Ilustración 20.35. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo IV. D=0,0.

En la Ilustración 20.36 a Ilustración 20.39 se muestra la interacción de la curva característica del terreno con la reacción del soporte, que, para este caso se contempla según diseño arcos HEB-100, pernos de 4,0 m de longitud cada 1,5 m, y 15 cm de concreto lanzado en capas de concreto de 5,0 cm, hasta completar los 15,0 cm. Observando cómo se mencionó anteriormente, que el frente se encontrará en una etapa elástica en el mejor de los casos de las liditas, y que el soporte entrará a acompañar la deformación cuando ha empezado a comportarse plásticamente antes de la rotura, esto podrá ser variable dependiendo de la puntuación del RMR y la resistencia a la compresión de la roca intacta, previniendo que el material pueda comportarse plásticamente y haciendo difícil de controlar, por lo que se deberá instalar inmediatamente la primera capa de concreto en el contorno y frente. Con base a lo anterior, el soporte en algunos casos sin tratamientos especiales o pre soporte, no cumple con las reacciones necesarias de estabilidad.

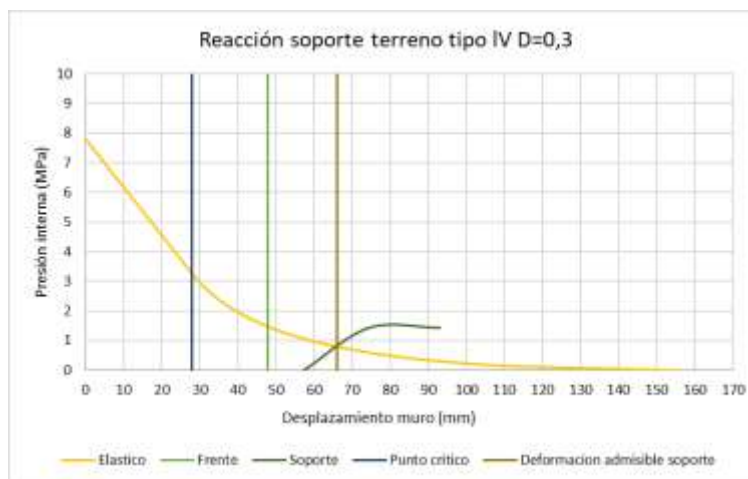


Ilustración 20.36. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo IV. D=0,3.

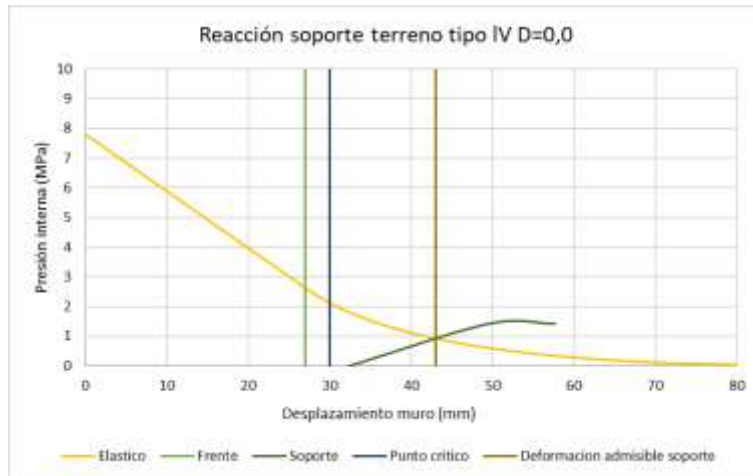


Ilustración 20.37. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo IV. D=0,0.

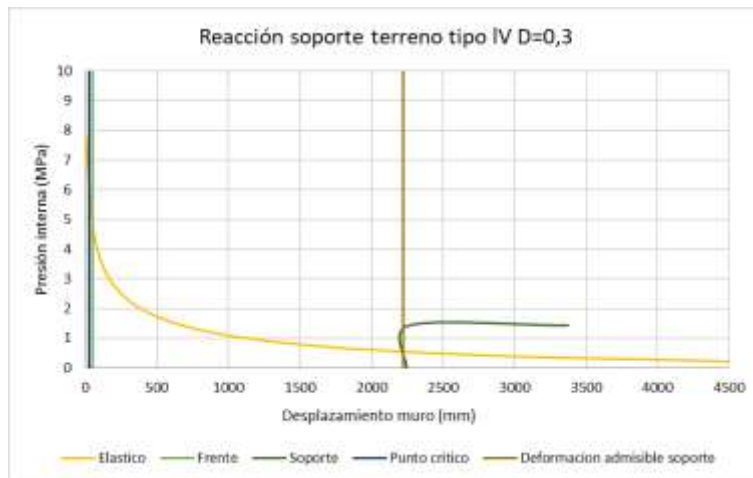


Ilustración 20.38. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolita en terreno tipo IV. D=0,3.

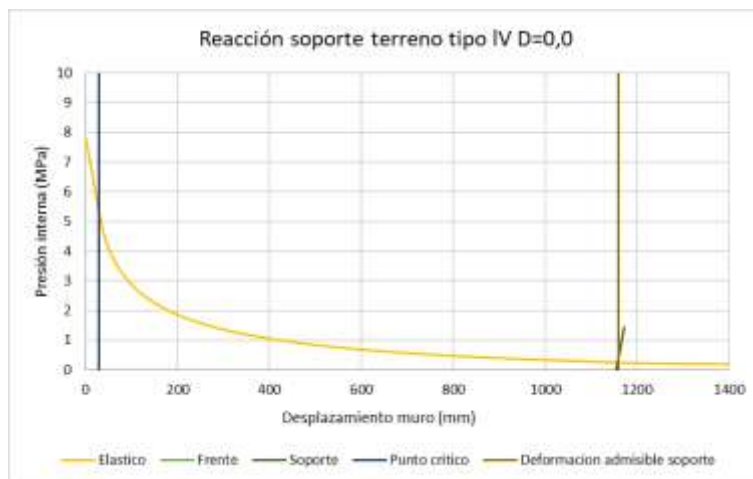


Ilustración 20.39. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolita en terreno tipo IV. D=0,0.

Para el cálculo del factor de seguridad por la metodología de confinamiento convergencia en un estudio probabilístico por la metodología de Carranza-Torrez, se obtuvieron valores mayores a 1,5, pero se debe tener en cuenta que esto solo es válido para el caso de las liditas, ya que en el caso de las lodolitas el frente ya se ha comportado plásticamente, por lo que el sostenimiento entra actuar en una etapa tardía según estos cálculos. Es decir, las deformaciones continuarían una vez instalado el sostenimiento a causa a la alta tasa de deformaciones después del desconfinamiento.

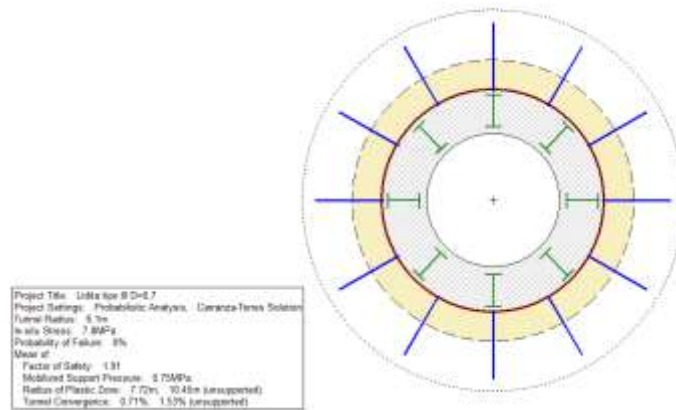


Ilustración 20.40. Análisis probabilístico reacción soporte tipo IV. Lidita D=0,3. Elaboración propia en RocSupport.

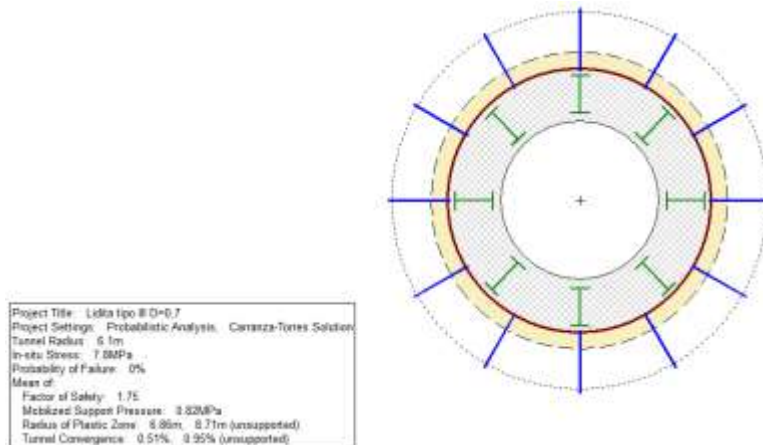


Ilustración 20.41. Análisis probabilístico reacción soporte tipo IV. Lidita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.

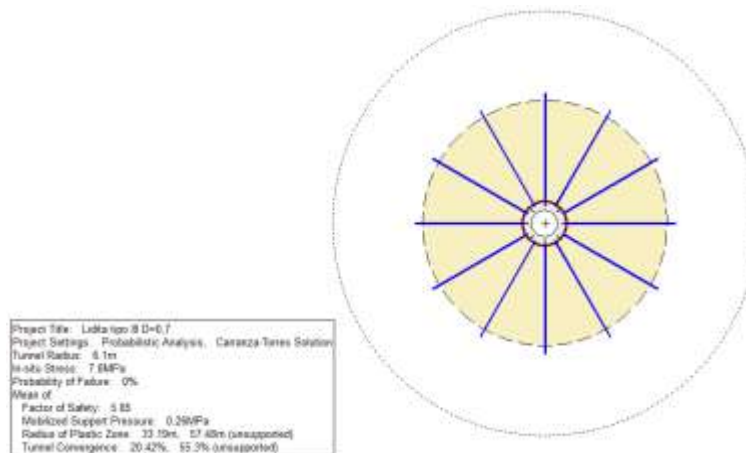


Ilustración 20.42. Análisis probabilístico reacción soporte tipo IV. Lodolita D=0,3. Elaboración propia en RocSupport.

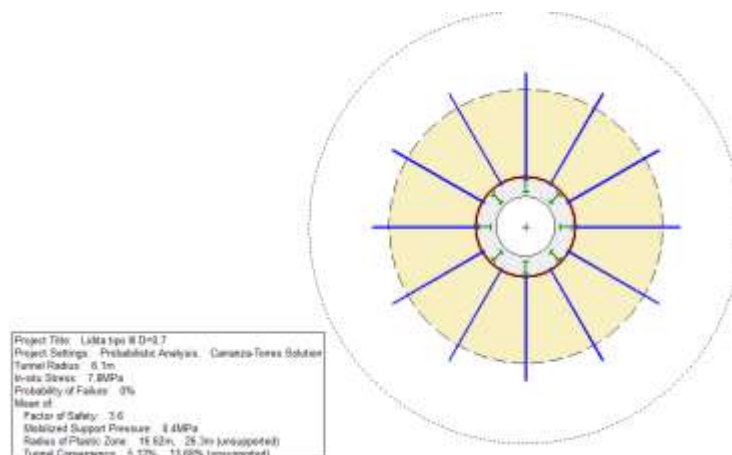


Ilustración 20.43. Análisis probabilístico reacción soporte tipo IV. Lodolita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.

