APLICACIÓN DE MÉTODOS DE ANÁLISIS RETROSPECTIVOS (BACK ANALYSIS) PARA ESTIMAR EL ESTADO DE ESFUERZO DE UN TÚNEL DEL ORIENTE ANTIOQUEÑO

ANDRÉS FELIPE VELÁSQUEZ ORTIZ

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Minas

Maestría en Ingeniería – Geotecnia

Medellín, Colombia

2021

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

APLICACIÓN DE METODOS DE ANÁLISIS RETROSPECTIVOS (BACK ANALYSIS) PARA ESTIMAR EL ESTADO DE ESFUERZO DE UN TÚNEL DEL ORIENTE ANTIOQUEÑO

Andrés Felipe Velásquez Ortiz

Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:

Magíster en Ingeniería - Geotecnia

Director:
David Guillermo Zapata Medina, Ph.D

Codirector(es):
Álvaro Jesús Castro Caicedo, Ph.D
Manuel Roberto Villarraga Herrera, M.Sc.

Línea de investigación:
Mecánica de rocas y túneles

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas
Maestría en Ingeniería – Geotecnia
Medellín, Colombia
2021

DEDICATORIA

A mi papá:

Jorge Alberto Velásquez Velásquez
(1940 – 2018)

“I fought the good fight, I finished the race, I kept the faith”

Declaración de obra original

Yo, Andrés Felipe Velásquez, declaro lo siguiente:

He leído el Acuerdo 035 de 2003 del Consejo Académico de la Universidad Nacional. «Reglamento sobre propiedad intelectual» y la Normatividad Nacional relacionada al respeto de los derechos de autor. Esta disertación representa mi trabajo original, excepto donde he reconocido las ideas, las palabras, o materiales de otros autores.

Cuando se han presentado ideas o palabras de otros autores en esta disertación, he realizado su respectivo reconocimiento aplicando correctamente los esquemas de citas y referencias bibliográficas en el estilo requerido.

He obtenido el permiso del autor o editor para incluir cualquier material con derechos de autor (por ejemplo, tablas, figuras, instrumentos de encuesta o grandes porciones de texto).

Por último, he sometido esta disertación a la herramienta de integridad académica, definida por la universidad.

Andrés Velásquez
2022.02.25
11:43:42 -05'00'

Andrés Felipe Velásquez Ortiz

Fecha: 05/12/2021

AGRADECIMIENTOS

- Al personal administrativo y técnico de la concesión túnel Aburrá – Oriente, que en todo momento apoyaron esta investigación y en especial al Ingeniero Ricardo Álvarez por atender nuestras preguntas y visitas al proyecto.

- A mis profesores de geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia, por aportar todo su conocimiento para llevar a cabo esta investigación.

- Al laboratorio de fotónica y optoelectrónica de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín, por facilitarnos los equipos de medición.

- A Sara Quintero, por ser la única mujer que fue capaz de pilotear esta nave durante tanto tiempo.

- A mi Papá, que con su ejemplo me enseñó a resistir hasta el final. Gracias por las muchas señales a lo largo del camino y por mantenerme firme cuando todo parecía estar perdido.

La participación de ellos y de algunos otros que puedo pasar por alto, permitieron la exitosa culminación de esta investigación, a todos ¡infinitas gracias!

RESUMEN

Esta investigación presenta un análisis sobre las deformaciones obtenidas en un macizo rocoso debido a la construcción del proyecto Conexión Vial Túnel Aburrá Oriente (Túnel de Oriente), que comunica el aeropuerto internacional José María Córdova con la ciudad de Medellín. El estudio se centra en dos túneles paralelos que se excavaron empleando el método convencional de perforación y voladura (drilling and blasting). Para realizar esta investigación, se analizaron las deformaciones presentadas en el macizo rocoso utilizando estaciones de convergencia en diferentes secciones de ambos túneles. También, se instalaron y se monitorearon sensores ópticos FBG *(Fiber Bragg Grating)* con el fin de evaluar la aplicabilidad de los sensores de fibra óptica para la medición de los desplazamientos de la roca alrededor de la excavación. Adicionalmente, se realizaron ensayos de resistencia a la compresión inconfinada en muestras cilíndricas de roca no meteorizada extraídas directamente de los sondeos exploratorios del proyecto para determinar las propiedades geomecánicas de la roca intacta. Los resultados obtenidos se presentan en gráficas de desplazamiento versus tiempo para determinar el comportamiento del macizo rocoso durante la construcción y se analiza la influencia que tiene una excavación sobre la otra debido a la proximidad de los túneles. Finalmente, se realiza una simulación de la excavación, por medio del software de elementos finitos RS2 *(Rock and Soil 2)*. La simulación es alimentada con la geometría de los túneles y la secuencia de excavación. Se determinan algunos parámetros geomecánicos del macizo rocoso con los resultados de resistencia a la compresión inconfinada y las clasificaciones geomecánicas (RQD, RMR y Q) y se utilizan diferentes valores de la relación de esfuerzos *K* para ajustar los resultados de la simulación hasta obtener los valores medidos con las estaciones de convergencia.

Palabras clave: Túneles, macizos rocosos, deformaciones, estaciones de convergencia, desplazamientos, simulación con elementos finitos, sensores ópticos (FBG), estado de esfuerzos.

APPLICATION OF RETROSPECTIVE ANALYSIS METHODS (BACK ANALYSIS) TO ESTIMATE THE STATE OF STRESS INSIDE A TUNNEL IN EASTERN ANTIOQUIA

ABSTRACT

This research presents an analysis of the rock mass deformations due to the excavations of two parallel tunnels connecting JMC International Airport and Medellin city. This study focuses on two parallel tunnels that are excavated using the conventional drilling and blasting method. In order to carry out this investigation, the rock mass deformations were analyzed using convergence stations in different sections of both tunnels. Also, optical sensors FBG (Fiber Bragg Grating) were installed to evaluate the applicability of fiber optic sensors on displacement measurement around the excavation. Additionally, unconfined compressive strength tests were performed on cylindrical samples of non-weathered rock extracted directly from the project to determine the intact rock geomechanical properties. The results obtained are presented in graphics of displacement versus time to determine the rock mass behavior during construction and the influence of one excavation on the second due to the proximity of both. Finally, the simulation of the excavation is carried out, using the RS2 finite element software (Rock and Soil 2). The simulation has the geometry and the excavation sequence as input data. Some geomechanical parameters of the rock mass are determined with the unconfined compressive strength results and the geomechanical classifications (RQD, RMR and Q) and different values of the stress ratio K are used to adjust the simulation results until obtaining the values measured with convergence stations.

Keywords: tunnels, rock mass, deformations, convergence stations, displacements, finite elements simulation, optical sensors (FBG), stress regime.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS **5**

RESUMEN **6**

ABSTRACT **7**

LISTA DE FIGURAS **10**

LISTA DE TABLAS **12**

1. INTRODUCCIÓN **13**

1.1. Actualidad de la ingeniería de túneles en Colombia 13
1.2. Sinopsis del problema 14
1.3. Antecedentes del problema 16
1.4. Estructura del informe 17

2. ESTADO DEL ARTE **19**

2.1. Antecedentes históricos del proyecto 19
2.2. Localización del proyecto 22
2.3. Características técnicas del proyecto. 23
2.4. Aspectos Generales del Proyecto Conexión Vial Aburrá–Oriente 23
2.4.1. Sector 1: Túnel El Seminario. 24
2.4.2. Sector 2: Acceso occidental (Baltimore - Portal occidental). 24
2.4.3. Sector 3: Túnel de Santa Elena. 25
2.4.4. Sector 4: Acceso oriental (Portal oriental - glorieta Sajonia). 26
2.5. Estudios geológicos – geotécnicos 27
2.6. Geología del Proyecto 28
2.6.1. Geología Regional 28
2.6.2. Geología Local 30
2.7. Sectorización del Túnel Santa Elena 30
2.8. Criterios de Ruptura 33
2.8.1. Criterio de ruptura de Mohr – Coulomb 33
2.8.2. Criterio de ruptura de Hoek – Brown 34
2.9. Estabilidad de la excavación de un túnel. 36
2.9.1. Estructuras geológicas del Proyecto 39
2.9.2. Estructuras de Cabalgamiento 40
2.9.3. Sistema de fallas N-S y Estructuras asociadas 40
2.9.4. Diaclasas 42
2.9.5. Foliación 42
2.9.6. Geomorfología 42
2.10. Matriz rocosa 43
2.10.1. Stock de Samarcanda (KcdS). 44
2.11. Métodos de diseño de túneles 45
2.11.1. Métodos empíricos 46

2.11.2. Métodos analíticos 47
2.11.3. Método observacional 48
2.12. Estado de Esfuerzos In Situ 49
2.13. Módulo de deformación del macizo rocoso 52

3. MEDICIÓN DE DEFORMACIONES CON ESTACIONES DE CONVERGENCIA 53

3.1. Excavación de los túneles Santa Elena 55
3.2. Análisis de estaciones de convergencia 58
3.2.1. Lecturas de convergencias en la sección 1 58
3.2.2. Lecturas de convergencias en la sección 2 59
3.2.3. Lecturas de convergencias en la sección 3 61
3.2.4. Lecturas de convergencias en la sección 4 62
3.2.5. Lecturas de convergencias en la sección 5 64
3.3. Análisis de las lecturas con las estaciones de convergencias 65
3.4. Limitaciones del análisis con estaciones de convergencia 72

4. MONITOREO DE DEFORMACIONES CON SENSORES ÓPTICOS *FBG*. 73

4.1. Sensores Ópticos FBG 73
4.2. Analizadores de sensores FBGA. 75
4.3. Interfaz gráfica Sense 20/20 77
4.5. Lecturas de sensores ópticos (FBG) en el túnel de Oriente 79
4.6. Análisis de los desplazamientos obtenidos con los sensores FBG 84
4.7. Limitaciones del método de medición con sensores ópticos FBG 85

5. ESTIMACIÓN DEL ESTADO DE ESFUERZOS DEL TÚNEL 88

5.1. Geometría de la excavación 88
5.2. Módulo de elasticidad de la roca intacta. 91
5.3. Módulo de deformación del macizo rocoso 98
5.4. Índice de resistencia geológica (GSI) 103
5.5. Secuencia de la excavación de los túneles. 105
5.6. Análisis de resultados de la simulación de las excavaciones 109
5.7. Limitaciones de la simulación con RS2 115

6. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LIMITACIONES 116

6.1. Resumen de la investigación 116
6.2. Conclusiones de la investigación 117
6.3. Limitaciones de la investigación 119

ANEXOS 120

REFERENCIAS 121

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Diagrama de flujo de la investigación 15
Figura 2.1. Fragmento de texto extraído del estudio de factibilidad 20
Figura 2.2. Diagrama de flujo para el análisis de alternativas 21
Figura 2.3. Localización del proyecto 22
Figura 2.4. Túnel seminario portal Baltimore 24
Figura 2.5. Viaducto entre Baltimore y portal occidental del túnel Santa Elena. 25
Figura 2.6. Portal occidental del Túnel Santa Elena..... 26
Figura 2.7. Viaducto entre portal oriental y glorieta Sajonia 27
Figura 2.8. Plano de perfil del túnel Santa Elena..... 31
Figura 2.9. Plano geológico del proyecto del km 12+800 al km 15+320. 32
Figura 2.10. Criterio de ruptura de Mohr – Coulomb. 33
Figura 2.11. Criterio de ruptura de Hoek - Brown. 34
Figura 2.12. Situaciones de uso del criterio de Hoek - Brown 36
Figura 2.13. Condiciones naturales en una excavación subterránea. 38
Figura 2.14. Sistemas de falla N-S en el túnel Santa Elena. 40
Figura 2.15. Principales familias de discontinuidades en portal oriental..... 41
Figura 2.16. Variación de la relación de esfuerzos K con la profundidad 50
Figura 2.17. Variación del esfuerzo vertical con la profundidad 51
Figura 3.1. Cinta extensométrica tipo BGKM para medición de deformaciones 53
Figura 3.2. Líneas de medición con cinta extensométrica en un túnel. 54
Figura 3.3. Distribución de las dianas reflectantes en un túnel..... 55
Figura 3.4. Secciones de control analizadas en el tramo de estudio. 56
Figura 3.5. Desplazamientos del túnel 1 en la sección 1..... 58
Figura 3.6. Desplazamientos del túnel 2 en la sección 1..... 59
Figura 3.7. Desplazamientos del túnel 1 en la sección 2..... 60
Figura 3.8. Desplazamientos del túnel 2 en la sección 2..... 60
Figura 3.9. Desplazamientos del túnel 1 en la sección 3..... 61
Figura 3.10. Desplazamientos del túnel 2 en la sección 3..... 62
Figura 3.11. Desplazamientos de la sección 4 del túnel 1..... 63
Figura 3.12. Desplazamientos de la sección 4 del túnel 2..... 63
Figura 3.13. Desplazamientos de la sección 5 del túnel 1..... 64
Figura 3.14. Desplazamientos de la sección 5 del túnel 1..... 65
Figura 3.15. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 1 66
Figura 3.16. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 2 67
Figura 3.17. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 3 68
Figura 3.18. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 4 69
Figura 3.19. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 5 70
Figura 3.20. Límite de la zona de influencia de excavaciones cercanas. 71
Figura 4.1. Sensor de fibra óptica (FBG) instalado en el túnel de oriente. 73
Figura 4.2. Funcionamiento interno de los sensores de fibra óptica (FBG)..... 74
Figura 4.3. Gráfica de longitud de onda λ vs deformación ε. 74

Figura 4.4. Equipo de BaySpec utilizado en esta investigación..... 76
Figura 4.5. Equipo de MicronOptics utilizado en esta investigación. 77
Figura 4.6. Interfaz gráfica del programa Sense 20/20..... 78
Figura 4.7. Instalación de sensores FBG en abscisa k15+917. Túnel 1..... 79
Figura 4.8. Espectro de deformaciones. Sensores 24 y 25. 80
Figura 4.9. Longitud de onda (λ) y factor de proporcionalidad (k) de fábrica de los sensores FBG instalados. 81
Figura 4.10. Curva de calibración del sensor 24. 82
Figura 4.11. Curva de calibración del sensor 25. 83
Figura 4.12. Deformación unitaria de los sensores ópticos FBG y líneas de convergencia de la sección 4 84
Figura 4.13. Deformación unitaria de los sensores ópticos FBG y líneas de convergencia 3-1 y 3-2 de la sección 4. 85
Figura 5.1. Sección transversal del túnel 1..... 88
Figura 5.2. Geometría simplificada de las excavaciones en RS2. 89
Figura 5.3. Malla de nodos del método FEM para análisis de los túneles 1 y 2. 90
Figura 5.4. Distribución de los esfuerzos geoestáticos en el macizo rocoso antes de la excavación..... 91
Figura 5.5. Muestra cilíndrica de granito no meteorizado del túnel de oriente... 92
Figura 5.6. Muestras cilíndricas de granito utilizadas en el ensayo de compresión inconfinada. 93
Figura 5.7. Prensa utilizada en el ensayo de compresión inconfinada. 94
Figura 5.8. Tipo de falla en muestras de granito en el ensayo de compresión inconfinada. 95
Figura 5.9. Curva de esfuerzo vs deformación de las muestras de granito ensayadas (fuente propia)..... 96
Figura 5.10. Variación del valor del módulo de deformación, a partir de correlaciones con el RQD, RMR y Q. 103
Figura 5.11. Valor del GSI para el macizo rocoso de estudio..... 104
Figura 5.12. Excavación del túnel 1 en abscisa k15+923 usando RS2. 105
Figura 5.13. Redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso debido a la excavación del túnel 1..... 106
Figura 5.14. Desplazamientos de convergencia por excavación del túnel 1 ... 107
Figura 5.15. Simulación de excavación de los túneles 1 y 2 107
Figura 5.16. Redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso debido a la excavación del túnel 1 y 2 108
Figura 5.17. Desplazamientos de convergencia por excavación del túnel 2 ... 109
Figura 5.18. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 1.0$ 110
Figura 5.19. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 1.5$ 111
Figura 5.20. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 2.0$ 112
Figura 5.21. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 2.5$ 113
Figura 5.22. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 3.0$ 114

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Características generales de los túneles del proyecto 23
Tabla 2-2. Unidades litodémicas del proyecto 30
Tabla 2-3. Características de las principales familias de discontinuidades..... 42
Tabla 2-4. Descripción del perfil de meteorización del stock de Samarcanda. .. 45
Tabla 3-1. Secciones de control analizadas..... 56
Tabla 3-2. Lecturas de las convergencias en abscisa k15+923..... 57
Tabla 5-1. Dimensiones de las muestras cilíndricas de granito ensayadas. 92
Tabla 5-2. Valores de esfuerzo vs deformación unitaria obtenidos en el ensayo de compresión inconfinada de muestras de granito 95
Tabla 5-3. Resultados del ensayo de compresión inconfinada en granito 97
Tabla 5-4. Valor del índice RMR de Bieniawski en el túnel 1. 98
Tabla 5-5. Valor del índice Q de Barton en el túnel 1. 99
Tabla 5-6. Correlaciones del módulo de deformación del macizo rocoso basadas en el índice RQD 100
Tabla 5-7. Correlaciones del módulo de deformación del macizo rocoso basadas en el índice Q. 101
Tabla 5-8. Correlaciones del módulo de deformación del macizo rocoso basadas en el índice RMR. 102
Tabla 5-9. Errores porcentuales de los esfuerzos para cada valor de k 114

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Actualidad de la ingeniería de túneles en Colombia

Colombia vive actualmente un momento sin precedentes en la construcción de túneles viales: el Túnel de Oriente (8.2 Km), el Túnel de La Línea (8.6 Km), Túnel de la Quiebra (4.1 Km) y el Túnel del Toyo (9.8 Km), son algunos de los túneles modernos más reconocidos debido a su gran longitud. Sin embargo, las obras de infraestructura vial que se desarrollan en el marco de las autopistas de cuarta generación (4G) le aportarán al país más de 74 km de túneles nuevos.

A través de los años, los proyectos de infraestructura vial del país se centraban en las vías a cielo abierto, que en principio representan la alternativa más económica durante la etapa de construcción, pero que encarece los costos de operación vehicular para los usuarios en el largo plazo, debido a mayores tiempos de viaje y mayor consumo de combustible. Además, los costos de mantenimiento vial se incrementan en zonas de laderas inestables debido a los recursos que se deben destinar a la prevención y la atención de movimientos en masa.

Dentro de las grandes urbes también se ha visto la necesidad de realizar excavaciones subterráneas ante la falta de espacio para la construcción de obras civiles, especialmente en las ciudades más densamente pobladas, donde el aprovechamiento del espacio subterráneo se convierte en una alternativa muy favorable para el desarrollo de diferentes proyectos urbanísticos. La tendencia mundial es disponer de mayores áreas en superficie destinadas a la recreación de las personas, dejando bajo la superficie la infraestructura para los vehículos motorizados, como carreteras y parqueaderos. Esta tendencia ya se evidencia en la ciudad de Medellín, donde la construcción del proyecto Parques del Rio pretende disponer de mayores espacios para el esparcimiento de sus habitantes, enviando el flujo vehicular bajo la superficie a través de soterrados que se construyen a ambos lados del rio.

La construcción de túneles es uno de los grandes desafíos que tiene el país por delante para mejorar la conectividad de las regiones. Los túneles también representan un tema interesante para incentivar la investigación académica en el área de la geotecnia, ya que Colombia no cuenta con una tradición en la investigación de excavaciones subterráneas, esto se debe principalmente a los pocos proyectos que se han ejecutado y al poco acceso que tiene la academia en los grandes proyectos del país. Es por esto, que esta investigación no solo pretende ampliar el conocimiento sobre el comportamiento de los macizos rocosos de la región, sino también, sentar un precedente de colaboración entre la empresa privada y la academia en el desarrollo de investigaciones de ingeniería.

1.2. Sinopsis del problema

El método de excavación es un aspecto crítico en la construcción de túneles, ya que las zonas montañosas se caracterizan por presentar grandes esfuerzos tectónicos y diferentes tipos de fallas geológicas. El túnel de oriente atraviesa varias fallas regionales y se encuentra excavado en dos tipos de formaciones rocosas de alta dureza: El stock granítico de Samarcanda y las anfibolitas de Medellín. Tradicionalmente, la excavación en rocas de dureza alta a media se realiza mediante explosivos (Rey, 2016), lo cual puede incidir sustancialmente en la estabilidad del túnel. Por este motivo, es fundamental realizar un monitoreo de las deformaciones del macizo rocoso en el menor tiempo posible, después de realizar la voladura de la roca, con el fin de analizar las condiciones de seguridad de la excavación. El monitoreo de deformaciones con estaciones de convergencia genera una importante cantidad de información que debe ser analizada, de la forma más eficaz posible, pues existe un tiempo de retraso inevitable entre la voladura del frente de excavación y la instalación de las estaciones, lo que dificulta el monitoreo en tiempo real. Este método de monitoreo corresponde a mediciones topográficas que en algunos casos llegan a resultados imprecisos por la demora en la instalación de los dispositivos, errores humanos en las mediciones y al grado de precisión de los instrumentos utilizados.

En los últimos años se han desarrollado sensores para reducir estos errores y eliminar la necesidad de una comisión de topografía para medir las deformaciones del macizo rocoso, estos sensores están basados en los avances de la ingeniería electrónica, que miden deformaciones en diferentes tipos de estructuras civiles. Muchos problemas que se presentan dentro de las excavaciones subterráneas se deben a las deformaciones excesivas del macizo rocos, que pueden desencadenar inestabilidad del terreno y desprendimientos de bloques de roca, especialmente en zonas críticas como portales, zonas de falla, contactos litológicos y frentes de excavación. Mediciones experimentales indican que no menos del 30% de la deformación de convergencia total se produce en el frente de excavación (Carranza-Torres & Fairhurst, 1999). Por este motivo, es muy importante monitorear las zonas próximas al frente de excavación, procurando instalar los instrumentos de medición en el menor tiempo posible.

El estado de esfuerzo de un material elástico se puede obtener utilizando la ley de Hooke, la cual relaciona los esfuerzos (σ) a los que está sometido el material con su módulo de deformación (E) mediante la expresión:

$$\sigma = E.\xi$$

Donde ξ son las deformaciones que experimenta el material ante el cambio de su estado inicial de esfuerzos.

El trabajo realizado en esta investigación permitió medir las deformaciones presentadas en el macizo rocoso durante la excavación, utilizando dos métodos diferentes (sensores ópticos FBG y estaciones de convergencia). Estos métodos permitieron medir las deformaciones in situ y compararlas con las deformaciones estimadas por medio de un modelo matemático de análisis retrospectivo. Estas deformaciones y el módulo de deformación del macizo rocoso son fundamentales para la estimación del estado de esfuerzos.

Se elabora un diagrama de flujo donde se muestra la relación entre los diferentes capítulos plasmados en este informe, con el propósito de guiar al lector en el desarrollo de la investigación. Este diagrama de flujo se muestra en la Figura 1.1.

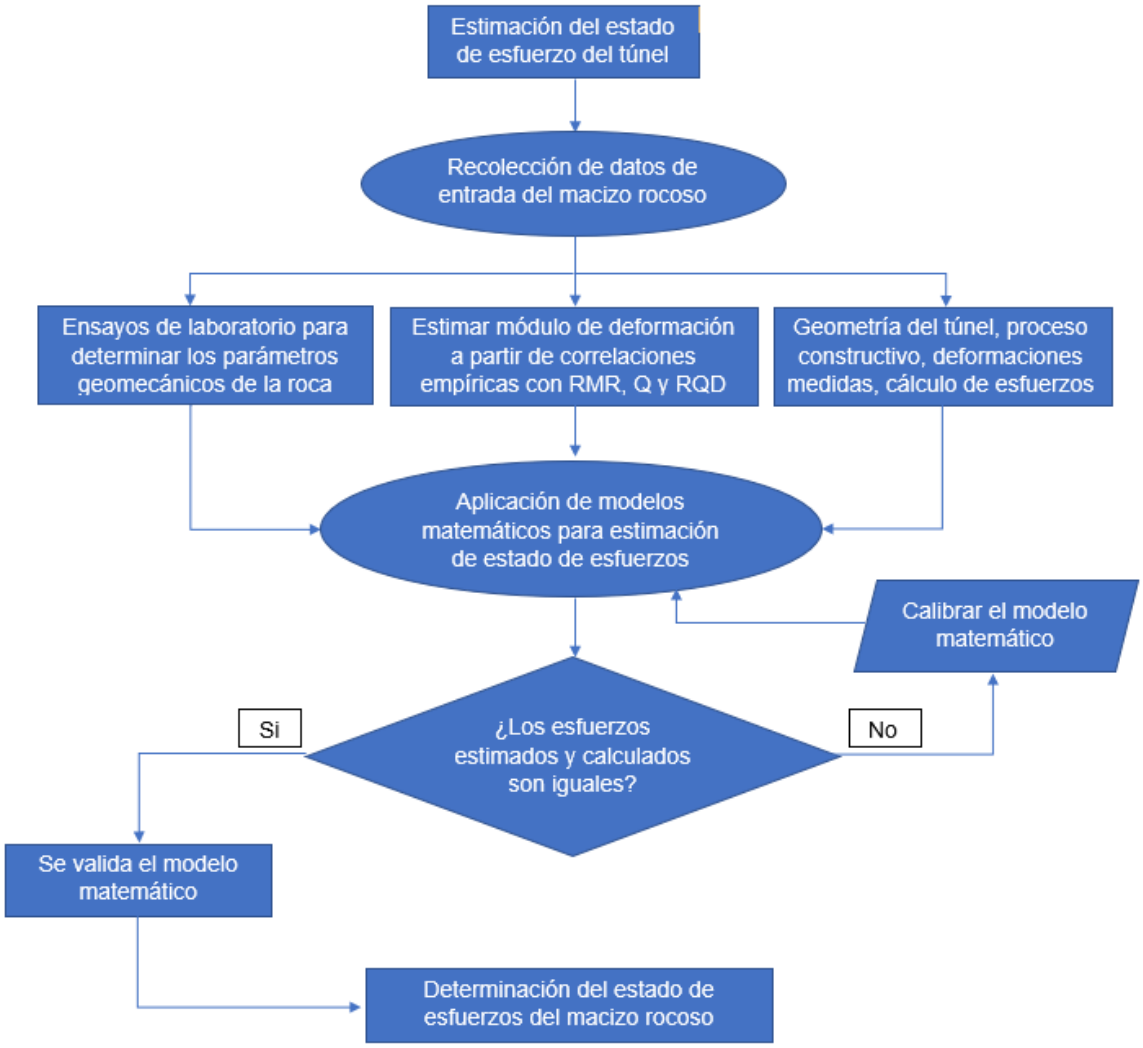


Figura 1.1. Diagrama de flujo de la investigación

1.3. Antecedentes del problema

Las deformaciones en distintos materiales se han medido a través de los años por medio de cintas extensométricas, estaciones de convergencia e interferómetros laser. La interferometría como prueba óptica no destructiva, es la técnica más precisa en la medición de deformaciones (micrométricas o nanométricas) en materiales que tienen un bajo módulo de elasticidad (Peña, 2001). En esta investigación se utilizó la interferometría en el caso de un macizo rocoso con un módulo de elasticidad alto constituido por una roca de alta dureza, esto con el fin de evaluar la aplicabilidad de los sensores ópticos FBG en este tipo de materiales. Por otro lado, las estaciones de convergencia son el método más empleado, rápido, y económico para el control de la excavación de un túnel (G.I.S. Ibérica, 2017). Los sensores de deformación utilizados actualmente para llevar a cabo el registro de los esfuerzos y las deformaciones en una estructura son sensores de tipo eléctrico conocidos como Electrical Resistence Strain Gauge (ERSG) o galgas extensométricas (Triana, 2012), que son susceptibles a cambios de temperatura o variaciones electromagnéticas.

Los sensores de deformación de fibra óptica basados en redes de Bragg (FBG) son cada vez más populares, ya que son fáciles de instalar, son inmunes a las interferencias electromagnéticas y se pueden utilizar en atmósferas altamente explosivas (HBM, 2017). Estos sensores son utilizados actualmente para medir deformaciones de elementos estructurales y no estructurales dentro de la ingeniería civil, pero hasta el momento no se han utilizado en la medición de convergencias al interior de un túnel. Entre las principales aplicaciones de los sensores FBG se encuentran la medición de deformaciones mecánicas en vigas de concreto (Causado Bulevas, 2011), el monitoreo de sistemas de anclajes (soil nailing), estabilidad de taludes y laderas y la integridad de pilas (Hong, Zhang, Zhang, Leung, & Liu, 2016). Además, se han reportado el uso de los sensores FBG en sistemas de seguridad de minas de carbón, perforación de pozos de petróleo y gas, sistemas de monitoreo de redes de energía eléctrica, sistemas de prevención de incendios, y sistemas de monitoreo de plantas de energía y monitoreo de turbinas eólicas.

Los sensores FBG pueden ser útiles en la medición de deformaciones en zonas especiales de la excavación, donde existe especial interés de conocer el comportamiento del macizo rocoso y se requiere una alta precisión en los resultados. Los sensores FBG también pueden utilizarse en el monitoreo de deformaciones de túneles cortos y superficiales que se excavan en la transición suelo-roca, ya que, en términos de estabilidad, éstos frecuentemente representan desafíos ingenieriles mayores que los túneles largos y profundos.