20.8.3 Tipo V $RMR \leq 20$

Para lo fortificación más desfavorable en condiciones geomecánicas de meteorización, alto fracturamiento, alteración, fallas y cizallas y demás, en zonas de portales, grandes esfuerzos, y demás condiciones especiales. Se ha establecido excavación mecánica por etapas con una previa inyección de concreto pre consolidación, enfilajes de micropilotes y demás elementos adicionales que se requieran en obra. Estas condiciones de tratamientos especiales no son tenidas en cuenta en este análisis ya que lo evidenciado es que el material una vez se desconfinde se comportará de manera plástica.

Para este caso de análisis (Ilustración 20.44 a Ilustración 20.45), por confinamiento convergencia donde se obtiene la curva característica del terreno, se identifica que el frente después de excavar se encontrara en una condición plástica y el tramo de túnel no presentara ninguna condición de autosoporte, por lo que como se mencionó, los avances deberán ser mecánicos con previa inyección de cemento e instalación de paraguas. Por tal

motivo no es posible con este análisis definir una condición de avance por la relación de auto soporte de la sección cuando es sometida al desconfinamiento por acción de la excavación.

Se muestra para ambos casos que la línea de frente se encuentra por detrás del perfil longitudinal del túnel, por lo que en estos casos extremos será inclusive necesario en un contra fuerte como un machón central para poder garantizar la estabilidad en el frente. Cabe recordar que este sostenimiento no es solamente instalado en los macizos con puntajes geomecánico bajos, sino también para zonas con altas tasas de deformación causada por las particularidades de la roca y la relación de esfuerzos, que son continuas en el tiempo de acuerdo la información de las convergencias.

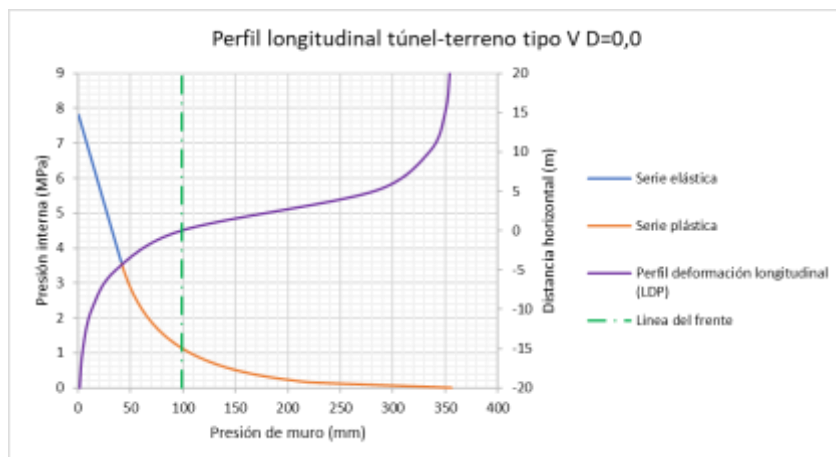


Ilustración 20.44. Perfil longitudinal lidita tipo V D=0,0.

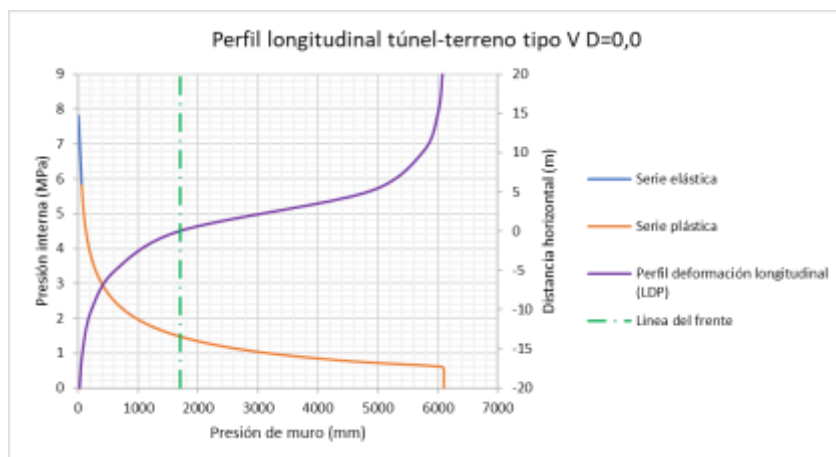


Ilustración 20.45. Perfil longitudinal lodolita tipo V D=0,0.

Como se observó en el cálculo numérico de confinamiento convergencia, el resultado numérico muestra también un radio plástico de gran magnitud, encontrando que el macizo se comportara de forma plástica después del desconfinamiento, con un desplazamiento de muro de más 1,29 m para las liditas y un radio plástico de 12,97 m medido desde el centro de la sección para las liditas (sin soporte). Para las lodolitas por el alto valor obtenido se asume que simplemente se cerrara la sección con el tiempo en esas condiciones de análisis.

Cabe resaltar que el cálculo de estas curvas para este tipo de terreno se hizo con unas condiciones muy críticas, GSI menor a 10, resistencia a la compresión menor críticas, simulando la meteorización o afectación por cizallas o fallas, o una excavación o zona de portales en un perfil de suelo o depósitos poco o nada consolidados.

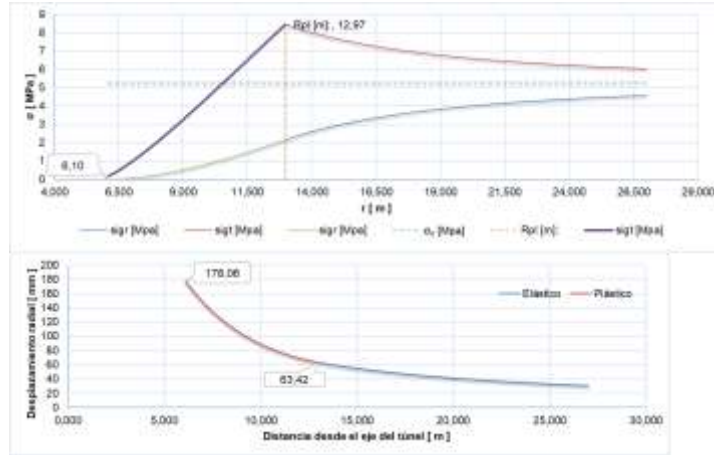


Ilustración 20.46. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lidita terreno tipo V. D=0,0.

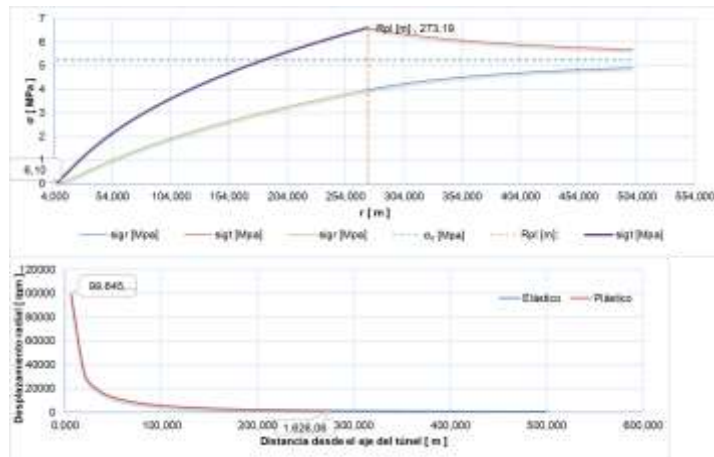


Ilustración 20.47. Relación de esfuerzos con el radio del túnel y desplazamiento radial respecto el eje del túnel. Lodolita terreno tipo V. D=0,0.

En la siguiente ilustración se detecta la interacción suelo soporte, en la se prevé un soporte con marcos HEB-100, 30 cm de concreto y pernos de 4,0 m de longitud separados cada 1,0 m longitudinal y transversalmente. Por lo que para estos casos es insuficiente necesitando cerchas más robustas como las HEB 160 (soporte tipo V o V*), y el uso de tratamientos especiales como se mencionó arriba. Puesto que como se observa en ambos casos (Ilustración 20.48 e Ilustración 20.49), el soporte entra a actuar en una etapa muy tardía, inclusive achicando la distancia de avance frente al comportamiento de la curva característica del terreno.

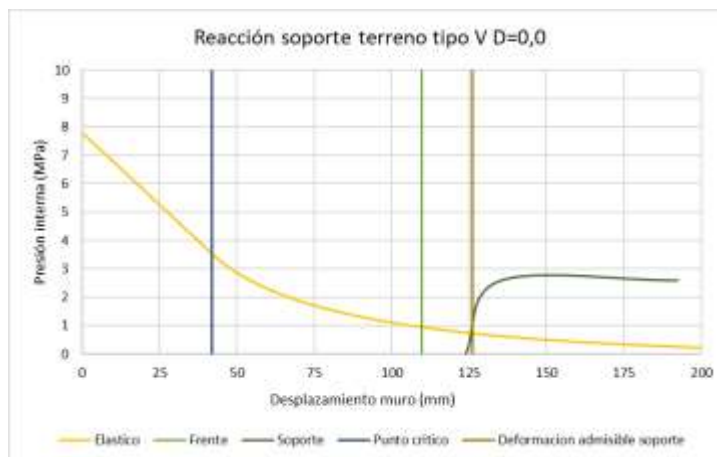


Ilustración 20.48. Reacción soporte con el perfil longitudinal, liditas en terreno tipo V. $D=0,0$.

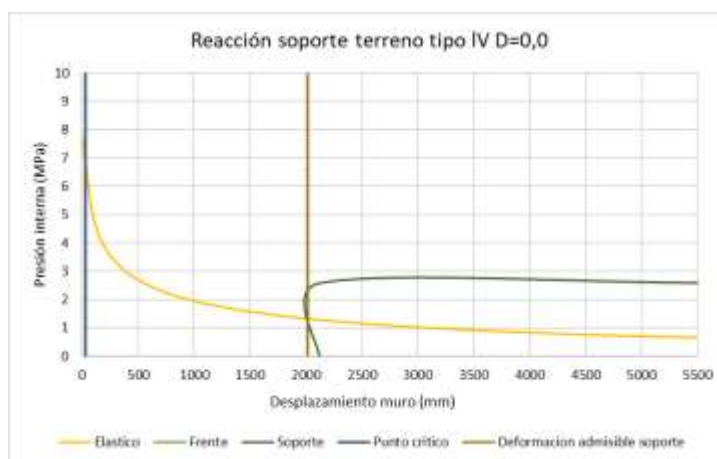


Ilustración 20.49. Reacción soporte con el perfil longitudinal, lodolita en terreno tipo V. $D=0,0$.

En la Ilustración 20.50 e Ilustración 20.51 se muestra el análisis probabilístico de la sección, obteniendo una convergencia que supera con holgura el 1%; y si bien muestra factores de seguridad mayores a 1,5, estos son calculados en una etapa donde ya el macizo está muy lejos de la reacción hacia la plasticidad. Por lo que no representa el factor de seguridad real frente esas condiciones de análisis, para el caso de las lodolitas.

Para el caso de las liditas, se acerca un poco más a las condiciones de diseño donde los factores se observan admisibles por el soporte instalar sin tener en cuenta las condiciones especiales que mejorarían la reacción de la curva característica del terreno, respecto el perfil longitudinal de la sección.