En esta investigación, se evalúan los sensores de deformación de fibra óptica (FBG) como un método alternativo para medir las deformaciones al interior de la excavación del túnel de oriente. El objetivo es determinar la viabilidad de los FBG para obtener información precisa de las deformaciones en zonas críticas de la

excavación. Las deformaciones basadas en FBG se comparan con las obtenidas con las estaciones de convergencia instaladas en el túnel.

Con respecto a la secuencia de excavación de los túneles, la construcción de dos túneles paralelos que se excavaron de forma simultánea permitió una oportunidad única en Colombia de analizar el comportamiento de una excavación debido a una excavación cercana. La mayoría de los túneles del país están conformados por un solo tubo y los pocos que tienen dos tubos fueron excavados en momentos diferentes. Es por esto que los datos recolectados y los resultados de esta investigación pueden ser un punto de partida para futuras investigaciones.

1.4. Estructura del informe

Esta investigación presenta en el capítulo 2 los antecedentes históricos que motivaron la construcción del Túnel de Oriente y una descripción general del proyecto. Se presentan los aspectos estructurales más importantes que influyen en la estabilidad de la excavación y se realiza una descripción detallada de las características del macizo rocoso del túnel. Además, se muestra la variación del estado de esfuerzos con respecto a la profundidad de varios túneles, con énfasis en el esfuerzo vertical y se menciona la Ley de Hooke como punto de partida para el cálculo de los esfuerzos a partir del módulo de elasticidad y las deformaciones.

En el capítulo 3 se muestran las lecturas realizadas con las estaciones de convergencia para el monitoreo de la estabilidad del túnel. Se describen las características encontradas en el tramo de estudio elegido para la investigación y se analiza el comportamiento del macizo rocoso ante la variación del estado de esfuerzos generado por la excavación del túnel. Las deformaciones medidas son mostradas en gráficas de desplazamiento versus tiempo.

En el capítulo 4 se describe la metodología empleada en la implementación de sensores ópticos basados en redes de Bragg (Sensores ópticos FBG) en la medición de las deformaciones del macizo rocoso. Se presentan los instrumentos utilizados, el proceso de monitoreo y el procesamiento de los datos para determinar cuantitativamente los desplazamientos de la roca. Se analizan los resultados obtenidos y se comparan con los desplazamientos de las estaciones de convergencia para evaluar su aplicabilidad en el monitoreo de túneles en roca.

En el capítulo 5 se presenta una simulación de la excavación de los túneles, utilizando el programa de elementos finitos RS2 (Rock and Soil 2D). Los ensayos de laboratorio realizados para definir los parámetros geomecánicos de la roca y las correlaciones a partir de las clasificaciones geomecánicas son presentadas en este capítulo. Se utilizan diferentes valores de la relación de esfuerzos *K* para ajustar los resultados obtenidos con los desplazamientos medidas con las estaciones de convergencia. Se analiza el comportamiento del macizo rocoso, explicando la influencia que tiene la excavación de túnel 2 sobre el túnel 1.

El trabajo realizado en esta investigación permitió obtener los parámetros geomecánicos del macizo rocoso mediante ensayos de laboratorio sobre muestras de roca extraídas del túnel y mediante el uso de correlaciones empíricas de las clasificaciones geomecánicas (RMR, Q y RQD). Estos parámetros fueron utilizados en la modelación en 2D realizada en el capítulo 5 para estimar los esfuerzos del macizo rocoso y compararlos con los esfuerzos calculados a partir de las lecturas de convergencia con el fin de obtener el estado de esfuerzos.

Finalmente, en el capítulo 6 se presenta el resumen de la investigación y las conclusiones de cada capítulo. Adicionalmente, se mencionan las limitaciones de la metodología implementada y se establecen algunas recomendaciones para investigaciones futuras sobre excavaciones subterráneas en roca.

2. ESTADO DEL ARTE

Un túnel es una excavación subterránea que se realiza generalmente para atravesar un obstáculo natural y que sirve para comunicar dos puntos. Los túneles no sólo sirven para el paso de vehículos, en ingeniería civil existen múltiples aplicaciones donde los túneles son utilizados como la alternativa más viable, por ejemplo, los túneles para conducción de aguas, los túneles para centrales de generación de energía hidroeléctrica, los túneles ferroviarios, los túneles para la instalación de redes de servicios públicos, entre otros.

En países montañosos como Colombia, que es atravesado por tres cordilleras, los túneles se convierten en una alternativa importante para la conectividad de las regiones, ya que reducen los costos de desplazamiento y los tiempos de viaje de los vehículos, sin contar el menor impacto ambiental que representan en comparación con las vías a cielo abierto.

2.1. Antecedentes históricos del proyecto

Ante el gran desarrollo económico que ha tenido la región del oriente antioqueño desde los años 50 del siglo XX, se planteó la necesidad de mejorar la conectividad entre los valles de Aburrá y de San Nicolás, ya que la infraestructura vial existente en la época sería insuficiente para atender la demanda de transporte en los próximos años. Debido a esto, se realizó un estudio de prefactibilidad (fase I), para encontrar las mejores alternativas de conectividad entre ambos valles, en donde se plantearon ocho alternativas diferentes, pero ninguna de ellas contemplaba la posibilidad de conexión a través de túneles.

Con la construcción del aeropuerto internacional José María Córdova (JMC) en 1985, creció aún más la demanda de usuarios que se movilizaban entre ambos valles, generando una insuficiencia en la capacidad vial instalada para atender la demanda. Entre la oferta de vías para conectar a Medellín con el aeropuerto JMC se encontraba:

- La vía Medellín a Santa Elena, que fue puesta en servicio desde el año 1928, y conecta a Medellín con el aeropuerto JMC en un recorrido de 33 Km (75 minutos aprox.). Esta vía tiene una velocidad de operación de 40 Km/h.

- La vía Las Palmas, que apenas en 2007 finalizó la construcción de su doble calzada y que conecta con el aeropuerto JMC en un recorrido de 35 Km (45 minutos aprox.). Esta vía tiene una velocidad de operación de 60 Km/h.

- La autopista Medellín – Bogotá, que se puso en servicio en el año 1978, y que conecta con el aeropuerto JMC en un recorrido de 44 Km (50 minutos aprox.), lo que representa un trayecto más largo en distancia, pero con velocidad de operación de 80 Km/h.

El análisis de capacidad vial máxima instalada, ofrecidas por las vías mencionadas, ponían en manifiesto la insuficiencia vial, que se vería totalmente copada para los años 1987 y 1988, en donde la presencia del entonces nuevo aeropuerto internacional JMC representaba entre el 23% y 29% de la demanda total esperada.

Esto motivó un estudio de factibilidad (fase II), realizado por la empresa Consultoría Colombiana Ltda., en el año 1982, donde se planeaban 10 alternativas de conexión entre el valle de Aburrá y el valle de San Nicolás, algunas de ellas contemplaban la posibilidad de construir nuevas vías con túneles cortos, otras contemplaban la opción de utilizar un transporte sobre vías férreas, pero se descartaba la posibilidad de construir túneles largos, como se muestra en el siguiente fragmento extraído del estudio:

> Considerando las posibilidades de túneles largos para comunicar los dos valles, este tipo de solución no solo desborda por completo lo concerniente al aeropuerto, para cuyo servicio exclusivo sería algo totalmente desproporcionado, sino aún los criterios básicos establecidos para el desarrollo de la Meseta de Oriente.

Figura 2.1. Fragmento de texto extraído del estudio de factibilidad (Consultoría Colombiana Ltda, 1982)

Sin embargo, el gran desarrollo de la región ha redefinido el concepto de “desproporcionado”, haciendo necesarias e inevitables aquellas alternativas que en un principio parecerían “desbordadas”.

El análisis de las 10 alternativas planteadas, se realizó utilizando el siguiente diagrama de flujo, extraído del estudio de factibilidad del año 1982, con el fin de encontrar la solución más adecuada desde el punto de vista técnico y económico:

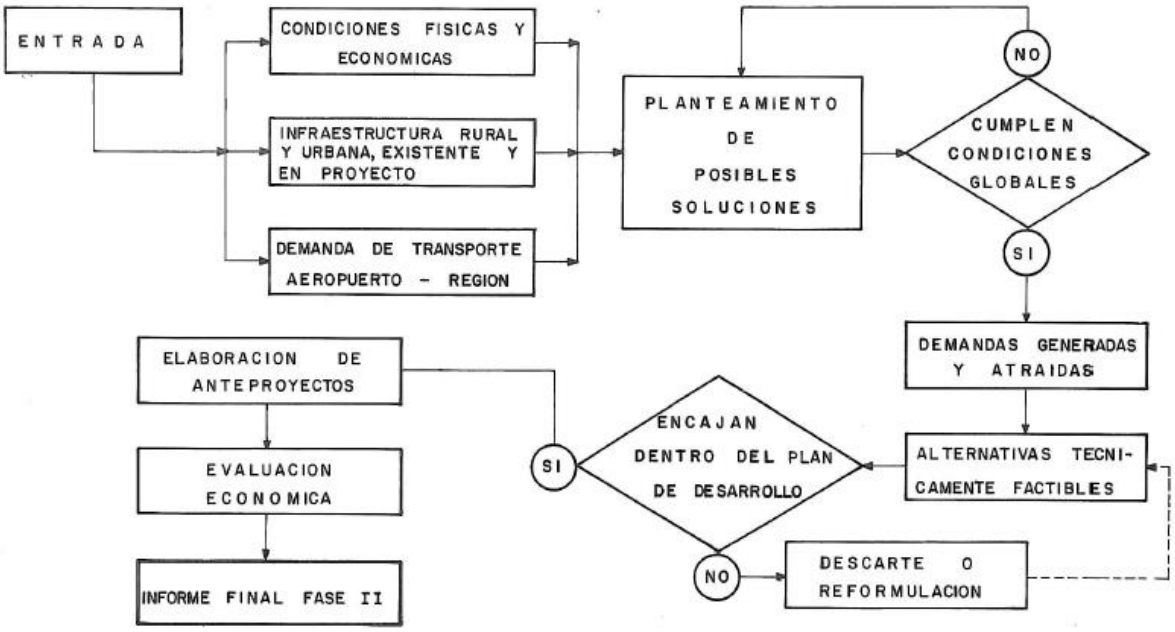


Figura 2.2. Diagrama de flujo para el análisis de alternativas (Consultoría Colombiana Ltda, 1982)

Los resultados del análisis descartaron cinco de las alternativas planteadas, ya que eran inviables desde el punto de vista técnico y/o económico. Las otras cinco alternativas pasaron a ser estudiadas con mayor detalle. Ninguna de las alternativas propuestas estaba exenta de dificultades en los aspectos geológicos y geotécnicos.

Posteriormente, con la construcción de nuevas vías urbanas en el municipio de Medellín, especialmente la transversal intermedia en la década de los 90', se empezó a considerar viable la construcción de un túnel largo como alternativa de conectividad. Los estudios definitivos del proyecto (fase III) se realizaron en el año 2010, dando inicio a la ejecución del proyecto por parte de la Concesión Túnel Aburrá – Oriente en el 2012.

2.2. Localización del proyecto

El proyecto se encuentra ubicado en la cordillera central colombiana, en los límites entre el municipio de Rionegro y la ciudad de Medellín, en el departamento de Antioquia. Conecta los valles de San Nicolás (Rionegro) y Aburrá (Medellín), a través de dos túneles paralelos de 8.2 Km de longitud y un túnel secundario de 786 metros de longitud. La Figura 2.3 muestra la localización del proyecto:

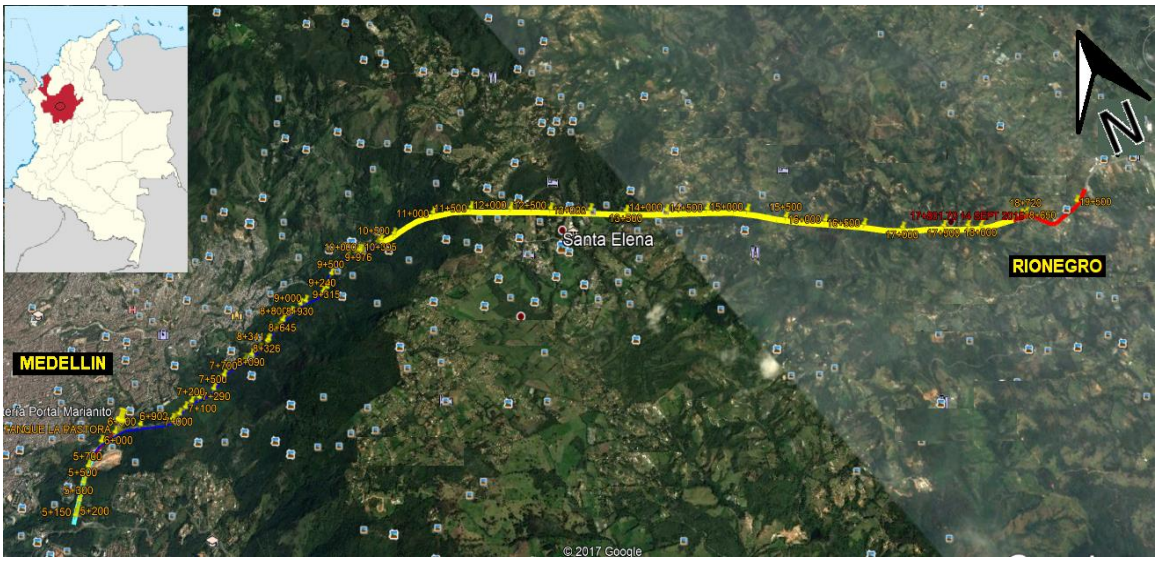


Figura 2.3. Localización del proyecto
(Ingeniero R. Álvarez, información personal, 20/08/2016)

El proyecto conecta el aeropuerto internacional José María Córdova del municipio de Rionegro con el área metropolitana del valle de Aburrá, además de servir como una vía adicional para conectar a los municipios del oriente antioqueño.

Enmarcado en el contexto regional, el proyecto complementa la conectividad vial entre los valles de San Nicolás en el oriente, valle de Aburrá y cuenca del rio Cauca en el occidente, este último, a través del túnel Fernando Gómez Martínez (túnel de occidente) de 4.6 Km de longitud, inaugurado en el año 2006 y que actualmente se encuentra en etapa de construcción de un segundo túnel paralelo para su ampliación.

2.3. Características técnicas del proyecto.

La excavación de los túneles del proyecto se realiza con el método convencional de perforación y voladura, utilizando el Nuevo Método Austriaco (NATM), que ya no se debe considerar como nuevo, porque data de la década de los 50´ del siglo pasado. Se tienen proyectadas características diferentes de sostenimiento de la excavación, según el tipo de terreno que se presente en el frente, sin embargo, dada la buena calidad de la roca en términos de resistencia y deformabilidad, gran parte del túnel no requiere ningún tipo de soporte, siendo el propio macizo rocoso, el material de sostenimiento de la excavación.

En todos los túneles se realiza un control de las deformaciones de la roca, utilizando estaciones de convergencia y realizando lecturas periódicas con estaciones totales de topografía. Como el túnel de oriente es un túnel vial, requiere cumplir algunas condiciones de diseño necesarias para el adecuado manejo de las aguas y las condiciones de seguridad vial. Las características técnicas de cada túnel se resumen en la Tabla 2-1:

Tabla 2-1. Características generales de los túneles del proyecto

Características de los Túneles	Túnel Santa Elena 1	Túnel Santa Elena 2	Túnel Seminario
Longitud total (m)	8187	8187	786,5
Geometría de la sección	En herradura	Circular	En herradura
Radio promedio (m)	5.5	4.4	4.4
Altura de la excavación (m)	8.6	7.0	7.0
Área de sección transversal (m2)	92	72	69
Pendiente máxima (%)	2.25	2.25	1.02
Máxima cobertura (m)	550	550	100

2.4. Aspectos Generales del Proyecto Conexión Vial Aburrá–Oriente

El proyecto de conexión vial no solo incluye la excavación de los túneles mencionados anteriormente, sino la construcción de nuevas vías, viaductos e intercambios viales que complementan la obra, mejorando la movilidad y las condiciones de servicio. Para facilitar su descripción, el proyecto se dividió en 4 sectores, así (Integral S.A., 2010):

Sector 1: Túnel El Seminario
Sector 2: Acceso occidental (Baltimore - Portal occidental)
Sector 3: Túnel de Santa Elena
Sector 4: Acceso oriental (Portal oriental - Glorieta Sajonia)

A continuación, se realiza una breve descripción de cada sector del proyecto:

2.4.1. Sector 1: Túnel El Seminario.

El proyecto se desprende en el km 4+900 de la actual doble calzada de Las Palmas, que inicia en la glorieta de San Diego. El tramo está compuesto por un intercambio vial en el sector de Baltimore y un túnel de 786.5 m, como se muestra en la Figura 2.4:

Figura 2.4. Túnel seminario portal Baltimore
(Proyecto Túnel de Oriente)

El túnel seminario presenta una bifurcación al principio de su recorrido, para facilitar el acceso de los vehículos desde el intercambio vial de Baltimore, lo cual genera dos portales diferentes, tal y como lo muestra en la Figura 2.4.

2.4.2. Sector 2: Acceso occidental (Baltimore - Portal occidental).

El sector está compuesto por una vía en superficie con una longitud aproximada de 4.6 km. En la zona del km 8+000 se tiene previsto la ubicación de las casetas de peajes, aprovechando las favorables condiciones topográficas y la pendiente longitudinal del +3,6% de la vía. En la Figura 2.5 se muestra la proyección del viaducto:

Figura 2.5. Viaducto entre Baltimore y portal occidental del túnel Santa Elena. (Proyecto Túnel de Oriente)

A partir del km 6+200 se inicia una zona de bosque sembrado en pinos, el cual se prolonga hasta el km 10+270. En el km 10+330 se localizó el portal occidental donde inicia el túnel de Santa Elena.

2.4.3. Sector 3: Túnel de Santa Elena.

Su longitud total es de 8.187 metros por cada túnel, desde el portal occidental que está situado en el km 10+330 hasta el portal oriental que se encuentra en el km 18+517. Es un alineamiento en su mayoría recto que tiene una curva derecha que se inicia en el PC = km 10+467,24, con un radio de 1.227,77 metros, y termina con una curva izquierda cuya abscisa del PT es km 18+145,59 y un radio de 1.562,61 metros. La pendiente longitudinal a lo largo del mismo es de +2,25 % y al final cambia a una pendiente longitudinal del -1,5% con una curva vertical muy amplia de 290 metros de longitud.

La vía se encuentra diseñada para una velocidad de 60 km/h. El tiempo estimado de viaje entre la glorieta de San Diego y el aeropuerto internacional JMC, será de 18 minutos, trayecto que actualmente tarda al menos 45 minutos por la actual vía Las Palmas. La Figura 2.6 muestra la proyección de la entrada al túnel Santa Elena por el portal occidental:

Figura 2.6. Portal occidental del Túnel Santa Elena
(Proyecto Túnel de Oriente)

Debido a las condiciones topográficas de la zona del portal occidental, se realizó una cobertura de 140 metros en la quebrada La Aguadita, sobre la cual queda la plataforma de operación y acceso al túnel, como se muestra en la Figura 2.6. En esta figura también se muestra la construcción de un falso túnel (túnel del lado izquierdo de la imagen), con el fin de facilitar el acceso vehicular, evitando cortes en el terreno con pendientes demasiado altas, que pudieran afectar la estabilidad de la ladera.

El proyecto contempla la excavación de ambos túneles, pero en su etapa I se pondrá en operación el túnel Santa Elena 1 (túnel derecho en la Figura 2.6) para un flujo vehicular en doble sentido y se deja el túnel Santa Elena 2 excavado para utilizarlo como túnel de servicio o en caso de emergencia, el cual se pondrá en operación posteriormente en una etapa II del proyecto.

2.4.4. Sector 4: Acceso oriental (Portal oriental - glorieta Sajonia).

Este sector se inicia en el portal oriental del túnel de Santa Elena en el km 18+517, con una sección típica similar a la del acceso occidental y con un alineamiento horizontal que se acomoda a la ladera derecha de la quebrada La Salazar, hasta cruzarla en el km 19+265 en el valle de Sajonia por medio de un viaducto, que se inicia en el km 19+161 hasta el km 19+546, que también pasa por encima de la glorieta de Sajonia, sitio en el cual confluyen los tráficos que tienen como destino a Las Palmas, el aeropuerto internacional José María Córdova y el corregimiento de Santa Elena. En la Figura 2.7 se muestra una proyección del viaducto, que pasa por encima de la glorieta Sajonia:

Figura 2.7. Viaducto entre portal oriental y glorieta Sajonia
(Proyecto Túnel de Oriente)

El proyecto finaliza en la glorieta del aeropuerto internacional José María Córdova, donde termina la vía concesionada por la gobernación del departamento de Antioquia. En total, el proyecto contempla la construcción de 24 kilómetros de vías entre túneles, viaductos e intercambios viales, con velocidad de operación de 60 km/h.

2.5. Estudios geológicos – geotécnicos

Los estudios geológicos y geotécnicos son absolutamente necesarios para poder proyectar y construir una obra subterránea. Muchas veces los estudios realizados no reflejan las condiciones reales encontradas en campo al momento de la construcción, pero son vitales para conocer los costos aproximados del proyecto, sirviendo para determinar las posibles condiciones que se pueden encontrar en la construcción del túnel y las soluciones que se deben implementar.

Para determinar el alineamiento del túnel más adecuado, se debe conocer la geología estructural para identificar aquellas zonas críticas del proyecto y las condiciones hidrogeológicas para mitigar los impactos ambientales que se puedan generar por la excavación.

Los objetivos más importantes de estos estudios son (González L. , 2002):

- Conocer las condiciones geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas del trazado.

- Identificar los puntos singulares o zonas de mayor complejidad geológica, hidrogeológica y geotécnica.

- Clasificar y sectorizar geomecánicamente el proyecto, de acuerdo a sus propiedades geológicas y establecer parámetros de diseño del macizo rocoso.

- Establecer criterios geomecánicos para el cálculo de sostenimientos y métodos de excavación

- Determinar emplazamientos, excavación y estabilización de portales y accesos intermedios.

- Proponer recomendaciones para la excavación, sostenimiento y proceso constructivo del túnel.

- Plantear tratamientos del terreno para la estabilización, refuerzo, drenaje o impermeabilización del terreno.

2.6. Geología del Proyecto

Geológicamente, en el área del proyecto afloran variadas unidades litológicas que incluyen rocas de diferente edad, origen y composición. En relación con las edades, estas van desde el triásico hasta los depósitos cuaternarios. En cuanto a su origen y composición se tienen rocas metamórficas como anfibolitas, migmatitas, esquistos y gneises; rocas ígneas como granodioritas, dioritas, dunitas, gabros, así como depósitos aluviales y de vertiente, cobertura de cenizas volcánicas y llenos origen antrópico.

Tanto las unidades rocosas mencionadas como algunos de los depósitos de vertiente presentan perfiles de meteorización, con desarrollo de suelos residuales de diferente espesor y características propias, las cuales han sido estudiadas mediante ensayos de laboratorio ejecutados sobre las muestras recuperadas en las exploraciones realizadas, en un total de 862.65 metros para los túneles y 144.35 metros en las vías de acceso sumando un total de 1.007 metros explorados.

2.6.1. Geología Regional

Las unidades litológicas que afloran en el área del proyecto y sus alrededores corresponden a rocas metamórficas del complejo Cajamarca, definidas dentro del grupo El Retiro, que incluyen las migmatitas de Puente Peláez (TRmPP) a modo de techos colgantes en el sector de El Poblado, el gneis de La Ceja (TRgLC) que aflora localmente en el altiplano de San Nicolás y las anfibolitas de Medellín

(TRaM), las cuales son las más abundantes del trazado aflorando tanto hacia la vertiente del Valle de Aburrá como en el sector del altiplano. Continuando la serie de rocas metamórficas, aparece el gneis milonítico de Sajonia (JKgmS) hacia la zona del altiplano, relacionada en su origen con un proceso de obducción ocurrido durante el periodo jurásico - cretácico del complejo ofiolítico de Aburrá.

Este complejo ofiolítico, correspondiente a un fragmento desmembrado de corteza oceánica, está constituido por rocas del tipo metagabro representadas en las metabasitas del Picacho (JKmbP), además de las dunitas de Medellín (JKuM) que se localizan en el borde oriental del valle de Aburrá (parte alta de la vertiente), además de una pequeña escama aislada en el sector del altiplano de San Nicolás, un poco al norte del portal oriental del túnel de Santa Elena.

La fuerte deformación mecánica generada durante el cabalgamiento del fragmento de corteza oceánica sobre el basamento metamórfico de la cordillera central desarrolló varias franjas de rocas con características mecánicas y texturales particulares, identificadas en este estudio como zona de cabalgamiento (Kmce) que se localiza a media ladera en la vertiente drenante hacia el valle de Aburrá, margen izquierda de la quebrada Santa Elena y los gneises migmatíticos de Sajonia (JKgmS) en el tercio inicial del túnel de Santa Elena. Posteriormente a estos procesos de metamorfismo regional y obducción, ocurren una serie de eventos magmáticos, variados en composición.

Es por ello, que en el corredor del proyecto vial aparecen cuerpos intrusivos de gabros, dioritas y cuarzodioritas; siendo el batolito antioqueño (KcdA) el de mayor relevancia, aunque solo aflora en el sector del altiplano. Adicionalmente, e interpretados como apófisis del batolito, se cartografiaron otros cuerpos plutónicos como el stock de Las Estancias (KcdE), localizado en la margen derecha de la quebrada Santa Elena; el gabro de San Diego (KgSD) hacia el sector del seminario mayor, entre los barrios El Poblado y Buenos Aires, además del stock granítico de Samarcanda (KcdS), en la parte media del trazado del túnel de Santa Elena (sobre el altiplano).

Finalmente, y como resultado de la morfodinámica del paisaje (quebradas, deslizamientos y otros fenómenos de vertiente), se tienen los depósitos recientes, con edades desde el terciario tardío hasta hoy, representados por depósitos de ladera (Qt), depósitos de deslizamientos (Qd), flujos de lodos y/o escombros (Qf), depósitos aluviales (Qal) y aluviotorrenciales (Qat).

Tectónicamente, se presentan varios sistemas de fallas que tienen incidencia directa en estos terrenos; entre las que se destacan el sistema La Honda, la falla Santa Elena y otras estructuras que en la literatura se denominan La Aguadita y Sajonia entre otras. También se identificaron otras estructuras de menor jerarquía relacionadas con discontinuidades del tipo diaclasas y fracturas en algunos macizos rocosos, además de foliación y esquistosidad en las rocas metamórficas (predominantes en el corredor).

Teniendo en cuenta el marco regional anteriormente descrito, se presenta en la Tabla 2-2 se muestra una descripción geológica de las unidades litodémicas, considerando solamente las rocas aflorantes a lo largo del corredor, desde la más antigua hasta los depósitos recientes.

Tabla 2-2. Unidades litodémicas del proyecto (Integral S.A., 2010).