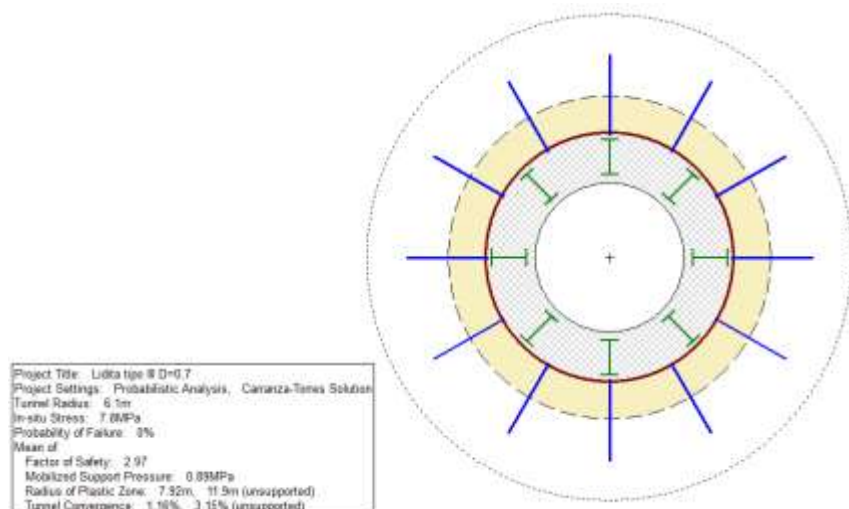


Ilustración 20.50. Análisis probabilístico reacción soporte tipo V. Lidita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.

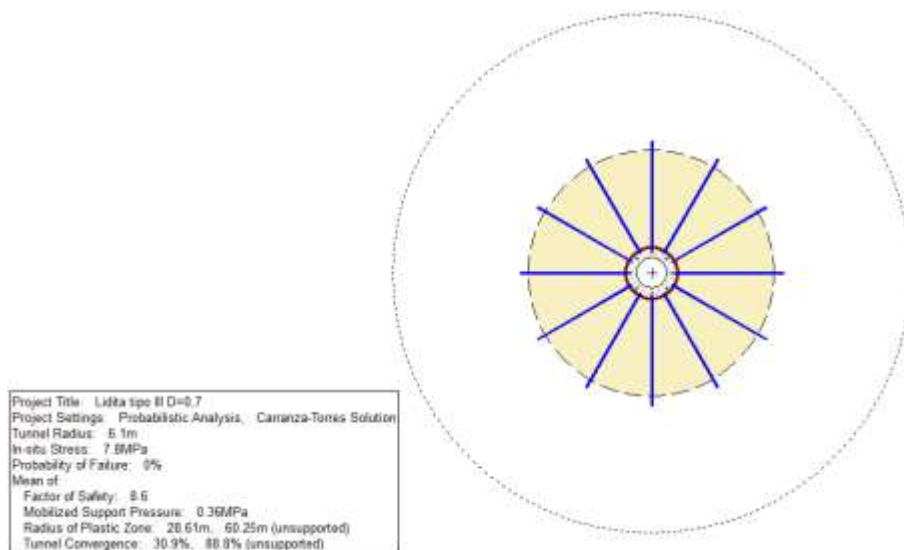


Ilustración 20.51. Análisis probabilístico reacción soporte tipo V. Lodolita D=0,0. Elaboración propia en RocSupport.

20.9 Análisis esfuerzo deformación

Para el análisis de esfuerzo deformación, se definió un estado de esfuerzo a partir de la cobertura del sector (< 300 m), teniendo en cuenta la tectónica y la cobertura. Los modelos se ajustaron para simular la problemática que se presentó en la etapa constructiva en función de los materiales, el sostenimiento pre establecido por diseño, las nuevas características del macizo rocoso y el material en particular.

En los análisis se tomó en consideración el proceso constructivo por etapas, a manera de secuencia, y a su vez el desconfinamiento gradual de acuerdo con el avance de los frentes, que depende en gran medida de la calidad del macizo rocoso donde se identifica la velocidad de deformación en el tiempo.

De manera adicional, se realiza el análisis considerando la zona de afectación en el perímetro de excavación y en el frente de las rocas que tendrán un fracturamiento adicional en los tipos de terreno donde para los avances se usa perforación y voladura (tipo III y tipo IV). Por ellos se debe tener especial atención en los análisis y no sobre castigar los materiales en todo el entorno.

En la Tabla 20.2 se muestra las etapas de análisis de esfuerzo deformación, considerando las nuevas condiciones de terreno, el desconfinamiento gradual de los materiales, y el proceso constructivo.

Tabla 20.2. Etapas análisis esfuerzos deformación.

	Estado	Proceso	% confinamiento
Etapa 1	Inicial	N/A	100
Etapa 2	Constructivo	Excavación frente instalación sostenimiento	80
Etapa 3	Constructivo	Excavación banco instalación sostenimiento	60
Etapa 4	Constructivo	Excavación banco instalación sostenimiento	40
Etapa 5	Constructivo	Excavación "invert" instalación sostenimiento	20
Etapa 6	Constructivo	Excavación "invert" instalación sostenimiento	10
Etapa 7	Final (sin revestimiento)	N/A	0

20.9.1 Tipo III RMR 41-60

Para macizo tipo III con valores de RMR entre 41 y 60 puntos, se ha definido como en todos los casos, una condición de macizo estratificado a manera de una secuencia rítmica de liditas y lodolitas con un alto ángulo de buzamiento, identificado en los pases de los tramos de acuerdo con las fichas geomecánicas levantadas en obra. Se evaluó también, la interacción de las excavaciones de la galería y el túnel con sus respectivas secuencias de avances pre establecidas por diseño, buscando observar la concentración de esfuerzos, zonas de plastificación y desplazamiento considerando las nuevas condiciones identificadas en este estudio.

En la siguiente ilustración (20.52), se muestra la concentración de esfuerzos en la etapa 7 de excavación, en la que se observan esfuerzos radiales al perímetro de la sección, con estrés enfocado en las aristas de la geometría, donde no se permite una correcta distribución de los mismos; por lo que sobre excavaciones a manera de vaciado de material, cuñas, lisos o techos planos, acumularán en combinación de la diferencia de competencia entre las liditas y las lodolitas, un sobre esfuerzo en los vértices o zonas donde la forma de la sección es poco redondeada para su correcta distribución.

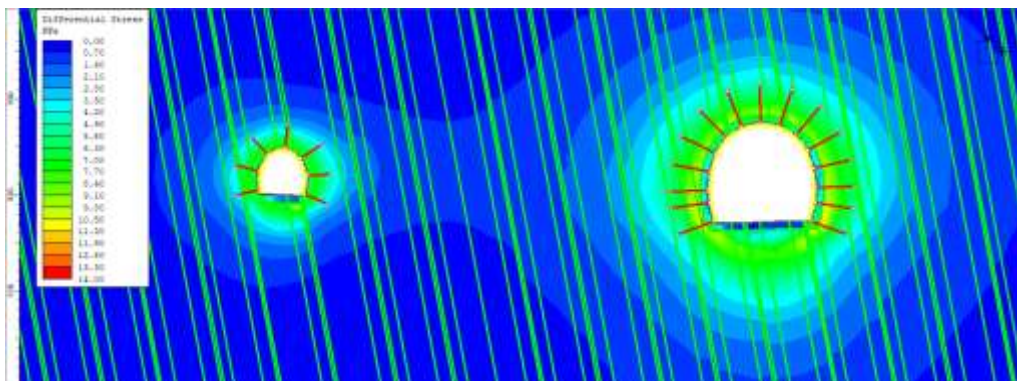


Ilustración 20.52. Concentración de esfuerzos etapa 7 macizo en terreno tipo III. Elaboración propia en Phase 2.

En la Ilustración 20.53 se muestran los desplazamientos totales en la última etapa de excavación y a su vez el comportamiento en cada una de ellas, identificando que la máxima concentración de deformaciones se desarrollará inicialmente en la clave hasta la totalidad del radio de la sección a lo largo del tiempo, continuando paulatinamente una vez se ha desconfinado completamente, cuando los frentes de avances ya han pasado por ese sector en particular. Esto es visto en las lecturas de convergencias, donde se observa que antes de instalar tratamientos adicionales o un soporte más robusto en este tipo de macizos, los desplazamientos medidos continuaban en el tiempo, y en algunos casos incluso hubo averías del sostenimiento pre instalado.

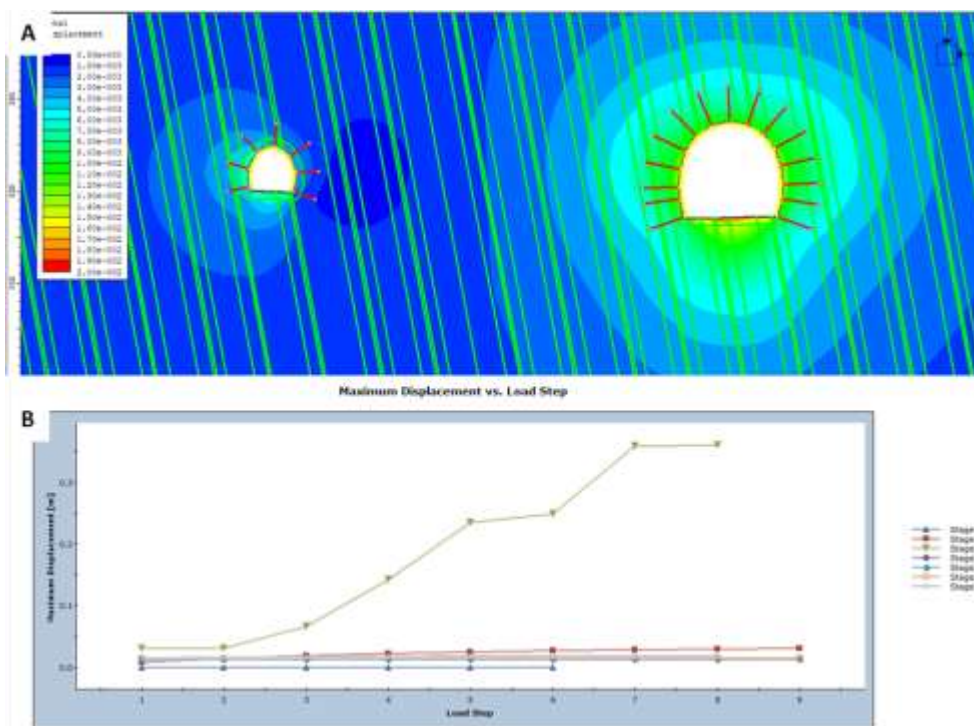


Ilustración 20.53. Desplazamientos totales terreno tipo III. A) Interacción excavación macizo. B) Desplazamientos totales vs etapa de carga, en función de la etapa constructiva.

En la Ilustración 20.54 A se muestran las zonas donde el material pasa de un comportamiento elástico a plástico (en rojo), identificando que la parte más afectada será el perímetro que tendrá incidencia de la voladura, y localmente en hastiales, clave y rasante. Esta última en gran medida debido a la secuencia de excavación por etapas, donde la ejecución de los bancos, incrementará no sólo los desplazamientos si no también favorecerá preliminarmente un desarrollo plástico del material.

También se puede identificar (Ilustración 20.54 B) como se evidenció visualmente en obra, que el sostenimiento tipo III por sí solo no es suficiente, ya que como se observa en la imagen, el concreto con un espesor de 15 cm no cumple con los factores de seguridad mínimos. Esto se vio reflejado a manera de grietas principalmente, que posteriormente tuvo que ser reparado y reforzado como se indicaba en el apartado del problema de estudio.