Unidad Litodémica	Sigla	Nombre
Depósitos Antrópicos	Qll	Llenos Antrópicos
Depósitos de vertiente	Qt	Depósitos de Talus
	Qd	Depósitos de Deslizamiento
	Qf	Depósitos de flujos de escombros y/o lodos
	Kmce	Zona de Cabalgamiento
Intrusivos Cretáceos	KcdA	Batolito Antioqueño
	KcdS	Stock de Samarcanda
	KgSD	Gabro de San Diego
Complejo Ofiolítico de Aburra	JKuM	Dunitas de Medellín
	JKgmS	Gneis Milonítico de Sajonia
Complejo Cajamarca Grupo El Retiro	TRaM	Anfibolitas de Medellín
	TRgLC	Gneis de La Ceja

2.6.2. Geología Local

La geología local del proyecto considera aspectos que guardan estrecha relación con el comportamiento, las características y estabilidad de los terrenos que conforman el corredor vial, entre los que se incluyen: litología, condiciones del macizo, relieve, grado de evolución, rasgos estructurales, grado de meteorización y procesos morfodinámicos. Según estas premisas, fueron determinados dos sectores bien definidos: sectorización del túnel Santa Elena y sectorización del túnel Seminario:

2.7. Sectorización del Túnel Santa Elena

La sectorización geológica de la zona del proyecto y la definición de los perfiles de meteorización de cada unidad litológica, es fundamental para definir un modelo geológico para la construcción de los túneles. El modelo geológico del túnel Santa Elena se observa en el plano planta perfil de la Figura 2.8:

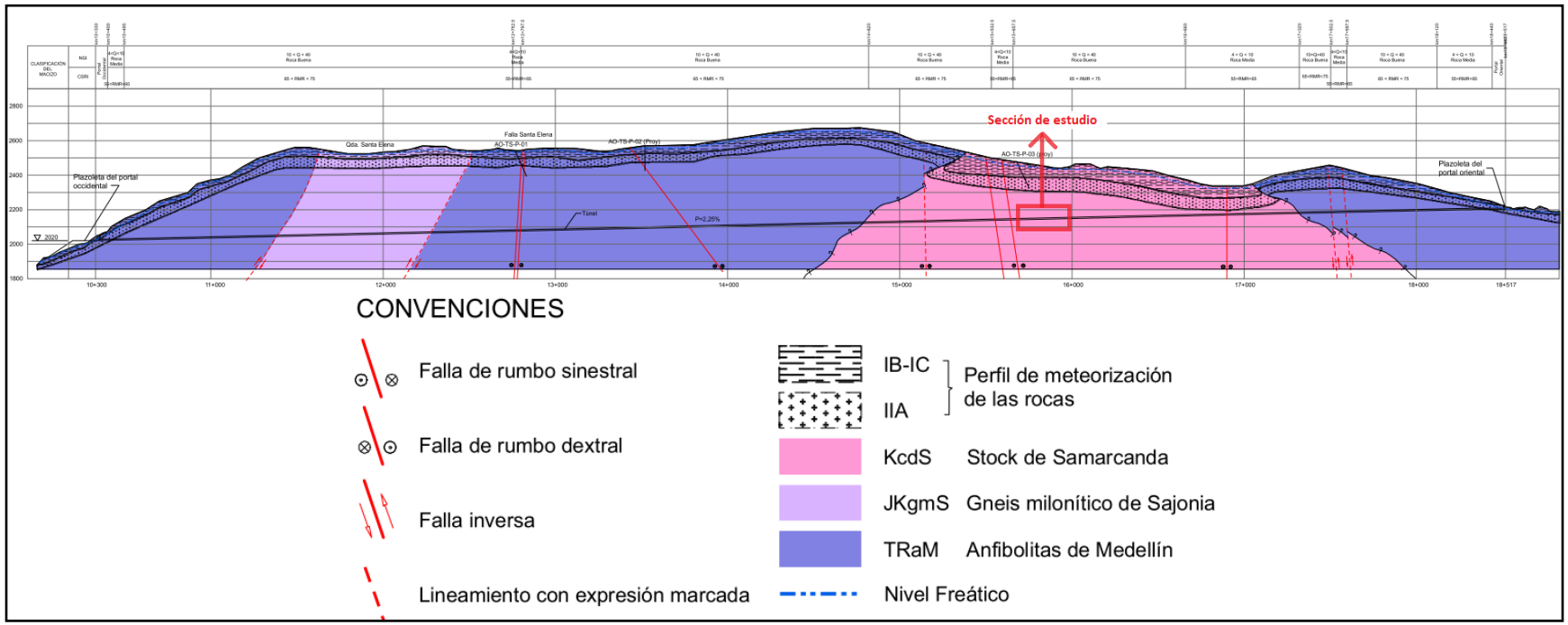


Figura 2.8. Plano de perfil del túnel Santa Elena
(Integral S.A., 2010)

La sección escogida para esta investigación se observa en color rojo. Se encuentra localizada entre las abscisas k15+883 y k15+983, de donde se estudian 5 secciones transversales cada 20 metros aproximadamente.

El túnel Santa Elena, presenta una cota de 2.200 m.s.n.m. en el lado oriental y una cota de 2.020 m.s.n.m. en el lado occidental, para una pendiente del 2,25 %. En inmediaciones de la abscisa km 14+800 se encuentra un contacto de tipo intrusivo entre el macizo metamórfico anfibolítico y un cuerpo plutónico ácido, denominado en la cartografía regional como stock de Samarcanda. La geología del sector elegido para esta investigación se muestra en el plano de la Figura 2.9:

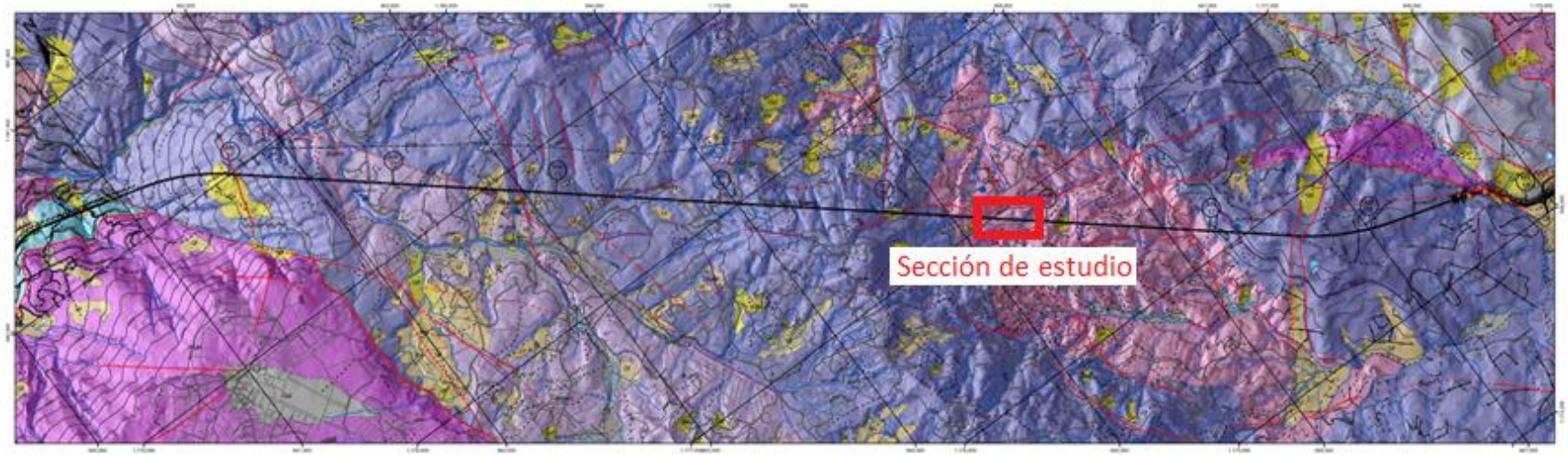


Figura 2.9. Plano geológico del proyecto del km 12+800 al km 15+320.
(Integral S.A., 2010)

Es importante mencionar que los efectos térmicos del magma caliente en el momento de su emplazamiento sobre la roca caja (anfibolita) es un aumento del contenido de sílice que endurece el material, generando una roca abrasiva, denominada cornubiana cuyo espesor es variable. Dentro del cuerpo ígneo plutónico se tienen rocas ácidas del tipo granito y cuarzodiorita, con un alto porcentaje de cuarzo, feldespato y micas (moscovita principalmente).

Este macizo, desde el punto de vista geomecánico, presenta unas buenas condiciones, especialmente donde el techo en roca es máximo. Sin embargo, por el profundo y prolongado proceso de meteorización que ha sufrido este cuerpo, se han desarrollo perfiles de suelos de hasta unos 8 metros y unos espesores de roca meteorizada (IIA) también considerables.

Teniendo en cuenta esta situación entre las abscisas km 16+660 y km 17+320, el techo se reduce empobreciendo las condiciones del macizo, llevándolo a una calidad de roca media, adicionalmente en este sector se observa una falla de tendencia N-S, de muy buena expresión geomorfológica y una zona de cizalla de unos 10 metros y zonas de influencia de otros 10 metros a cada lado.

Finalmente, es este mismo sector del túnel de Santa Elena se detectaron otras dos fallas cercanas, con características similares a la anteriormente descrita, afectando el macizo entre las abscisas km 15+530 y km 15+660.

La geología completa del túnel Santa Elena y túnel Seminario, se presentan el ***ANEXO A***. *Geología Túnel de Oriente*.

2.8. Criterios de Ruptura

Un criterio de ruptura describe el comportamiento de un material ante la aplicación de fuerzas externas hasta alcanzar la falla y permite determinar la resistencia del material. En general, los criterios de ruptura de rocas se refieren a la resistencia máxima de la roca, aunque también se pueden emplear para la resistencia residual.

Si bien, existen numerosos criterios de ruptura de diferentes autores, desarrollados a lo largo de los años, los criterios de ruptura más utilizados en mecánica de rocas son: el criterio de Mohr-Coulomb y el criterio de Hoek-Brown (1980), los cuales se describen a continuación:

2.8.1. Criterio de ruptura de Mohr – Coulomb

El criterio de ruptura de Mohr – Coulomb establece que un material fallará si la resistencia al corte (τ) en el plano de ruptura alcanza un determinado valor que depende del esfuerzo normal (σ_n).

Por medio de ensayos de laboratorio se obtiene un círculo en coordenadas (σ_n, τ), que representa el estado de esfuerzos en el momento de la ruptura. La envolvente de falla es una línea recta cuyo intercepto con el eje vertical es la cohesión y cuya pendiente es el ángulo de fricción interna (φ), como se muestra en la Figura 2.10.

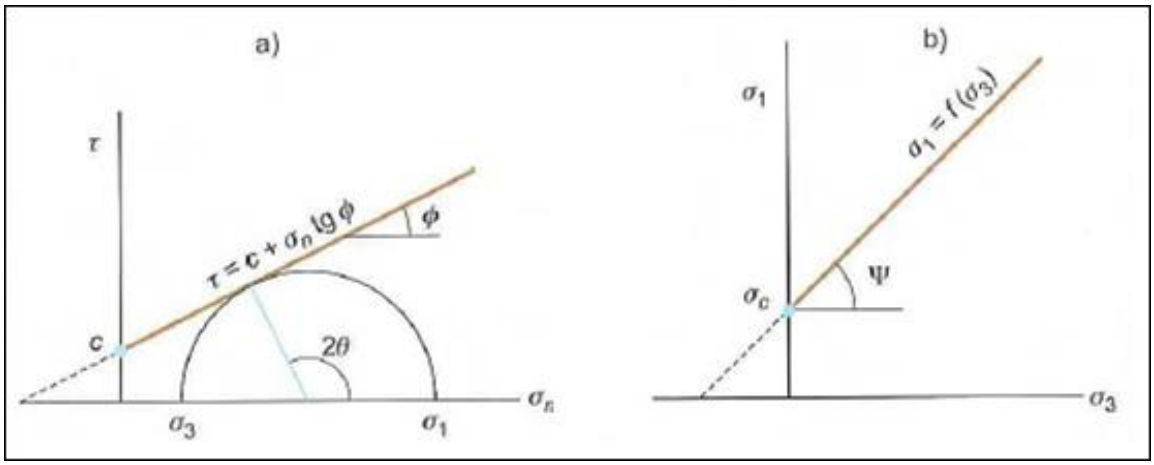


Figura 2.10. Criterio de ruptura de Mohr – Coulomb.
(González L. , 2002)

Este criterio expresa la resistencia al corte (τ) a lo largo de un plano en un estado triaxial de esfuerzos, en términos de los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la ruptura, según la ecuación 1:

$$\tau = \mathrm{c} + \sigma_n * \tan(\varphi) \qquad (1)$$

Dónde:
τ = resistencia al corte
c = cohesión
σ_n = esfuerzo normal
φ = ángulo de fricción interna del suelo

Las principales limitaciones de este criterio son la linealidad entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal, ya que mediante ensayos de laboratorio se ha demostrado que esta relación no es lineal y que la dirección del plano de ruptura no siempre coincide con los ensayos de laboratorio. Sin embargo, debido a la sencillez del criterio es ampliamente utilizado cuando no se requiere alta rigurosidad en los resultados y lo que se quiere es una primera aproximación al valor de la resistencia al corte.

2.8.2. Criterio de ruptura de Hoek – Brown

El criterio de ruptura de Hoek – Brown representa mejor la resistencia de la matriz rocosa ante el incremento de esfuerzos, debido a que es un criterio empírico y no lineal que evalúa la resistencia en condiciones de esfuerzos triaxiales, asumiendo la matriz rocosa como isotrópica. La Figura 2.11 muestra la envolvente de falla del criterio de Hoek – Brown, en términos de los esfuerzos principales y los esfuerzos normal y tangencial, bajo diferentes condiciones de esfuerzo:

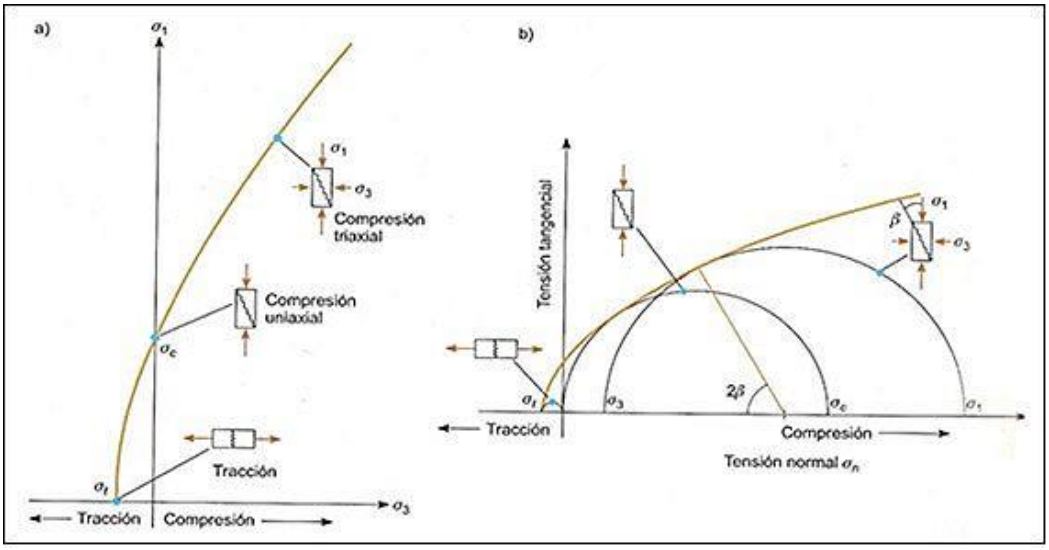


Figura 2.11. Criterio de ruptura de Hoek - Brown.
Adaptado de (González L. , 2002)

Este criterio es representado por una curva cuyo intercepto con el eje vertical es el esfuerzo de compresión uniaxial (σ_c) y cuya ecuación es:

$$\sigma 1 = \sigma 3 + \sqrt{mi * \sigma ci * \sigma 3 + \sigma ci^2} \quad (2)$$

Dónde:

σ_1 = esfuerzo principal mayor de ruptura
σ_3 = esfuerzo principal menor de ruptura
σ_{ci} = esfuerzo de compresión inconfinada de la matriz rocosa
m_i = coeficiente que depende de las propiedades de la matriz rocosa

Las principales limitaciones de este criterio es que sólo se puede aplicar al material rocoso intacto o a macizos rocosos fracturados homogéneos e isotrópicos. No se debe aplicar en macizos rocosos cuyas propiedades estén controladas por una sola familia de discontinuidades, por ejemplo, macizos rocosos estratificados.

La determinación de la constante m_i es otra limitante, ya que ésta varía significativamente dependiendo del tipo de roca. Sin embargo, ante una buena caracterización de los parámetros mencionados, se obtienen resultados muy ajustados al comportamiento real de la resistencia de la roca.

Las anteriores limitaciones están bien representadas por la Figura 2.12, donde se especifican los casos donde es recomendable utilizar el criterio de Hoek-Brown, aquellos casos donde se debe utilizar con prudencia y definitivamente los casos donde no se debe utilizar.

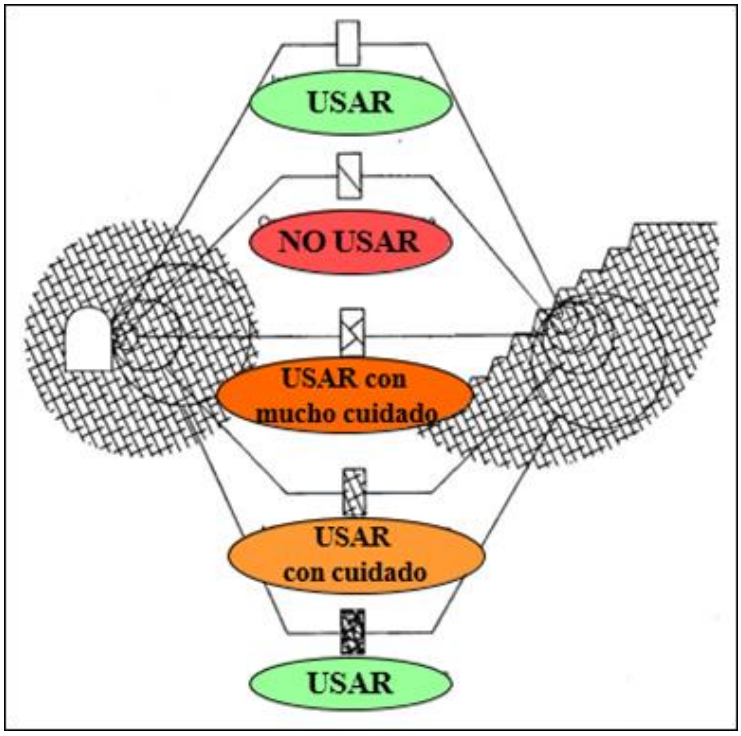


Figura 2.12. Situaciones de uso del criterio de Hoek - Brown
(Hoek & Brown, 1998)

Se observa que la aplicación del criterio de Hoek – Brown, representa de mejor forma las situaciones extremas: macizos rocosos intactos o muy fracturados, ya que estas dos condiciones se pueden aproximar mejor a macizos rocosos isótropos y homogéneos.

Cuando se presentan dos familias de discontinuidades muy marcadas, no es recomendable utilizar este criterio, ya que el comportamiento del macizo rocoso está influenciado por esta condición y exhibe un comportamiento anisotrópico y no homogéneo.

Para las otras situaciones, donde se tienen familias de discontinuidades muy bien definidas, es recomendable utilizar las teorías de la mecánica de fracturas, donde se destaca la teoría de Griffith (Griffith, 1920), que presenta una muy buena aproximación a los resultados experimentales de materiales frágiles, como las rocas, que son casi perfectamente elásticos, con apenas deformación plástica antes de la ruptura.

2.9. Estabilidad de la excavación de un túnel.

Desde la mecánica de suelos, se conoce que la resistencia del suelo está afectada por la dirección y magnitud de los esfuerzos cortantes y la presencia de agua dentro de la formación. Similarmente, la excavación de un túnel conduce necesariamente a encontrar tres tipos de condiciones naturales que dan lugar a

la pérdida de resistencia del macizo rocoso y, por lo tanto, a problemas de estabilidad. Esas tres condiciones naturales son las siguientes:

- Orientación de las discontinuidades.
- Orientación de los esfuerzos con respecto al eje del túnel.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación a favor de fracturas, acuíferos o rocas carstificadas.

La orientación de las discontinuidades puede generar desprendimientos de rocas de las paredes y techo de la excavación, puesto que una familia de discontinuidades dispuesta con una determinada orientación, puede ser cortada sistemáticamente por el avance del frente de excavación, favoreciendo la formación de cuñas a lo largo del trazado.

La orientación de los esfuerzos puede generar altas concentraciones de esfuerzos en las paredes y techo del túnel, ya que una excavación en dirección del esfuerzo principal menor (σ_3), deja actuando a los esfuerzos principales mayor e intermedio (σ_1 y σ_2) en la sección transversal del túnel. Lo más recomendable es excavar en dirección del esfuerzo principal mayor.

El flujo de agua en el interior de la excavación genera los mismos problemas de estabilidad de los suelos, por presencia de agua en su estructura, que incrementa la presión de poros del macizo rocoso y puede generar desprendimientos de bloques, además de grandes retrasos en la construcción.

Las condiciones naturales anteriormente descritas se ilustran en la Figura 2.13:

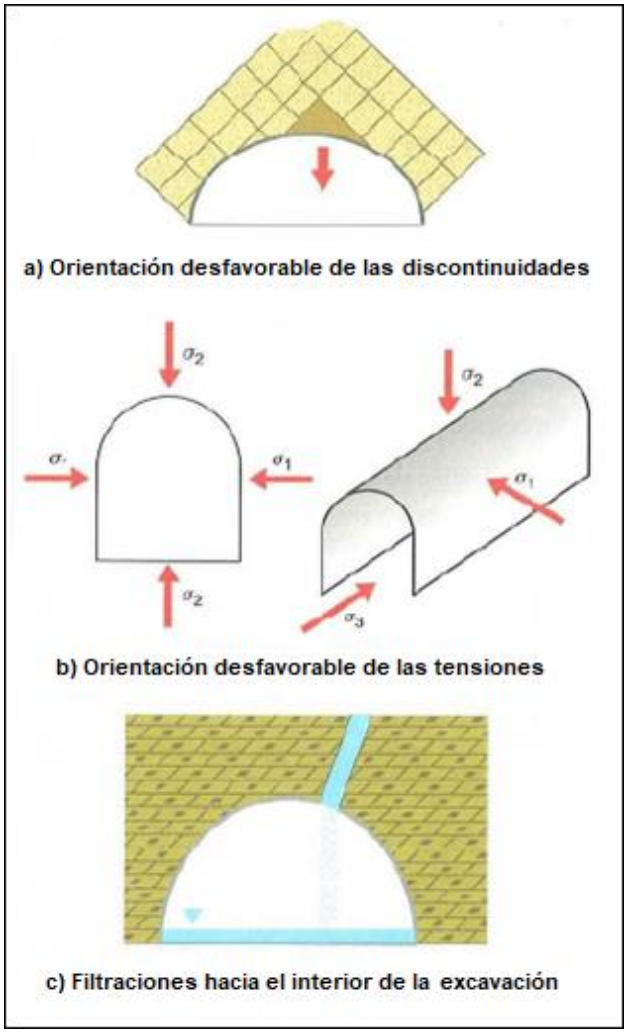


Figura 2.13. Condiciones naturales en una excavación subterránea.
(González L. , 2002)

Estas tres condiciones naturales están directamente relacionadas con los siguientes factores geológicos:

- Estructura
- Discontinuidades
- Resistencia de la matriz rocosa
- Condiciones hidrogeológicas
- Estado de esfuerzo

Estos factores hacen referencia al estado del macizo rocoso antes de realizar la excavación. Por lo tanto, la ejecución de una excavación, altera las condiciones iniciales y genera una serie de acciones inducidas, como:

- Pérdida de resistencia del macizo rocoso que rodea a la excavación como consecuencia de la descompresión creada, abertura de discontinuidades, fisuras por voladuras, alteración del flujo de agua al interior del túnel, etc.

- Reorientación de los campos de esfuerzos, dando lugar a cambios en el estado de esfuerzos.

- Otros efectos como subsidencias en superficie, movimiento de ladera, cambio en el régimen de flujo de agua, entre otros.

La respuesta del macizo rocoso ante las acciones naturales e inducidas determina las condiciones de estabilidad del túnel y como consecuencia, las medidas de sostenimiento a aplicar. Por otro lado, el proceso constructivo también depende de la facilidad de excavación de las rocas, que asimismo es función de la resistencia, dureza y abrasividad, entre otros factores.

La importancia de los estudios geológicos y geotécnicos, son fundamentales para predecir y estimar las condiciones mencionadas anteriormente, con el fin de proponer las alternativas adecuadas de solución para evitar en lo posible las situaciones desfavorables, o bien, para afrontarlas de la mejor manera posible.

2.9.1. Estructuras geológicas del Proyecto

Considerando la posición geográfica de Colombia, el país se encuentra dentro de un complejo marco geodinámico de convergencia de las placas: Nazca, Caribe y Sur América, micro placa Panamá y el bloque Andino. En este marco tectónico el proyecto se sitúa en el extremo norte de la cordillera central sobre el bloque Andino, zona donde se ha generado una estructura cortical con un complejo sistema de fallas regionales.

Estas estructuras, en el departamento de Antioquia, se distribuyen en dos grandes sistemas de fallas aproximadamente paralelas entre sí, donde el primer sistema lo conforman la zona de fallas Palestina (al este) y el segundo sistema corresponde a Cauca-Romeral (al oeste), con una gran porción de la cordillera central en el medio de los sistemas. El valle de Aburrá está íntimamente ligado en su origen y evolución con los alineamientos más orientales del sistema Romeral, incluso se plantean que algunas trazas de este sistema (con una expresión moderada) se separan del tren principal, al sur del valle de Aburrá, y se extienden sobre el altiplano oriental, involucrando los terrenos del proyecto vial de interés.

Teniendo en cuenta el marco tectónico regional, los resultados obtenidos con el análisis de la información existente, la fotointerpretación y los reconocimientos de campo, en el área de estudio se presentan como estructuras importantes fallas, zonas de cizalladura de diferente magnitud, planos de foliación y diaclasas.

2.9.2. Estructuras de Cabalgamiento

Dentro de las estructuras presentes a lo largo del corredor vial, se tienen las estructuras de cabalgamiento, las cuales son estructuras definidas por las características que les imprimen a los materiales involucrados. Para el área del proyecto se definen dos zonas de cabalgamiento que a su vez afectan materiales de diferente origen como son las Dunitas de Medellín, las Anfibolitas de Medellín y el Gneis Milonitíco de Sajonia.

2.9.3. Sistema de fallas N-S y Estructuras asociadas

Además de los sistemas anteriores se tienen fallas regionales claramente definidas, de tendencia N-S que constituyen el principal sistema tectónico de actividad más reciente; el cual se sobre impuso a una serie de estructuras relacionadas con el cabalgamiento del bloque cortical oceánico ya mencionado. La Figura 2.14 muestra el sistema de falla N-S en la zona del túnel Santa Elena:

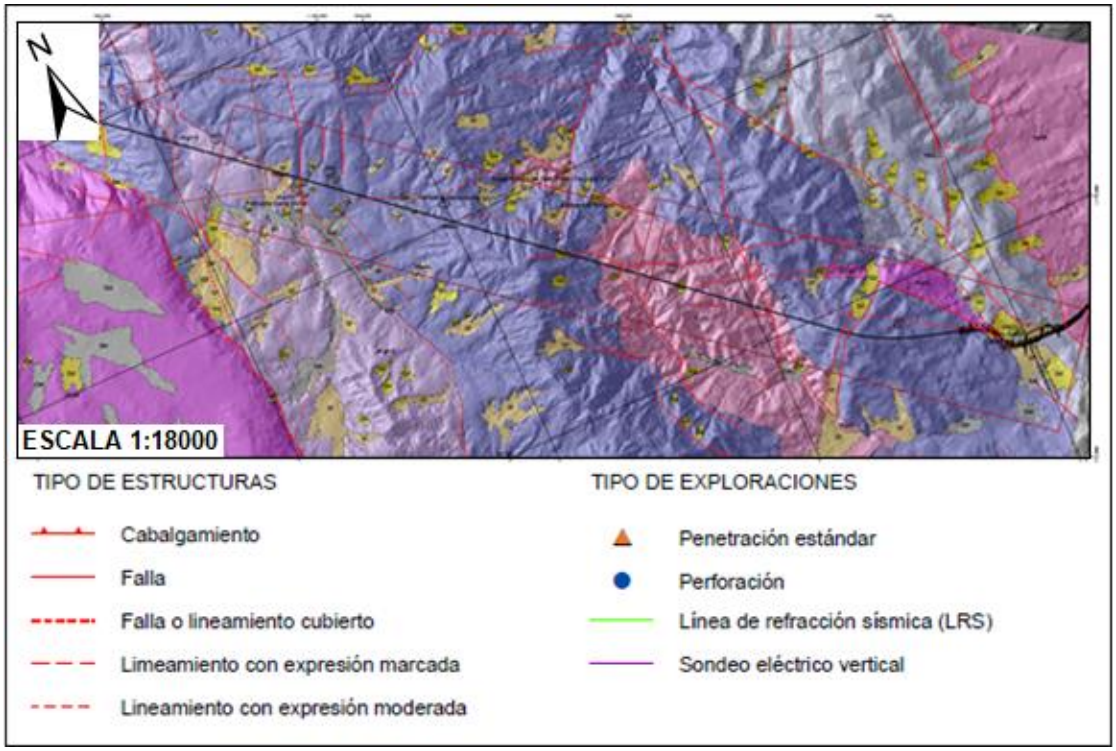


Figura 2.14. Sistemas de falla N-S en el túnel Santa Elena.
(Integral S.A., 2010)

Estas estructuras presentan rasgos tectónicos que muestran geoformas como lomos deflectados, quebradas o corrientes asimétricas y cambios bruscos de pendientes, también aparecen a nivel de afloramiento y en las exploraciones del subsuelo zonas de cizalla con salvanda y un intenso fracturamiento del macizo, Sin embargo, no se define zona de falla de carácter regional.

De estas estructuras, el principal sistema es denominado en la literatura como sistema de fallas La Honda; enmarcado dentro de la quebrada del mismo nombre, la cual muestra un fuerte control estructural con zonas de tramos rectos; además su disposición espacial se asocia íntimamente con el contacto entre las rocas metamórficas de la cordillera central en el altiplano (gneis de La Ceja) con las rocas graníticas del batolito antioqueño.