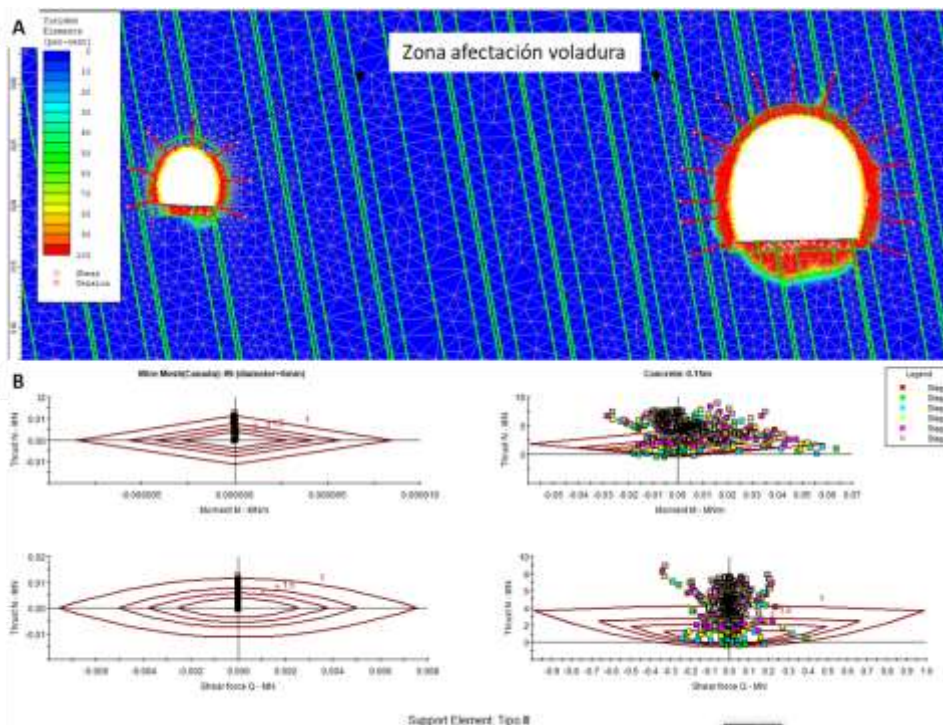


Ilustración 20.54. A) desarrollo de plastificación en las excavaciones. B) Eficiencia del soporte. Macizo tipo IV. Ilustración 20.55. Concentración de esfuerzos etapa 7 macizo en terreno tipo III. Elaboración propia en Phase 2.

20.9.2 Tipo IV RMR 21-40

Para macizos tipo IV con valores de RMR entre 21-40 puntos, donde se contempla en el sostenimiento inicial la instalación de arcos ligeros, pernos y concreto, pero en una geometría con un “invert” que permita una mejor distribución de esfuerzos, se evidencia que para las nuevas condiciones la concentración de esfuerzos en el túnel principal se sitúa inicialmente en la clave y hastiales, y en la galería en los hombros y hastiales de excavación. Para estas condiciones, las lodolitas de menor competencia contrastadas con las liditas más resistentes juegan un papel muy importante antes del empuje, ya que no solo favorecen los desprendimientos de material, si no también que genera un sobre empuje en la sección de excavación. Estas condiciones como bien se mencionó en el apartado de geomecánica, ya han sido afectadas por la acción del agua, situación que ha sido simulada en la batería de ensayos de laboratorio, en el cual se consideraron las condiciones de seco a sumergida en un periodo de tiempo.

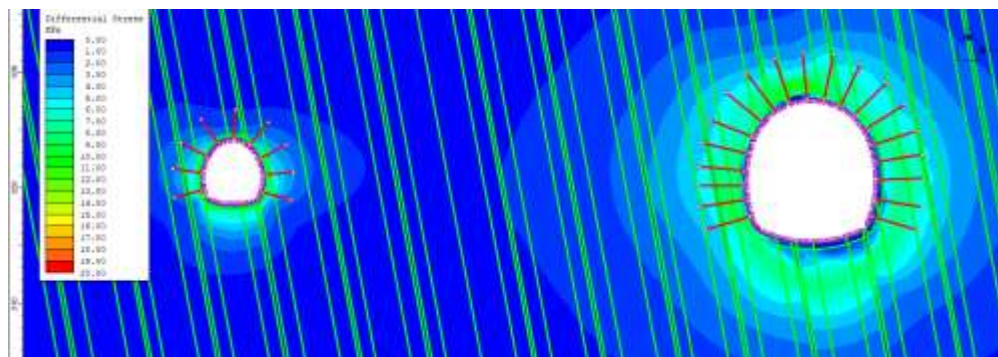


Ilustración 20.56. Concentración de esfuerzos terreno etapa 7 tipo IV.

En la siguiente ilustración, se identifica que el desarrollo de desplazamiento más importante se desarrolla en la primera etapa de excavación del frente (etapa 2), donde el desconfinamiento se lleva a cabo a una mayor velocidad. Lo anterior debido a que los materiales al ser menos competentes en este rango geomecánico, son más susceptibles a un desarrollo plástico más temprano y más repentino, por lo que las deformaciones inician una vez comience el desconfinamiento de una manera abrupta; continuando progresivamente y a una menor tasa a lo largo del resto de los procesos de construcción.

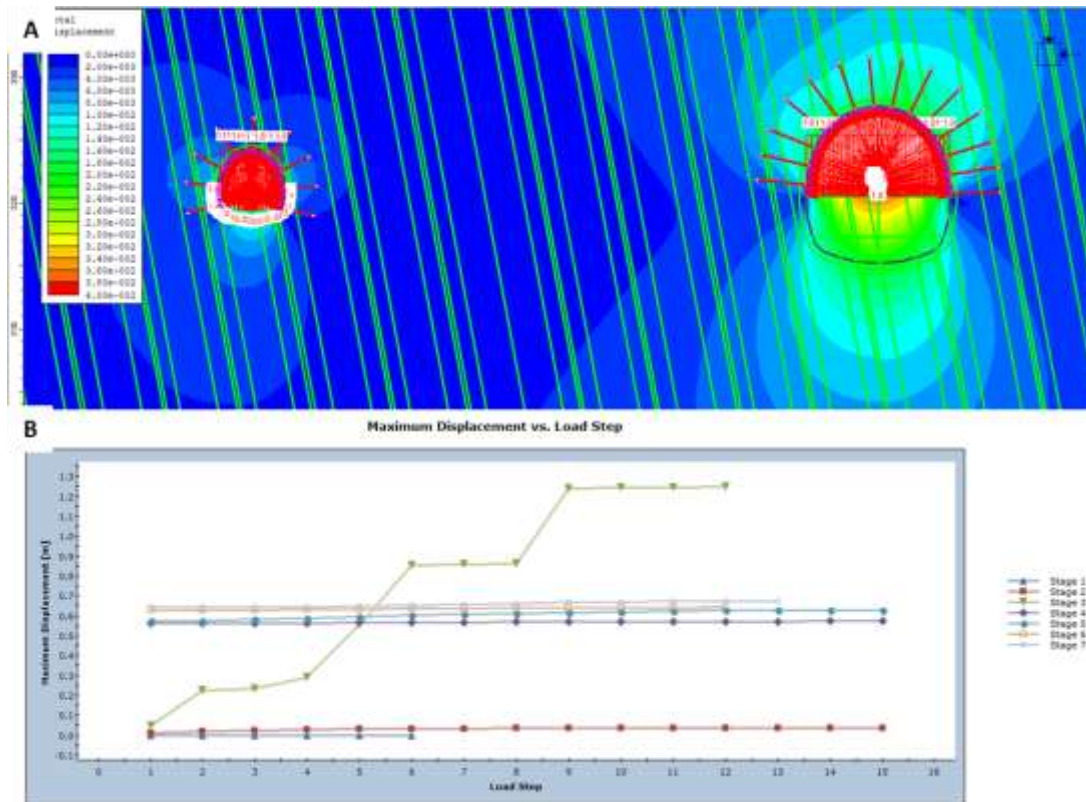


Ilustración 20.57. Desplazamientos totales terreno tipo IV. A) Etapa 3 donde se desarrollan la mayor parte de las deformaciones. B) Desplazamientos totales vs etapa de carga, en función de la etapa constructiva.

En la siguiente ilustración 20.58 A, se detecta el desarrollo del radio plástico de las excavaciones en función de la geometría, materiales, soporte, y estado de esfuerzos para el caso objeto de análisis. Aquí se muestra un aumento significativo de este inicialmente en la clave, y de manera posterior su desarrollo en la parte del invert. Este último es de vital importancia para mantener el funcionamiento de la fortificación.

En la Ilustración 20.58 B se muestra la eficiencia del soporte para el nuevo caso de análisis, mostrando que los marcos y el espesor de concreto no cumplen con los factores de seguridad mínimo permisibles en ninguna de las etapas de instalación, ya que como se mencionó en el análisis de confinamiento convergencia y el análisis de esfuerzo deformación; ocurre un rápido desarrollo de la zona plástica una vez se desconfinen el material, lo cual impide que el sostenimiento realice su trabajo. De manera adicional, es sobre pasado por la condición de esfuerzos, haciendo que este falle como se vio en el apartado del problema de investigación, donde inclusive se evidencio el cierre de sección. Lo anterior fue más crítico en la galería ya que esta presentaba un avance más adelantado y, por consiguiente, absorbe el desconfinamiento inicial del macizo, por lo que los pre

sostenimientos y los tratamientos adicionales juegan un papel muy importante para garantizar la estabilidad. Es preciso recordar que estos ítems no fueron tenidos en cuenta en este análisis para soporte en terrenos tipo IV.

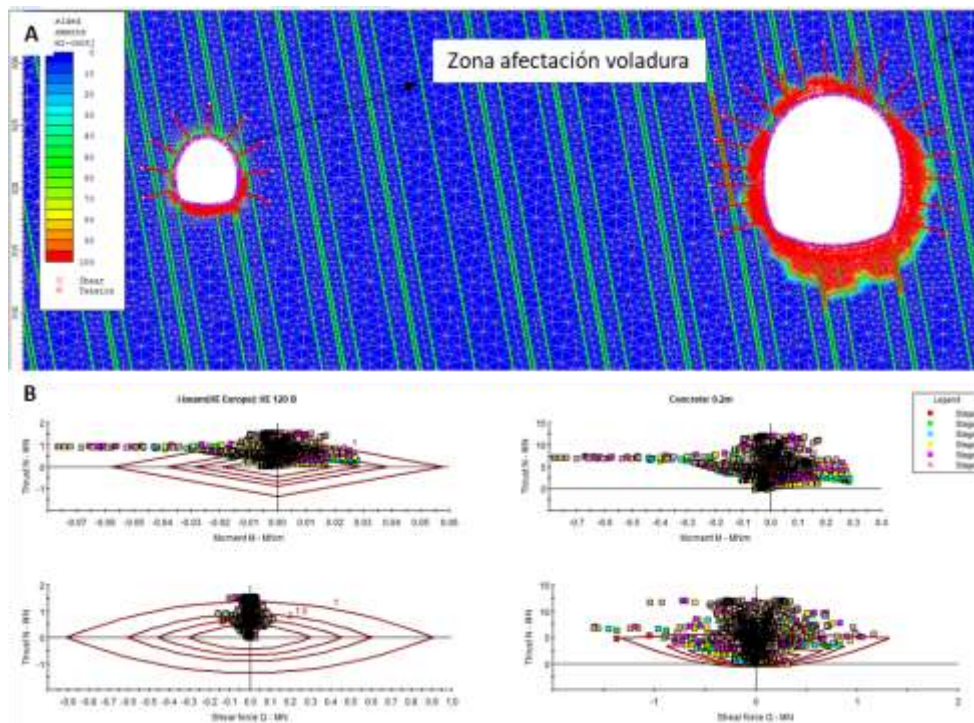


Ilustración 20.58. A) desarrollo de plastificación en las excavaciones. B) Eficiencia del soporte. Macizo tipo IV.

20.9.3 Tipo V $RMR \leq 20$

Para el caso de macizos en terreno tipo V para valores de $RMR \leq 20$, en los que si se establece un pre sostenimiento con inyecciones y enfilajes con micropilotes como lo establece el diseño preliminar, y además un espesor de concreto importante y marcos robustos para este tipo de casos; se presenta el análisis para las nuevas condiciones estudiadas. Evidenciando (Ilustración 20.59) una concentración de esfuerzos uniforme y menos exagerada a causa de las inyecciones, concentrándose en las aristas de la geometría de la sección. Para este caso no se tiene en cuenta el perímetro de material con afectación por voladura, debido a que, en estas rocas por su competencia, se realiza avances de forma mecánica.

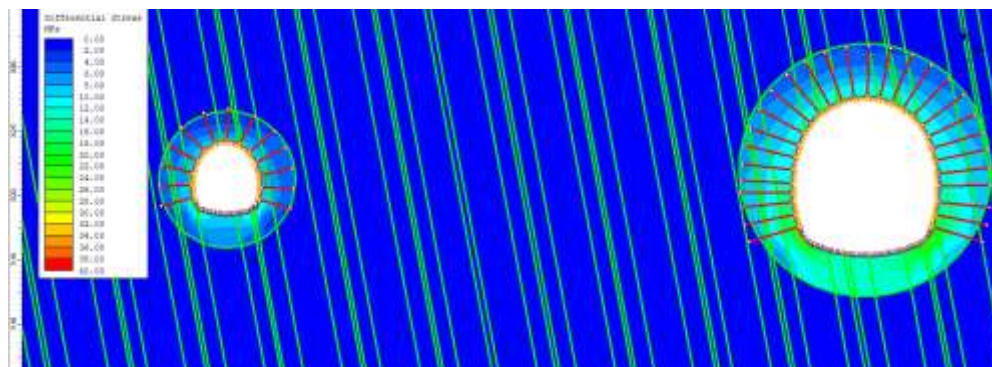


Ilustración 20.59. Concentración de esfuerzos terreno tipo V etapa 7.

Al igual que para el caso de terreno tipo IV, en el tipo V por la baja calidad de los materiales, el desarrollo de los desplazamientos es más repentino y prematuro una vez se inicia con la excavación en la porción del frente, y más lenta una vez se continúan con los trabajos como se muestra en la Ilustración 20.60 B, esto fue medido en campo a través de las convergencias, exhibiendo velocidades iniciales en cada etapa de excavación muy altas y más paulatino pero constante en las posteriores.

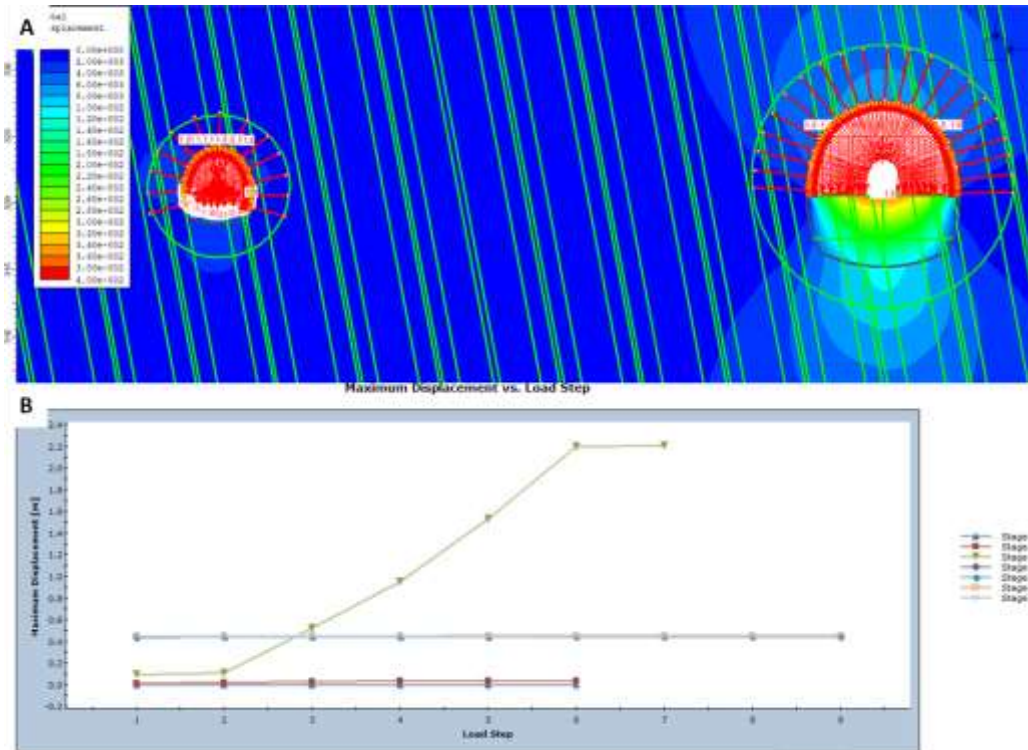


Ilustración 20.60. Desplazamientos totales terreno tipo V. A) Interacción excavación macizo, etapa 3. B) Desplazamientos totales vs etapa de carga, en función de la etapa constructiva.

En la Ilustración 20.61 se muestra el desarrollo de la zona plástica para el caso de terreno tipo V, donde se evidencia que a causa del mejoramiento en la condiciones del perímetro y control del desconfinamiento por medio de enfilajes y pre inyecciones, el desarrollo de las misma es más controlado, por lo que el soporte en su instalación entra en una etapa donde podrá acompañar y desarrollar su trabajo con eficiencia, cumpliendo como se muestra con los factores de seguridad mínimos permisibles para estos casos de análisis. Así mismo, se destaca la correcta distribución de esfuerzos, deformaciones, eficiencia de la fortificación y menor desarrollo de zonas con comportamiento plástico y el uso del “invert” o contra bóveda reforzada, para un correcto cierre de la sección. De igual modo por ser zonas de tan baja competencia, será de vital importancia la evaluación constante de los desplazamientos por medio de convergencias y extensómetros multipunto para conocer las zonas potenciales de deformación y su pronta intervención.

Cabe resaltar que las pre inyecciones se modelaron tal y como fueron establecidas en los diseños. Lo cual permitió una mitigación de la condición especial de pérdida de resistencia por causa del agua, sobre esfuerzos tectónicos locales, ya que sella las aberturas e inhibe la alteración de la fábrica de la roca; mejorando sus prestaciones mecánicas frente una excavación importante.

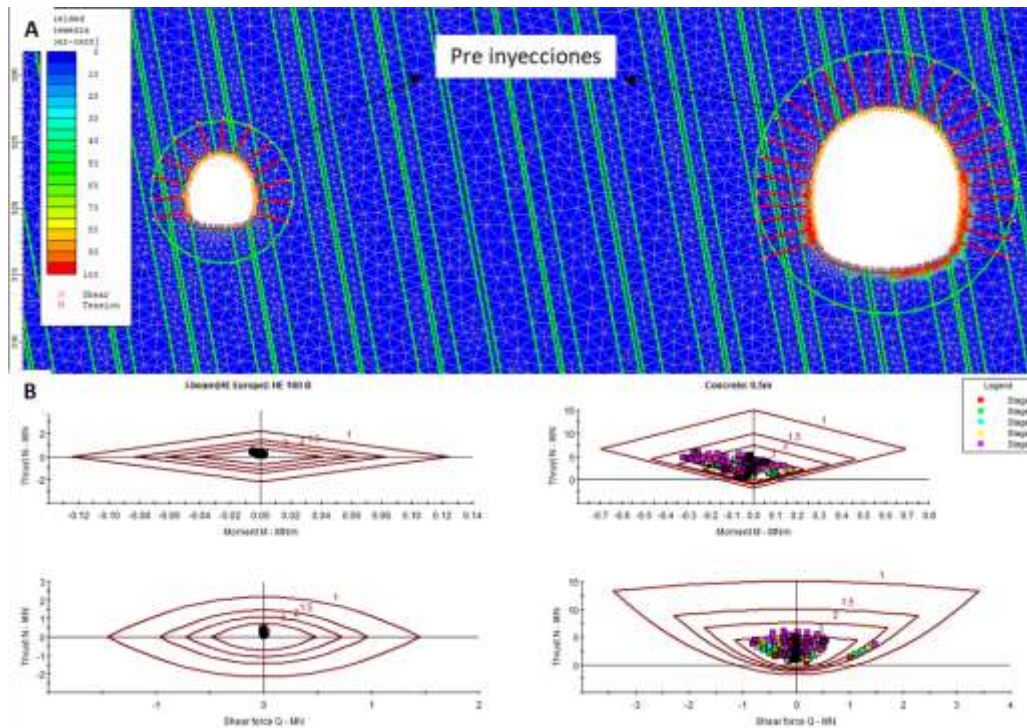


Ilustración 20.61. A) desarrollo de plastificación en las excavaciones. B) Eficiencia del soporte. Macizo tipo V con pre inyecciones.

21. TRATAMIENTOS ADICIONALES Y/O ESPECIALES

En este capítulo se enumeran algunos de los tratamientos adicionales del diseño, contempladas para condiciones especiales o críticas de excavación. Se predefine la utilización de micropilotes a manera de enfilajes o paraguas en los terrenos tipo V, V* usados en los portales del túnel, zonas de falla o sectores de muy baja competencia donde el soporte no es lo suficientemente robusto, acompañado de inyecciones de microcemento o bentonita de consolidación, con la utilización de machón central en el frente y sellado del mismo con concreto lanzado (“spilling” o pernos calafateados para soportes tipo IV y tipo III). De igual manera, en caso de observar lisos, bloques, techos planos o cuñas en el proceso de excavación será posible la implementación de pernos largos localizados, superiores a 8,0 m de longitud, perforados con barras “mf” con cabeza de acople, y broca de tungsteno, estos últimos anclados con cemento. Lo anterior de acuerdo con las especificaciones de los diseños (CAM, 2017).

21.1 Enfilajes con micropilotes

Para el sostenimiento tipo V y V* y como tratamiento adicional en caso de requerirse, se ha establecido un paraguas de micropilotes de 24 elementos, ocupando clave y hombros, en aras de sostener los frentes venideros en el avance. Por tal motivo, se ha predefinido barras GEWI de 57,5 mm con longitud de 14 m, traslapadas cada 12,0 m. Los arcos para la implementación de estos elementos, deberán ser de diferentes tamaños debido a que el avance donde se instalen, debe estar apoyados en el marco, para su función como estructura monolítica. De igual modo, se deberán implementar en los entronques de galería y emportalamiento del túnel independiente del tipo de terreno o macizo, buscando evitar deslizamiento al interior de la excavación. La inclinación de las barras no debe superar los 12°, se recomienda entre 4° y 8° y la inyección debe ser repetitiva con cemento.

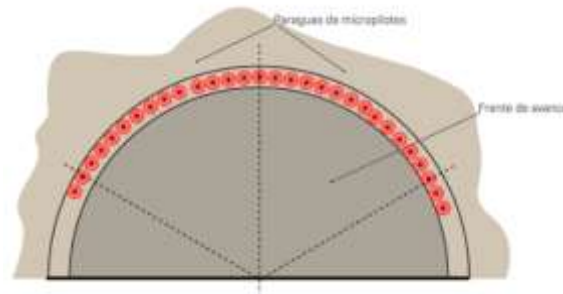


Ilustración 21.1. Esquema de ejemplo de paraguas de micropilotes. Tomado de: Construsol, (2022).