Visto desde el portal oriental, se tienen dos familias de discontinuidades que predominan, las cuales se pueden observar en la Figura 2.15:

Figura 2.15. Principales familias de discontinuidades en portal oriental (Ramirez, 2020)

El túnel se excavó desde ambos extremos, sin embargo, en el tramo de estudio se excavó en la dirección Oeste – Este, con una orientación promedio de 290°. La orientación principal y el buzamiento de estas dos familias de discontinuidades se presentan en la Tabla 2-3:

Tabla 2-3. Características de las principales familias de discontinuidades (Tesis de maestría de John Paul Ramirez)

Familia de discontinuidades	Dirección de buzamiento	Ángulo de buzamiento (°)	Ángulo espacial entre eje del túnel y discontinuidad (°)
Joint Set 1	34	71	104°
Joint Set 2	213	21	77°

En términos generales, las orientaciones de las discontinuidades son favorables con respecto a la orientación de excavación del túnel en el tramo de estudio. El ángulo que se forma entre la orientación del túnel y las direcciones de buzamiento de las dos familias de discontinuidades principales son 104° y 77°. Ambos ángulos atraviesan la sección transversal del túnel de forma casi perpendicular, por lo cual, favorece la no formación de cuñas en el macizo rocoso.

2.9.4. Diaclasas

Las diaclasas son relativamente abundantes y afectan indistintamente las rocas ígneas y metamórficas. De acuerdo con el análisis de las diaclasas inventariadas en las zonas donde el proyecto vial se desarrolla en superficie, se han determinado varios sistemas de fracturas, ninguno de los cuales se presenta como principal o dominante en el macizo ígneo - metamórfico que cruzó el trazado.

2.9.5. Foliación

La foliación general de las anfibolitas presenta orientación comprendida entre 315° a 30° y 340° a 10°, con ángulos de buzamientos variables, en general menores de 40°. Por lo regular la foliación no es una discontinuidad destacada en estas rocas y no representan un plano marcado de debilidad. Sin embargo, en las zonas de los dos portales las tendencias de la foliación son en general sub-horizontal, con posibilidad de definir relajamientos de algunas lajas rocosas en la clave.

2.9.6. Geomorfología

El proyecto se localiza entre el valle de Aburrá y el altiplano de San Nicolás, con alturas entre sobre el nivel del mar que oscilan entre 1.570 y 2.800 m. El conjunto de altiplanos y el valle del río Aburrá conforman la característica geomorfológica más sobresaliente de la parte norte de la cordillera central colombiana. De acuerdo con (Arias, 1995), el valle de Aburrá tiene un relieve de segundo orden, posterior a los altiplanos que corta

La historia geomorfológica más antigua de este sector de la cordillera la conforman el conjunto de altiplanos formados en sucesivos pulsos del levantamiento orogénico durante el terciario. Un aspecto relevante para el estudio geomorfológico es el hecho conocido, desde tiempos de los primeros investigadores, que el valle en su conjunto presenta peculiaridades en su forma general, lo que ha llevado a algunos investigadores a pensar que la forma actual es el resultado de una evolución compleja en la que se entremezclan procesos tectónicos y capturas entre diferentes cuencas (Rendón, 2003).

A escala más detallada, la corporación autónoma regional Corantioquia (2002) adelantó la cartografía a escala 1:100.000 de toda su jurisdicción que comprende la parte centro norte del departamento de Antioquia. Considerando este estudio, la zona del proyecto se localiza en las siguientes unidades de relieve: superficies de erosión, escarpes regionales y cañones. Para los terrenos se tienen pendientes fuertes en las zonas de escarpes y cañones, mientras son moderadas y suaves en las superficies de erosión.

En términos generales, se presenta una actividad morfodinámica media a baja; relacionada con sobrepastoreo generalizado, antiguas cicatrices de deslizamiento que tiene asociados depósitos de vertiente, algunos deslizamientos activos y zonas húmedas y de empozamiento y finalmente, hacia las márgenes de algunas corrientes se presenta erosión de orillas y desgarres superficiales.

2.10. Matriz rocosa

La resistencia de la matriz rocosa influye de forma decisiva en el método de excavación, y es un aspecto importante en la estabilidad de la misma. Para evaluar la resistencia se define en factor de competencia (F_C) como:

$$Fc = \frac{\sigma ci}{\sigma v} \tag{3}$$

Dónde:

σ_{ci} = resistencia de la matriz rocosa
σ_v = esfuerzo máximo vertical

Se debe distinguir la resistencia del macizo rocoso y la resistencia de la matriz rocosa. Generalmente, la resistencia de la matriz rocosa es mayor que la resistencia del macizo rocoso, ya que esta última abarca un mayor número de discontinuidades que la primera.

A partir del factor de competencia (F_C) se diferencian tres condiciones de estabilidad (González L. , 2002):

- *$F_C > 10$:* la matriz rocosa tiene una resistencia muy superior a los esfuerzos del macizo y la excavación es estable.

- *$10 < F_C < 2$:* la estabilidad está condicionada por el tiempo y las propiedades de la roca, pudiéndose establecer tres tipos de deformaciones: elástica, plástica y ruptura frágil con riesgo de explosión de roca (*rock burst*).

- *$F_C < 2$: la excavación puede ser inestable al sobrepasar los esfuerzos que resiste la matriz rocosa.*

La estabilidad estimada a partir de F_C no tiene en cuenta la presencia de discontinuidades. Esta situación es poco común, pero puede darse en macizos muy homogéneos, rocas masivas cristalinas, sales, entre otras, o bien, en rocas situadas a grandes profundidades, en donde las discontinuidades están muy cerradas.

2.10.1. Stock de Samarcanda (KcdS).

Hace parte del denominado Batolito Antioqueño. Estas rocas presentan como característica importante una homogeneidad litológica, con un predominio de rocas del tipo tonalitas – granodioritas y granito micáceo y granatífero, de textura fanerítica, con un tamaño de grano medio a grueso, color moteado. Mineralógicamente está constituido por cuarzo, feldespato potásico, plagioclasa sódica, biotita, moscovita y pequeñas cantidades de granate y circón. Presenta inyecciones cuarzosas (aplíticas), además de filones con claros efectos de mineralización hidrotermal.

Aflora hacia la parte final de la zona intermedia del túnel de Santa Elena, como un plutón que intruye a las anfibolitas del sector y que genera localmente rocas de contacto (cornubianas), este cuerpo aparece desde la abscisa km 15+250 a km 16+850 en el túnel de Santa Elena.

Los perfiles de meteorización de esta unidad son espesos. A partir de las exploraciones realizadas, que incluyen una perforación de 151 metros y varios sondeos geoeléctricos verticales (SEV). Los resultados muestran el predominio de arenas y limos arenosos sobre el basamento. En la Tabla 2-4, se presenta el perfil de meteorización generalizado del stock granítico de Samarcanda:

Tabla 2-4. Descripción del perfil de meteorización del stock de Samarcanda. (Integral S.A., 2010)

Perfil	Descripción
Suelo residual (IB) 0 – 10	Material arenoso con algunas fracciones de limo, las coloraciones son pardas amarillentas con manchas negras y blancas, es un material de baja compacidad, con alta humedad, localmente se puede observar la textura de la roca en algunas pequeñas fracciones un poco más sanas pero que se disgregan fácilmente
Transición suelo residual - saprolito (IB-IC) 10 – 30	Arena donde se observa un poco más la textura de la roca granítica en coloraciones pardas, negra, amarillo y blanco. Compacidad baja, humedad media a alta
Saprolito (IC) 30 – 80	Arena limosa con textura de la roca parental, presenta abundante moscovita y se logran ver colores blancos, negros y amarillos, presenta una humedad baja y es un material fácil de disgregar.
Transición Suelo – Roca (IC-IIA) 80 – 90 m	Bloques de roca de hasta 0,3 m de diámetro, con presencia de una fuerte oxidación y meteorización de minerales, rodeados de una matriz saprolítica limo arenosa de color pardo y de humedad baja, con una relación matriz – bloques de 30% - 70%.
Roca (IIA) 90 – 150	Granito, compuesto por micas, feldespatos sódicos y cuarzo principalmente, en la cual se presenta zonas, donde la roca posee fuerte fracturamiento en pequeños bloques subangulares oxidados y zonas donde la roca se presenta sana, con alta resistencia y ningún tipo de discontinuidad u oxidación. Se pueden encontrar niveles arenosos saprolíticos. Las superficies de las discontinuidades presentan percolación de agua la cual propicia fuertes oxidaciones a óxidos de hierro de color anaranjado oscuro y amarillo. Recuperación: 95%. R.Q.D: 95%

El contacto del stock de Samarcanda con las anfibolitas es netamente intrusivo, a lo largo de toda su extensión. En esta formación se realizó esta investigación, considerando que el contacto litológico entre ambas formaciones es un lugar de especial interés para la medición de deformaciones.

2.11. Métodos de diseño de túneles

Los métodos para diseñar excavaciones subterráneas pueden estar basados en la experiencia obtenida en la construcción de excavaciones anteriores bajo diferentes condiciones o bien, utilizando programas de cálculo cuyo uso ha ganado terreno con el avance de la computación.

Existen básicamente tres métodos reconocidos a nivel mundial para el diseño de excavaciones subterráneas:

a) el método empírico,
b) el método analítico y
c) el método observacional.

Los modelos constitutivos para rocas, incluyendo tanto los macizos rocosos como las discontinuidades, son los componentes más importantes en las soluciones numéricas en los problemas prácticos de la ingeniería (Monsalve, Castro, & Bustamante, 2007). El diseño de túneles rara vez se realiza utilizando un solo método de diseño y por lo general, implica la combinación de dos o incluso los tres métodos.

2.11.1. Métodos empíricos

Los métodos empíricos actualmente conocidos están basados en los sistemas de descripción del macizo rocoso: RSR (Wickham & Tiedemann, 1974), RMR (Bieniawski, 1988), Q (Barton, Loser, Lien, & Lunde, 1980) y RMi (Palmström, 1996). Los sistemas más usados son el RMR y el Q. Por otro lado, el sistema GSI (Hoek & Brown, 1998), que estima parámetros de resistencia última, más que un sistema empírico de diseño de túneles, da mucha información acerca de las condiciones del macizo rocoso y permite obtener parámetros mecánicos con fines a ser aplicados en modelos numéricos o físicos, como los realizados en la presa de las tres gargantas en China (Liu, Feng, & Ding, 2003).

El nuevo método austriaco para túneles (NATM: New Austrian Tunnelig Method), que fue considerado "nuevo" en el segundo lustro del siglo XX y que ahora es un método antiguo, engloba toda una secuencia de aspectos de construcción de túneles desde la investigación durante el diseño hasta la construcción y monitoreo. Este método emplea los índices de clasificación para su desarrollo. Se considera a este método como un código de estrategia de construcción.

El sostenimiento de excavaciones subterráneas, es comúnmente definido, a partir de este método y de la determinación de los índices de clasificación del macizo rocoso (Pacher, 1975). La metodología así ejecutada, hace parecer que el excavar en el macizo rocoso es una tarea aparentemente simple. De este modo, muy pocos parámetros mecánicos son determinados durante la excavación, varias fórmulas y ábacos con abundantes variables empíricas, reglas y condiciones, son empleados para determinar el tipo de sostenimiento o medida de estabilización.

Se ha comentado mucho acerca de las grandes limitaciones que tiene este método. Una de las más importantes deficiencias es que los parámetros de clasificación son aplicados universalmente para todos los tipos de macizos rocosos.

Estos métodos pueden dar resultados erróneos en condiciones heterogéneas y pobres, así mismo, estos métodos no consideran los diferentes modos de falla e inestabilidad y la interacción macizo-soporte que pueda presentarse en condiciones excepcionales (Riedmüller & Schubert, 1999).

Si bien para túneles en roca, la metodología todavía está vigente, se llegó a la conclusión que el método empírico no es viable para el diseño de grandes

excavaciones subterráneas o en complejos macizos rocosos con distribuciones de esfuerzos y deformaciones difíciles de entender.

El método empírico es muy útil para obtener una primera aproximación a la calidad del macizo rocoso y al diseño del sostenimiento de la excavación, pero debido a su alto grado de subjetividad, debe ser complementado con el método analítico para obtener resultados más concretos y verificar que el sostenimiento de diseño cumpla con los requerimientos de resistencia y deformación.

2.11.2. Métodos analíticos

Los métodos analíticos son los que brindan mayor información de predicción y análisis, no obstante, pueden ser los menos confiables si es que no son calibrados o validados con medidas reales.

En el año 2002 la revista internacional de mecánica de rocas y ciencias mineras (Internacional Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences) publicó un volumen especial con dos artículos de revisión (Jing & Hudson, 2002) y ocho artículos referentes a los métodos analíticos en mecánica de rocas. El objeto de este volumen especial fue mostrar las formas en que el modelamiento analítico-numérico puede aplicarse para entender el comportamiento de la roca intacta y del macizo rocoso; esto para asistir en el diseño y evaluación del desempeño de la construcción en la ingeniería de rocas. Dentro de todos los métodos analíticos desarrollados para rocas intactas y macizos rocosos, el más desarrollado y, además, el que tiene más programas comerciales es el modelo en el medio continuo.

Hoy en día es posible modelar en el espacio y en el medio continuo comportamientos esfuerzo - deformación, acoplados con modelos de flujo y con modelos de degradación, es decir, desarrollo y propagación de fracturas en un medio continuo equivalente (Rutqvist, Wu, Tsang, & Bodvarsson, 2002). Los modelos de degradación fueron adaptados para emplear un modelo constitutivo en el campo elastoplástico en el medio continuo, denominado modelo constitutivo “elastofrágilplástico”. Los resultados sugieren que el modelo de degradación es una aproximación para estudiar el comportamiento frágil macroscópico encontrado en la mecánica de rocas (Fang & Harrison, 2002).

Las mayores desventajas que tienen los métodos analíticos son: la calidad del análisis es altamente dependiente de la toma de datos, es decir, de la representatividad de la realidad al modelo y que los resultados de análisis deben obtenerse en forma expedita para la toma de decisiones en el frente de excavación y especialmente para redefinir (si es necesario) el diseño de las obras de revestimiento y la oportuna construcción de las mismas en el tiempo y lapso necesarios.

El aspecto expedito (referidos en todo el proceso de modelación, desde la toma de datos hasta procesamiento de los mismos) es muy difícil de cumplirse cuando se manejan modelos muy complejos y detallados. Por lo tanto, debe equilibrase la representatividad, exactitud, calidad de los datos y velocidad de brindar información elaborada.

El método analítico es una buena herramienta para el diseño de excavaciones, siempre y cuando los parámetros de entrada sean definidos de acuerdo a análisis retrospectivos que se obtienen de la práctica del método observacional.

El método analítico no es capaz de simular situaciones complejas como las que se presentan en grandes excavaciones subterráneas si no están conjugadas con el método observacional. Por consiguiente, la modelación numérica se usa en algunas obras subterráneas como parte de la estrategia para afrontar los problemas suscitados durante la excavación.