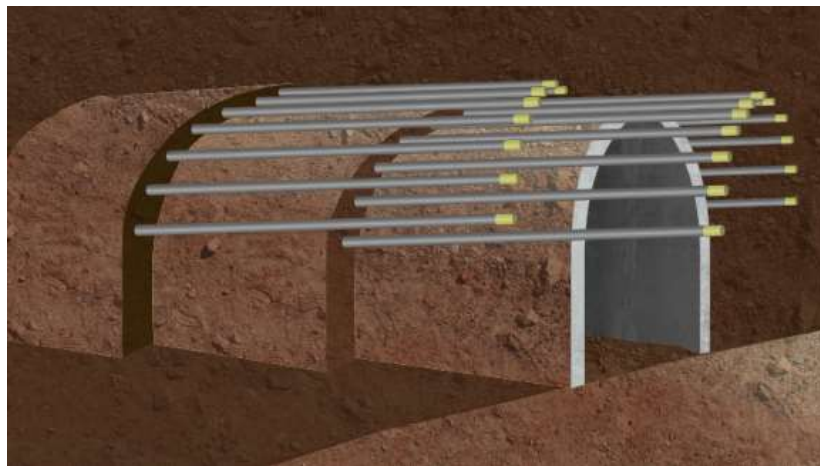


Ilustración 21.2. Esquema de ejemplo longitudinal de micropilotes de forma longitudinal con su traslapeo entre filas. Tomado de: Construsol, (2022).

21.2 Sellado de frente

En los macizos de poca competencia y de requerirse por parte del personal de obra, dependiendo de las condiciones de avance, se podrá instalar un sellado de frente con concreto lanzado y fibra sintética, buscando estabilizar y evitar derrubios o desprendimientos de material durante los ciclos constructivos (Ilustración 21.3).

La proyección de concreto en el frente podrá usarse de acuerdo con la recomendación del personal de técnico obra en cualquier tipo de terreno, en aras de mejorar la estabilidad en el frente de avance.



Ilustración 21.3. Sellado de frente de ejemplo con hormigón proyectado. Tomado de: Celada, Adasme, & González, (2015).

21.3 Pernos de fibra de vidrio en el frente

En caso de encontrarse en terrenos o macizos muy poco competentes se sugiere instalar en conjunto con una capa de concreto proyectado de 10 cm de espesor, pernos de fibra de vidrio de un largo de 4 m aproximadamente, que serán destruidos en el avance. La función de estos elementos no es más que densificar y evitar el colapso del frontón de excavación.



Ilustración 21.4. Sellado pernos de fibra de vidrio. Foto de ejemplo en otro proyecto en Italia.

21.4 Machón central

Otra alternativa de estabilización del frente de avance es la implementación de un machón central en el avance, como contra fuerte, para evitar así un colapso o deslizamiento de éste, mitigando además las posibles deformaciones que éste pudiera llegar a presentar. En la siguiente ilustración se muestra de forma esquemática la geometría.

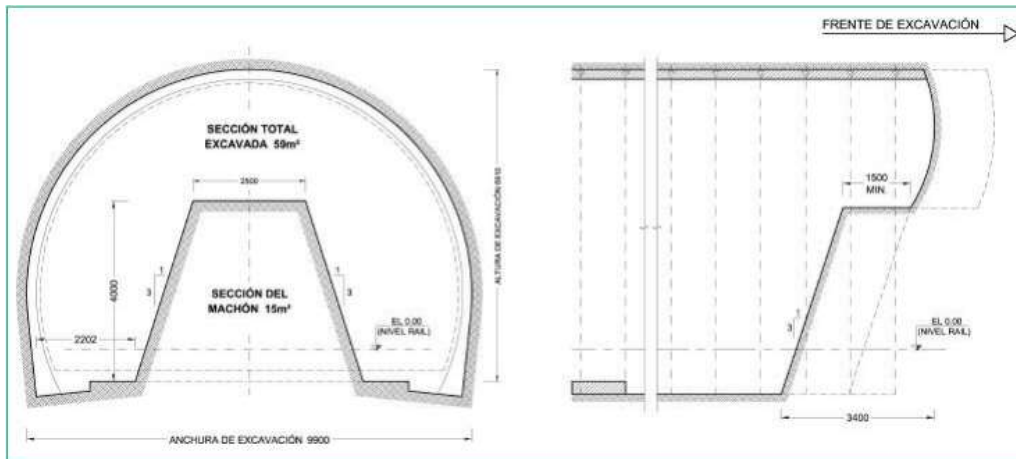


Ilustración 21.5. Ejemplo machón central. Tomado de: Celada, Adasme, & González, (2015).

21.5 Sondeos de reconocimiento

Con el fin de tener idea del terreno o estructuras geológicas de interés para la implementación del sostenimiento, se deberán ejecutar con perforaciones destructivas o de recobro y en puntos estratégicos barrenos de 12 m, a 24 m de longitud. Los cuales también podrán ser usados para encausar el agua en las zonas de infiltración intensa, y favorecer así el buen funcionamiento de la operación (Ilustración 21.6).

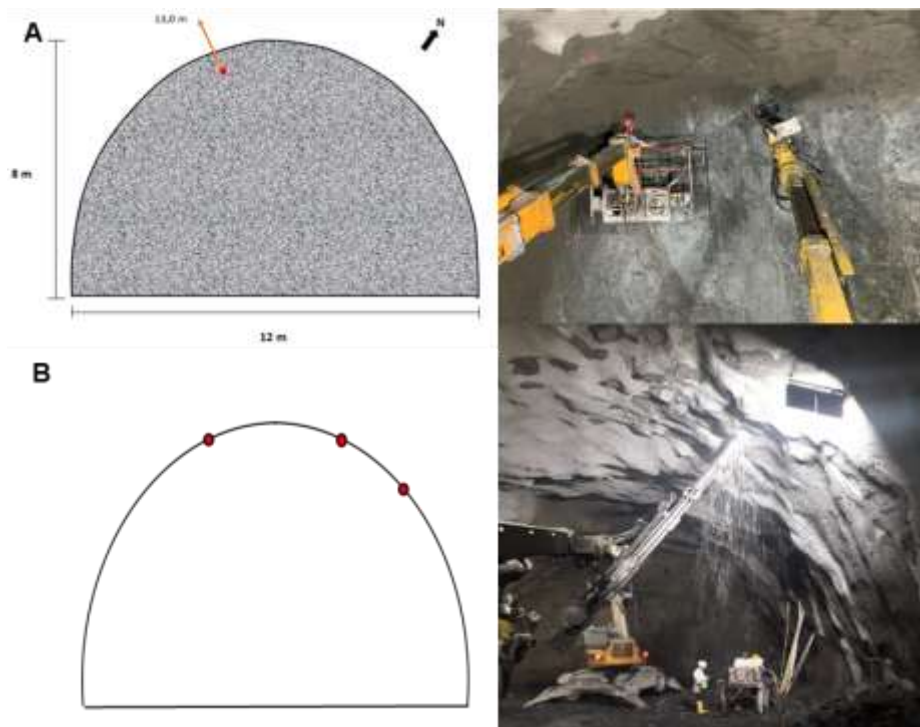


Ilustración 21.6. A) Sondeos de reconocimiento geológico. Fotos y esquemas de referencia de otro proyecto (2021).

21.6 Pernos largos autopercutores BAL

De acuerdo con el análisis cinemático de cuñas, en donde se prevé que en el macizo tipo II, se generen sendos sobre anchos y despegue de material; se ha implementado desde la etapa de diseño, pernos localizados de acuerdo con la necesidad, y sugerido por el personal técnico de obra correspondiente, ya sea el geomecánico, el ingeniero de caminos y/o túneles y/o geotecnista diseñador o de oficina técnica. Según la necesidad y la magnitud se podrán usar los convencionales del sostenimiento sistemático, o pernos largos anclados con lechada, tipo R, con acople, de 8,0 m de longitud y autopercutor. Buscando no más, interceptar y amarrar los planos o las fracturas en el macizo en profundidad (Ilustración 21.7).



Ilustración 21.7. Esquema de ejemplo perno autopercutor. Tomado de: ONIX, (2022).

22. DISCUSIÓN

Dentro del análisis de esfuerzo deformación de acuerdo con las nuevas características encontradas a partir del nuevo análisis geológico, petrográfico y mecánico de las muestras colectadas en campo, se plasmó desde los modelos los sucesos que ocurrieron en su momento antes de la implementación de los tratamientos especiales. Observando que las consideraciones iniciales de materiales y de soporte podrían sufrir diferencias en su uso, de acuerdo con la capacidad en cada una de las situaciones para cada uno de los tipos de frente planteados en este tramo objeto de análisis.

Adicional a lo anterior se encontró que la superficie de falla no siempre estaba condicionada por la presencia de cizallas o accidentes tectónicos regionales que afectarían los pases de avance, ya que esto se acotó de acuerdo con los análisis, para zonas muy locales donde evidentemente existe un empobrecimiento de la calidad del material.

Para el caso del exceso de convergencias en el túnel, si bien existe una disminución de la resistencia de la roca causada por la hidratación constante de los minerales del grupo de los clorhidratos, ésta no es el primer causante de ellos, ya que sólo disminuye la resistencia de la roca en las lodolitas de un 5% a un 10% debido a que el contenido de minerales con estructura planar de la familia de los clorhidratos es bajo. Esto, corroborado por la batería de ensayos por etapas donde las muestras sumergidas no presentaron una disminución de resistencia esperada.

Si bien la nueva configuración estudiada muestra que el sostenimiento para estos casos es ineficiente como ya se mencionó en el capítulo de análisis de esfuerzo deformación, la tectónica juega un papel muy importante en el aumento de las convergencias en ciertos pases de avance en particular, donde se presenta un aumento de fracturamiento y replegamiento de las rocas a causa de las fallas y cizallas, condición que es tenida en cuenta

en los estudios en macizo tipo IV y V principalmente. Por lo que el exceso de las convergencias en el túnel es un conjunto de factores que no pueden ser generalizados en los análisis. Se debe tener en cuenta el macizo como una secuencia estratificada donde existen dos tipos de roca principales con comportamientos y particularidades mecánicas independientes, que son afectadas en el caso de las lodolitas por la presencia constante de agua.

Si bien los modelos son linealizados con una geometría teórica de excavación, ésta no se cumple en la realidad en todos los casos de construcción debido a las irregularidades que puede presentar la roca en un avance. Lo anterior se suma a la presencia eventual de cuñas, techos planos, lisos, sobre excavaciones, chimeneas y desprendimientos vaciados de material. Por consiguiente, se generan puntos de concentración de esfuerzos que inducen puntualmente a zonas de inestabilidad. Los modelos reflejan la condición general que puede presentar el macizo, ya que se tiene en cuenta el desconfinamiento gradual por etapas y un contorno donde la roca es perjudicada por un fracturamiento adicional inducido por la voladura, donde sólo se afecta esta porción por la voladura. Además, incluye el análisis con la secuencia estratificada con los dos tipos de materiales en las condiciones más desfavorables teniendo en cuenta el comportamiento mecánico de cada uno.

Si bien existe un contraste entre los resultados obtenidos y los planteados inicialmente por diseño, este trabajo se ejecutó sabiendo la configuración del macizo del tramo, condiciones y factores adicionales que establecieron las situaciones de inestabilidad, y a su vez las acciones de mejora frente a estos procesos. En ese orden de ideas, en una etapa de diseño inclusive conociendo la geometría y posición de las rocas, se vuelve poco práctico hacer un análisis particular para cada porción de túnel. Inclusive en este trabajo, se generaliza el tramo por facilidad, en un análisis en las situaciones más críticas y en los tipos de roca predominantes. Es de resaltar que este trabajo pone en evidencia la importancia a la hora de diseñar en rocas como lodolitas, ya que este tipo de rocas han presentado problemas en diversos túneles en el mundo. Principalmente, debido a que mecánicamente son rocas blandas que tienden a comportarse plásticamente, y a su vez es común que presenten condiciones o particularidades especiales.

Para este tipo de casos donde los materiales y el entorno geológico presentan condiciones especiales y de alta complejidad, se hace necesario que los datos y los resultados como se realiza en este trabajo sean ejecutados por un equipo interdisciplinario con varios puntos de vista, ya que las metodologías comúnmente usadas parten de un fundamento matemático idealizado para unas situaciones de análisis generales. Es por esto que se usan según los datos que se tenían, los datos más representativos y desfavorables de diseño con cierto criterio ingenieril. Esto podrá sufrir ajustes, refinamiento o modificaciones en caso de contar con más muestras y ensayos en materiales más sofisticados, como triaxiales en roca, o fracturamiento hidráulico in situ.

Como es habitual en los diseños geotécnicos, los análisis y evaluación de los elementos de soporte se realizan en la condición más crítica, por ende, las resistencias tomadas y valores de la evaluación geomecánica y demás parámetros fueron con el valor percentil o dato inferior al límite para cada tipo de material según su rango. En ese orden de ideas los datos usados para la caracterización inicial fueron la resistencia a la compresión en estado sumergido.

22.1 Comparación del análisis analítico, numérico y campo

En los datos de deformaciones de los capítulos de Convergencias del tramo seleccionado (PK 36+080 – PK35+518), Análisis confinamiento convergencia, y Análisis esfuerzo deformación, se puede apreciar diferencia entre el valor de desplazamiento y deformación

de cada uno de ellos, debido a que el primer análisis es el dato real de campo medido “in situ” con una presión milimétrica por medio de cinta extensométrica y estación total topográfica, mientras que el analítico asume una geometría circular, un solo tipo de material, y algunos elementos de sostenimientos. Por el contrario, la revisión numérica adapta el perímetro teórico sin protuberancias o sobre anchos, dos tipos de material con una estratificación y fracturamiento uniforme, y un proceso constructivo óptimo según sus etapas. Por lo que los análisis no dejan de ser aproximaciones a la realidad que ayudan a entender el proceso de desconfinamiento y esfuerzo deformación que sufre el material frente a una excavación. De igual modo, los procesos de esfuerzos o presiones se presumen de una manera perfecta sin las perturbaciones geológicas como cizallas y demás accidentes tectónicos particulares.

Obsérvese, por ejemplo, que los radios plásticos en la revisión analítica sólo en lodolitas, es demasiado grande (61,41 m desde el centro) en comparación al real y al de la revisión numérica (Ilustración 22.1), de igual modo en la revisión analítica el comportamiento plástico del material es demasiado prolongado y excesivo al real, en contraste con la parte numérica que tiene en cuenta la interacción de las liditas como un conjunto.

Ahora bien, cuando se confronta con el valor real medido en campo se identifica que el primero es menor antes de que los elementos de sostenimiento fallen, y aumentan sustancialmente cuando éste ya no hace su trabajo cuando es vencido por el macizo. Si bien el acercamiento numérico no es exacto, si muestra de una forma aproximada el comportamiento de cada uno de los elementos de fortificación y el comportamiento de esfuerzo deformación del macizo.

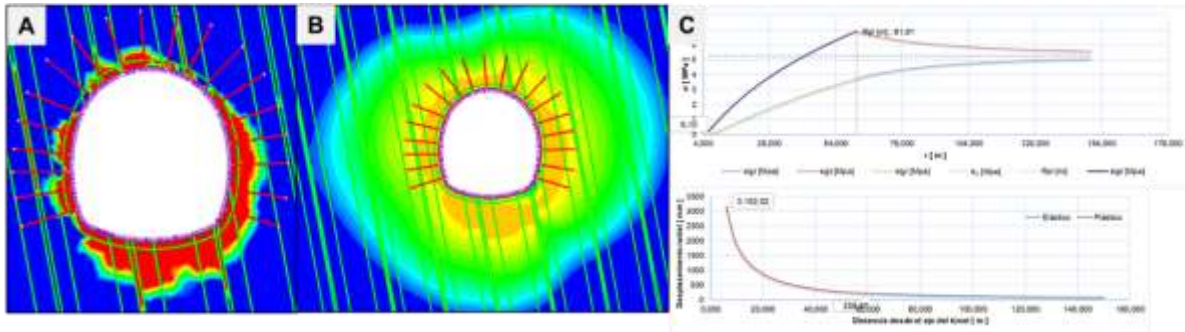


Ilustración 22.1. Comparación análisis numérico y analítico. A) Análisis numérico elementos cedidos soporte tipo IV etapa final. B) Análisis numérico concentración de esfuerzos etapa final en terreno tipo IV. C) Análisis analítico de radio plástico y de comportamiento terreno en terreno tipo IV.

23. CONCLUSIONES

Los resultados experimentales muestran que la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad de los ejemplares de roca de las lodolitas decrecieron gradualmente en un 5% a 10% de su resistencia inicial, cuando la inmersión creció en el tiempo. Lo anterior en función del contenido de minerales de arcilla del grupo de los clorhidratos con estructura planar en la que los especímenes analizados no alcanzan el 15% de la composición total de las muestras. Lo anterior es debido a que la estructura mineralógica de los minerales del grupo de los clorhidratos principalmente fue alterada o hidratada, haciendo que la unión entre particular sea afectada, y predefinida una superficie de rotura a escala microscópica; esta condición o interpretación deberá ser de igual modo verificada con análisis de microscopio electrónico de barrido en las muestras secas y húmedas o sumergidas en el tiempo.

Las rocas expuestas después de la excavación en un lapso de 20 días en contacto con el agua y el desconfinamiento, por su contenido mineralógico, microestructura, en conjunto con las infiltraciones de agua, y el arreglo de roca de las excavaciones de acuerdo con el fracturamiento, son las razones de la disminución de la resistencia del macizo, causando las deformaciones excesivas.

Según los resultados obtenidos, los esfuerzos horizontales en el macizo en la zona de cobertura máxima oscilan en unos 6,5 MPa para el tramo de análisis. Estos esfuerzos no son muy altos considerando las fuerzas tectónicas que actúan en la región, por lo que no se considera que los esfuerzos son el motivo principal de las deformaciones en el macizo ($\sigma_h > \sigma_v$) para ese lugar del túnel.

En combinación con los ensayos de laboratorio, los datos de monitoreo y las observaciones de campo, la problemática se atribuye a dos factores principalmente: (1) el flujo (radio) plástico inducido por la excavación del túnel, y (2) la hidratación mecánica acoplada en las lodolitas negras que genera una presión hidrostática adicional para el caso de la galería.

El análisis de confinamiento por convergencia separado para cada una de las condiciones mostró al igual que el estudio en esfuerzo deformación en elementos finitos, que el sostenimiento sin el refuerzo de los tratamientos adicionales entra a trabajar en una etapa tardía. En esta etapa, las zonas del túnel se empiezan a comportar plásticamente, por lo que el trabajo del sostenimiento no es suficiente, debido a que las lodolitas se empiezan a enterar de la acción de la excavación antes de que ésta llegue, comenzando así el proceso de deformación y desconfinamiento hasta llegar a un comportamiento plástico. Por ende, el pre-sostenimiento juega un papel muy importante en la estabilidad y durabilidad de las secciones de excavación ya que controla los esfuerzos que inducen los desplazamientos en convergencias, y a su vez condiciona el desarrollo de los radios plásticos y el proceso de rotura del material en condiciones ya vista de carácter especial.

El análisis de esfuerzo deformación se ajustó en una gran medida a los sucesos y problemáticas de esos tramos, ya que tuvo en cuenta el desconfinamiento gradual luego de las excavaciones, un macizo rocoso compuesto con los dos tipos de roca presentes de forma estratificada, el buzamiento predominante en ese corredor, y las propiedades geomecánicas ajustadas a las nuevas condiciones. Adicional a esto, se pudo replicar la eficiencia de la solución empleada como inyecciones y enfilajes a manera de pre-sostenimiento en aras de controlar el proceso de desconfinamiento. Se observó el correcto trabajo de estos elementos, donde la disminución del radio plástico en la sección fue evidente. Cabe resaltar que las medidas de sellado de frente y machón central, entre las otras que se llevaron en los pases de avances, no fueron replicadas en este estudio. De igual modo estas maniobras ayudan a controlar y mejorar las condiciones de seguridad en el frente.

Como fue evidenciado en obra, las convergencias luego de los tratamientos adicionales tuvieron un comportamiento constante sin variaciones significativas en los casos de frentes donde el macizo presentó puntajes de RMR superior a 41 puntos. En estos casos, el proceso de deformación es continuo una vez finalizada todo el proceso de instalación de soporte definitivo y luego de las secuencias de excavación. El uso de "invert", cerchas, enfilajes e inyecciones controlaron en gran medida este proceso, lo que se corroboró con el ajuste de las nuevas condiciones de eficiencia de éstos.

24. PERSPECTIVAS

En aras de verificar la hipótesis de la disminución de la resistencia de las lodolitas debido a la alteración de la estructura planar de algunos minerales, su unión y cimentación con otras

partículas por acción del agua, se sugiere un análisis en microscopio electrónico de barrido para las lodolitas en estado seco y sumergido en un periodo de tiempo de al menos 40 días, para comparar la forma y estados de estos minerales.

Se podrá tener en cuenta este tipo de análisis de deformaciones en otros tramos del túnel en condiciones similares, pero con coberturas por encima de los 300 m, 600 m y 900 m. Añadiéndole complejidad a los modelos y cálculos debido a la condición de esfuerzos excesivos por la carga litostática en este tipo de materiales que sienten el desconfinamiento antes de que llegue la excavación hacia ese punto.

También y como complemento se podrá revisar el estado de esfuerzos de formación y rotura del material en modelos de elementos híbridos, para conocer la forma y el proceso de desprendimientos y vaciado de material gobernado por las discontinuidades, observando como es el despegue y movimiento de las partículas del macizo rocoso.

Hacia el portal Giraldo, en rocas volcánicas más competentes y menos fracturadas, se sugiere revisar la probabilidad de "RockBurst" o "RockBlast" para coberturas superiores a los 900 m, y diseñar un sostenimiento o proceso que mitigue esta condición en caso de presentarse.

Otros análisis interesantes es revisar el comportamiento del macizo rocoso frente a otros métodos constructivos como es el caso de tuneladora, como es el desconfinamiento, y esfuerzos deformaciones frente avances constantes con geometría circular, y sostenimientos con dovelas.

Debido a que las condiciones encontradas en el macizo son diferentes a las inicialmente planteadas por diseño, donde inclusive los elementos de soporten han sido cambiados sobre la marcha, debido a las constantes deformaciones en algunos tramos como el que aborda este trabajo; se debe de igual modo revisar la eficiencia y el trabajo del revestimiento, en aras de garantizar factores de seguridad óptimos en toda su vida útil de servicio.

De igual modo, se podrá incorporar datos de permeabilidades del macizo para el análisis de presiones y redes de flujos al interior del medio y como este factor ayuda o interfiere en el proceso de rotura y deformación del material, en caso de querer obtener más detalle en los análisis como ejercicio académico.

25. LIMITACIONES

Los nuevos análisis efectuados en este trabajo son a partir de muestras colectadas en campo en el tramo objeto de estudio donde fue posible, y complementado con tramos cercanos de condiciones similares con rocas de las mismas características, para completar así el mínimo número de muestras requerido. Es así debido a que en la época en la que se hace este estudio, ese sector ya se encontraba con el sostenimiento final, por lo que sólo eran accesibles las zonas de reparación y que no fueron inyectadas con concreto.

Siempre un número mayor de testigos en el laboratorio servirá para refinar los valores de caracterización de materiales, ya que este trabajo contaba con unos estándares limitados debido a que los ensayos fueron ejecutados por una compañía externa a manera de apoyo y sin ánimo de lucro.

Si bien los valores obtenidos de laboratorio se encuentran en los rangos esperados para ese tipo de materiales, éstos podrán sufrir cambios, en caso de ejecutar una nueva campaña de ensayos debido a que hubo especímenes que tuvieron que ser ajustados o

suavizados porque las probetas no tenían siempre las mismas dimensiones. Por eso, en el capítulo de ensayos de laboratorio se corrige según el área de una forma aproximada.

Los parámetros de esfuerzos deben ser tomados con un ensayo de “fracturamiento hidráulico” ya que los de este trabajo toman como base los datos del diseño preliminar del túnel, en función de la cobertura máxima del área de interés.

Para acotar aún más el modelo empleado será necesario ejecutar ensayos de “Lugeon” y “Lefranc” para determinar la permeabilidad real del macizo. Este valor se podría incluir en el análisis con agua, ya que este valor fue tomado en este trabajo de forma intrínseca en las propiedades de los materiales. Esto podría generar valores mayores de los obtenidos en el análisis.

La constante “mi” en este trabajo parte de las referencias generales para el tipo de material y lo obtenido en los estudios de diseño iniciales, por lo que el valor real y ajustado de este dato debe ser complementado con ensayos de laboratorio adicionales.

De igual modo, será necesario obtener ensayos triaxiales en aras de obtener una guía de resistencia de los materiales en determinados estados de esfuerzos.

En función de disminuir la incertidumbre de los modelos bidimensionales y de elementos finitos, se podrá usar modelos tridimensionales y modelos híbridos de elementos finitos y elementos discretos acoplados, con variación de incertidumbre. En donde, no sólo se analice la rotura general del macizo, sino también el comportamiento y desprendimiento entre partículas, ya que las discontinuidades juegan un papel fundamental en el comportamiento mecánico de túneles.

26. REFERENCIAS

- AGS. (2014). *Geotechnical monitoring in conventional tunnelling*. Salzburg: Austrian society of geomechanics.
- Bieniawski, Z. T. (1980). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Clasifications a complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering*. New York: Wiley.
- CAM. (2017). *Volumen IX Estudios y diseños de túneles. Capítulo 5. Estudio del diseño de sostenimiento, Túnel 17 Toyo*. Medellín, Antioquia: Gobernación de Antioquia.
- CAM. (2019). *Registro geológico y geotecnico del macizo rocoso*. Cañasgordas, Antioquia. : Consorcio Antioquia al mar.
- CAM. (2022). *Vol 2 monitoreo por convergencias del portal salida túnel GGE, fase constructiva*. Cañasgordas, Antioquia: Consorcio Antioquia al mar.
- Carranza Torrez, C., & Fairhurst, C. (2000). *Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion*. Elsevier Science Ltd.
- Celada, B., Adasme, J., & González, H. (2015). *Incremento de rendimiento en la construcción de túneles, metro de Santiago de Chile*. Dubrovnik: World Tunnel Congress 2015.

- Consortio al mar (CAM). (2022). *Informe mensual de instrumentación*. Cañasgordas, Antioquia: Gobernación de Antioquia.
- Consortio al mar. (2022). *Gestión ambiental Anexo_1.F4 agua de infiltración registro de caudal*. Cañasgordas, Antioquia: Consortio al mar.
- Consortio Antioquia al Mar. (2017). *Capítulo 2. Estudio de Transito, Topografía y Diseño Geométrico Para Túnel del Toyo*. Medellín.
- Consortio Antioquia al Mar. (2017). *Volumen IX. Estudios y Diseños de Túneles Capítulo 4. Estudio de Geología y Geotecnia Túnel 17 Toyo*. Medellín.
- Consortio Antioquia al Mar. (2020). *Registro Geológico - Geotécnico del Macizo Rocoso durante construcción*. Medellín.
- Construsol. (21 de 05 de 2022). *Sistema de enfilajes con micropilotes*. Obtenido de <https://construsol.co/test-url-post/>
- Departamento geología-geotecnia CAM e INTEGRAL S.A. (2022). *Levantamientos geomecánicos RMR del túnel GGE*. Cañasgordas-Giraldo: Gobernación de Antioquia.
- Días Cañas, J. S., & Kammer, A. (2015). *Marco bioestratigráfico y proveniencia de la Formación Penderisco, y su significado en la formación de un domo marginal a las Fallas de Romeral*. Bogotá : Universidad Nacional de Colombia.
- Figueroa, C. A., & Pozo Rojas, J. C. (2019). *ESTUDIO DE DEFORMACIONES DE TÚNELES METROPOLITANOS EN ZONA DE CRUCE POR CONSTRUCCIÓN DE TÚNEL INFERIOR. ESTUDIO BASADO EN LA EXPERIENCIA DE LA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE SANTIAGO*. Santiago de Chile: UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL.
- Gómez Vargas, D. F., & Duque Trujillo, J. F. (2017). *DEFORMACIÓN DE LOS SEDIMENTOS PERTENECIENTES A LA FORMACIÓN PENDERISCO, EN RESPUESTA A LA COLISIÓN DEL BLOQUE CHOCÓ, CIUDAD BOLIVAR, COLOMBIA*. Medellín: Universidad EAFIT.
- González Vallejo, L. I. (2001). *Ingeniería geológica*. Madrid: PEARSON.
- González, H. (2001). *Geología del departamento de Antioquia-memoria explicativa escala 1:400 000*. Medellín.: Instituto de investigación e información geocientífica.
- Grosse, E. (1926). *Estudio geológico del Terciario Carbonífero de Antioquia*. Reiner Berlín.
- Guiral-Vega, J. S., Rincón Gamero, J. J., & Ordoñez Carmona, O. (2015). *Geology of the southern part of Sabanalarga Batholith. Implications for terrane theory in the west of Colombia*. Medellín: Boletín de ciencias de la tierra.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *University of Toronto-Quensland university*, 31-39.
- Hoek, E., & Marinos, P. G. (2009). *Tunnelling in overstressed rock*. Dubrovnik, Croatia: EUROCK.
- Hoek, E., Carranza, C., & Corkum, B. (2002). El criterio de rotura de Hoek Brown, edición 2002. *Rocsience Inc*, 1-8.

- INTEGRAL S.A. (2022). *Registro fotográfico del túnel GGE y sus vías de acceso*. . Cañasgordas, Antioquia. : Gobernación de Antioquia.
- INVIAS . (2021). *Diseño construcción operación y mantenimiento de túneles de carretera para Colombia*. Bogotá D.C: Mintransporte.
- Konstantinovskaya, E., & Malavielle,, J. (2011). *Thrust wedges with décollement levels and syntectonic erosion: A view from analog models*. Tectonophysics vol. 502, p. 336–350.
- Londoño, A. C., & González, H. (2002). *Geología de la plancha 129 Cañasgordas*. Medellín. : INGEOMINAS.
- Lunardi, P. (2004). *Diseño y construcción de túneles con el sistema análisis de la deformación controlada en rocas y suelos*. Traducido al español por Luis Fariñas de Alba, Madrid España: Tunnels & Tunneling International.
- Mejía N, M., González, H., E, Á., & Grosse, E. (1983). *Geología de la plancha 130 Santa Fe de Antioquia*. Medellín: INGEOMINAS.
- MeteoBlue. (21 de Abril de 2022). *Datos climáticos y meteorológicos*. Obtenido de https://www.meteoblue.com/es/tiempo/historyclimate/climatemodelled/amag%C3%A1_colombia_3690019#:~:text=Precipitaciones%20mensuales%20por%20encima%20de,en%20la%20mayor%20parte%20secadas.
- NOAA. (21 de Abril de 2022). *WeatherSpark*. Obtenido de <https://es.weatherspark.com/y/22514/Clima-promedio-en-Angel%C3%B3polis-Colombia-durante-todo-el-a%C3%B1o#:~:text=Angel%C3%B3polis%20tiene%20una%20variaci%C3%B3n%20extremada,de%20134%20mil%C3%ADmetros%20de%20lluvia>.
- NSR-10. (2010). *Título A, requisitos generales sismoresistentes*. Bogotá D.C: Comisión asesora permanente para el regimen de construcción sismo resistentes, ley 400 de 1997.
- NSR-10. (2010). *Título H, estudios geotécnicos*. Bogotá D.C: Comisión asesora permanente para el regimen de construcciones sismo resistentes, ley 400 de 1997.
- ONIX. (2022). *Underground soluctions*. Madrid España.
- Page, W. D. (1986). *Geología, sísmica y sismicidad del noroeste de Colombia*. Medellín: ISA, INTEGRAL Woodward-Clyde 281 p.
- Palmezano Pinto, E. E., & Ramos Rivera, J. (2021). *ESTIMACIÓN DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA EN MACIZOS ROCOSOS ESTRATIFICADOS BASADO EN LA TEORÍA FRACTAL*. Medellín: Universidad EAFIT - INTEGRAL S.A.
- Rodríguez G, G., Arango, M. I., & Bermúdez, J. G. (2012). *BATOLITO DE SABANALARGA, PLUTONISMO DE ARCO EN LA ZONA DE SUTURA ENTRE LAS CORTEZAS OCEÁNICA Y CONTINENTAL DE LOS ANDES DEL NORTE*. Medellín: Boletín de ciencias de la tierra.
- Senet Domínguez, S., & Jiménez Rodríguez, R. (2015). *La estabilidad del frente de excavación de un túnel en terrenos heterogéneos o con un criterio de rotura no lineal*. Madrid: Universidad politécnica de Madrid.

- SGC. (2018). *Servicio geológico colombiano*. Obtenido de Portal de amenaza sísmica en Colombia : https://amenazasismica.sgc.gov.co/map/co18_psha_model/#10/8.1108/-76.6139 el cual recopila un total de 34.681 eventos localizados entre los años 1610 y 2014 con un rango de magnitudes (Mw) entre 2.9 y 8.8 con profundidades menores a 700km.
- Sierra L., G. M., Silva T., J. C., & Correa O., L. G. (2003). *Estratigrafía secuencial de la formación Amagá*. Medellín: Boletín de ciencias de la tierra.
- Suter, F., Sartori, M., Neuwerth, R., & Gorin, G. (2008). *Structural imprints at the front of the Chocó-Panamá indenter: field data from the North Cauca Valley Basin, Central Colombia*. Tectonophysics. Vol 460. 134–157pp.
- Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. S. (2009). *Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels*. Ontario: Rock Mechanics and Rock Engineering.