2.11.3. Método observacional

El método observacional, pese a que aún no es reconocido como una práctica de diseño en muchos países por la falta de comprensión del mismo, se ha convertido en la única herramienta para describir el comportamiento mecánico del macizo rocoso de excavaciones subterráneas de gran tamaño. Cuando ningún método de diseño es apropiado o no refleja la realidad de un fenómeno, se debe recurrir necesariamente al método observacional (Peck, 1969).

Por otro lado, existen las dificultades de compatibilidad entre las operaciones de construcción y la práctica de instrumentación. Desde el lado operacional y de producción se desea mantener un óptimo nivel de avance de construcción, mientras que, por el lado de la instrumentación, se busca información a través de un trabajo que exige mayores cuidados en la instalación y manutención de los instrumentos. Éste último, se ejecuta generalmente más lentamente y puede influir en el ritmo del avance de la excavación.

Sin importar cuán simple o complejo pueda ser el sistema de monitoreo implementado, los resultados deben ser fidedignos y no ambiguos. Esto solo es posible con la adecuada selección, posicionamiento e instalación de cada instrumento de medida, además del uso de un programa de adquisición de datos, procesamiento e interpretación. Los costos de una adecuada planeación y posterior trabajo de procesamiento e interpretación, deben ser al menos igual al costo de los instrumentos y costos de instalación (Underwood, 1972).

El empleo de método analítico conjugado con el método observacional propone el análisis retrospectivo "back analysis" y el análisis predictivo "forward analysis" como herramientas útiles. El análisis retrospectivo y predictivo, son métodos que ayudan a retroalimentar la información a medida que se observa el fenómeno

(Suarez-Burgoa, Valencia-González, Ordonez-Carmona, Navarro-Montoya, & Hidalgo-Gómez, 2009).

Diferentes métodos pueden usarse para la medida de la variación de esfuerzos en el macizo rocoso (Dunnicliff, 1993). Algunos se realizan través de repetidas mediciones de los esfuerzos en el macizo empleando los métodos directos conocidos para la determinación de esfuerzos en sitio como la liberación de tensiones (Overcoring), restitución de tensiones (Gato Plano) y la fractura hidráulica. Otros, emplean instrumentos geofísicos en métodos indirectos como el borehole breakout y las emisiones acústicas, que se correlacionan con mediciones directas de la variación de desplazamientos, deformaciones o presiones en la periferia de la excavación.

Los métodos directos de medición tienen las desventajas de ser de alto costo y baja precisión, mientras que las mediciones indirectas tienen la desventaja que están en una fase inicial de investigación, y aunque es de bajo costo y abarca grandes superficies y volúmenes de macizo rocoso, también es de baja precisión (Suarez-Burgoa, Valencia-González, Ordonez-Carmona, Navarro-Montoya, & Hidalgo-Gómez, 2009).

Es por esto, que la precisión de los resultados obtenidos por cualquier método es un hito que aún falta por cumplir. Las nuevas tecnologías permiten refinar cada vez más los datos obtenidos y obtener mayor precisión mediante el uso de modelos numéricos incorporados en los programas computacionales disponibles en el mercado. Sin embargo, precisión no implica exactitud y los esfuerzos deben estar enfocados en garantizar una mejor exactitud en los resultados, sea cual sea el método empleado.

2.12. Estado de Esfuerzos In Situ

La construcción de un túnel en roca requiere un conocimiento del estado de esfuerzos al que se encuentra sometido el macizo rocoso. La sola excavación del macizo rocoso modifica el estado de esfuerzos existente, de manera que se genera un desequilibrio de fuerzas en la apertura de la excavación, el cual puede provocar un colapso del macizo rocoso entorno a la excavación.

Este problema fue abordado por Evert Hoek en 1980, quien reunió información correspondiente a estados de esfuerzos obtenidos en túneles en roca de proyectos de distinta índole realizados en varias regiones del mundo. Hoek intentaba hallar una relación entre la relación de esfuerzos (k) y la profundidad a la que se encontraba la excavación, donde la relación de esfuerzos se define como el promedio de los esfuerzos horizontales (σ_h) dividido entre los esfuerzos verticales (σ_z), de acuerdo a la siguiente expresión:

$$k = \frac{\sigma_{h\ promedio}}{\sigma_z}$$

La información recolectada se muestra en la Figura 2.16:

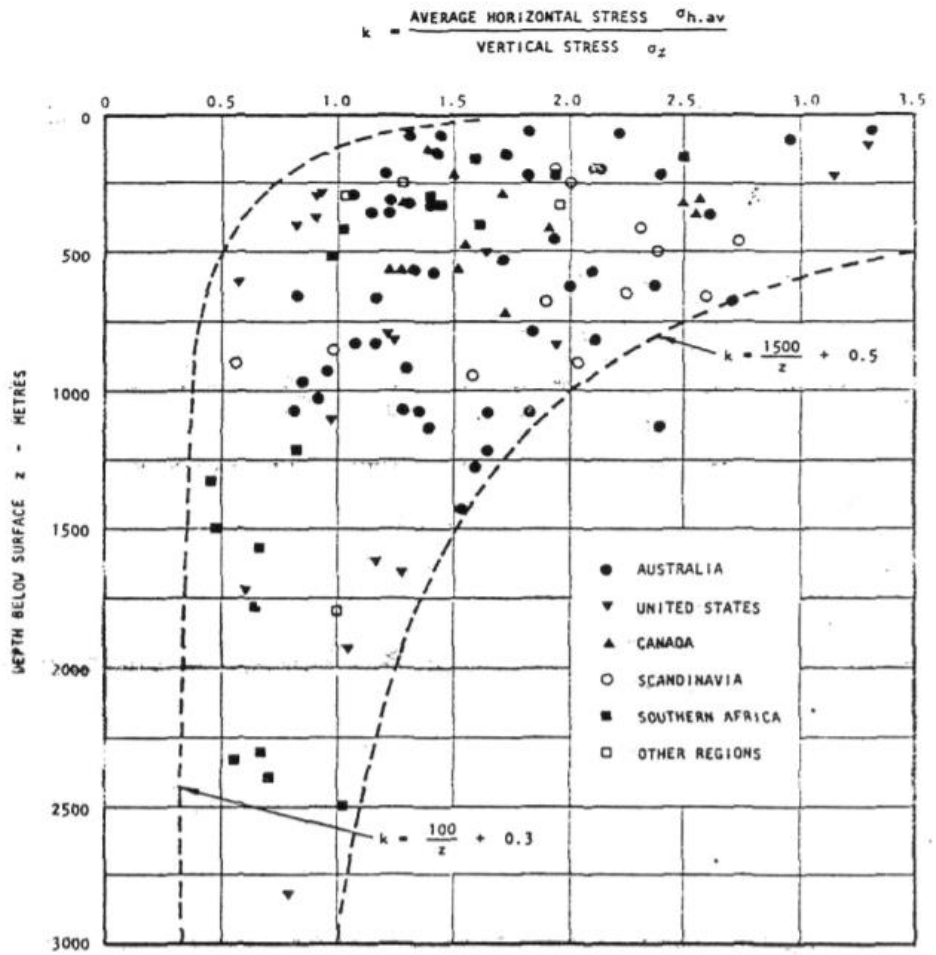


Figura 2.16. Variación de la relación de esfuerzos K con la profundidad (Hoek & Brown, 1980)

Se observa que el grado de incertidumbre en la determinación de la relación de esfuerzos (K) es notablemente mayor en zonas superficiales (menores a 500 m) que en zonas profundas (mayores a 500 m). En zonas superficiales, K puede oscilar desde menos de la unidad hasta 3 o 3.5 veces, lo cual es bastante alto para macizos rocosos. Por lo tanto, no se puede afirmar que la relación de esfuerzos siga un criterio definido. Consecuentemente, los valores de los esfuerzos pueden ser significativamente diferentes.

Por otro lado, dicha figura ratifica el hecho de que al incrementarse la profundidad el rango de valores que puede adquirir K se estrecha reduciéndose a valores que se mueven entre 0.5 y 1 en un estado de esfuerzos hidrostáticos (Alonso, 2002).

Si solo se observa el esfuerzo vertical en función de la profundidad, Hoek encontró la relación que se muestra en la Figura 2.17:

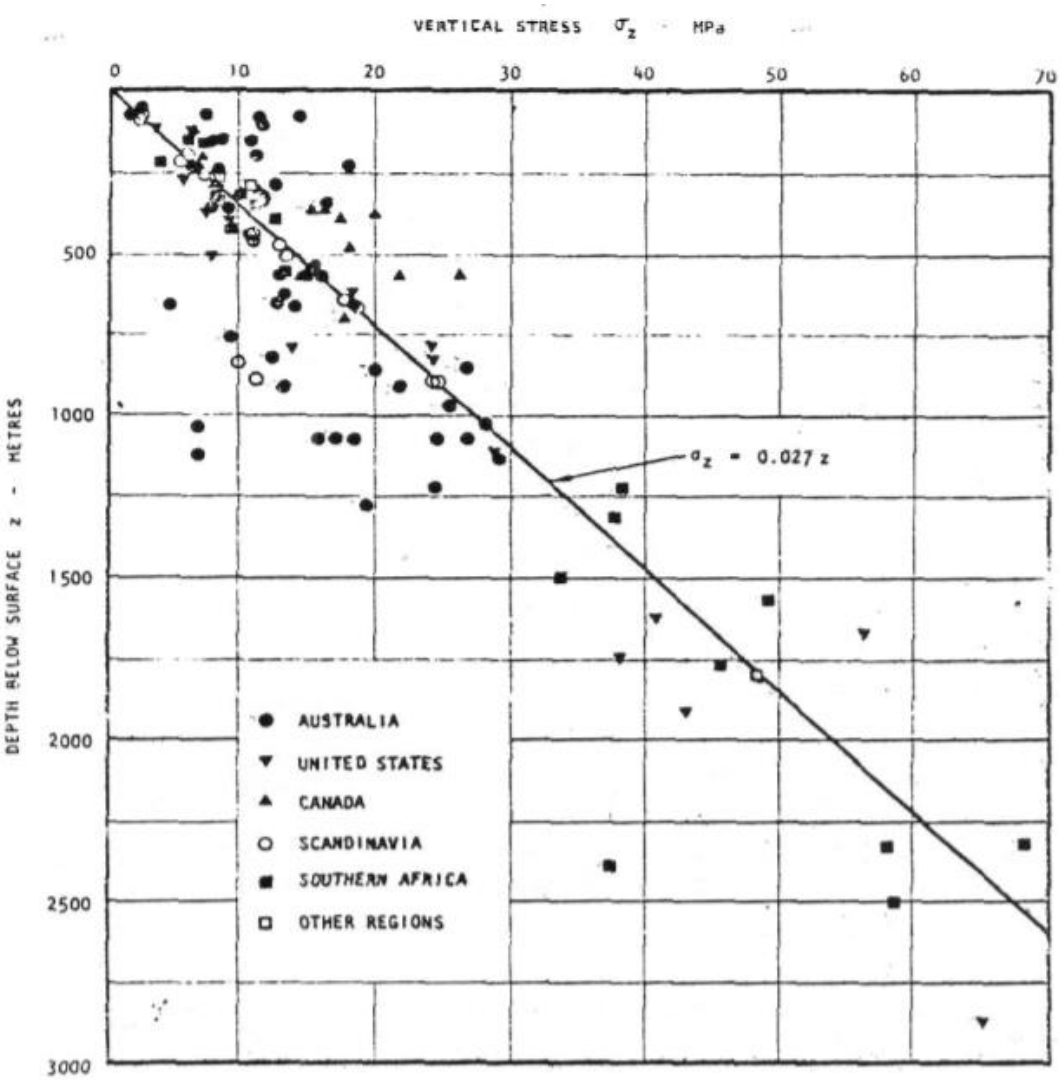


Figura 2.17. Variación del esfuerzo vertical con la profundidad (Hoek & Brown, 1980)

Se observa cierta correlación entre profundidad y el esfuerzo vertical, dado por la expresión:

$$\sigma_z = \gamma \, . z \quad con \, (20 \, \leq \gamma \, \leq 30)$$

Dónde:

σ_z = Esfuerzo vertical
γ: = Peso unitario del material
z: = Profundidad de la excavación

Aunque a profundidades bajas se observa una gran dispersión que puede deberse a distintos factores, como la precisión de los aparatos de medida o el grado de alteración geológica padecido por los materiales.

2.13. Módulo de deformación del macizo rocoso

El módulo de deformación de un macizo rocoso es uno de los parámetros más importantes a tener en cuenta a la hora de realizar cualquier diseño geotécnico (Menéndez, 2016). Además de su importancia, la complejidad que está involucrada en la determinación del módulo de deformación constituye un problema teórico y práctico no resuelto aun totalmente (Serrano, 1998).

Las familias de discontinuidades del macizo rocoso son fundamentales en la evaluación de su deformabilidad, por lo tanto, el efecto de escala es de gran importancia. El volumen elemental representativo es, en la gran mayoría de las ocasiones, demasiado grande para poder realizar ensayos de laboratorio que definan correctamente las propiedades del macizo y, por tanto, el único método que proporciona una estimación razonable es el uso de ensayos in situ a gran escala (Deere & Miller, 1966).

Este tipo de ensayos (dilatómetros, triaxiales in situ, placa de carga, gato plano, cámara de presión, gato radial, entre otros) son costosos y su realización se reduce a pocos ensayos en grandes obras. La heterogeneidad del macizo hace que el número de ensayos a realizar ha de ser lo suficientemente grande para permitir una evaluación fiable de la media estadística de las propiedades de geotécnicas del material (Terzaghi, 1963). Todo esto hace que desde los años 60 del siglo XX se busque la manera de obtener el módulo de deformación de un macizo rocoso, de manera indirecta, por ejemplo, mediante correlaciones con diferentes parámetros del mismo.

La Ley de Hooke relaciona los esfuerzos (σ) a los que está sometido un material (estado de esfuerzos) con su módulo de deformación (E):

$$\sigma = E.\xi$$

Donde ξ son las deformaciones que experimenta el material ante el cambio de su estado inicial de esfuerzos.

El módulo de deformación se estima en el numeral 5.3 de este documento donde se utilizan algunas correlaciones a partir de las clasificaciones geomecánicas (RQD, RMR y Q) para el macizo rocoso de esta investigación. Se realiza una comparación de la variabilidad de los valores obtenidos y se selecciona un módulo de deformación confiable para estimar el estado de esfuerzos del túnel de oriente.

Las deformaciones que se generan en el macizo rocoso por la excavación de los túneles se obtienen a partir del método tradicional de medición con estaciones de convergencias instaladas en distintas secciones transversales del túnel, como se muestra en el capítulo 3.

3. MEDICIÓN DE DEFORMACIONES CON ESTACIONES DE CONVERGENCIA

La medición de convergencias se puede realizar con una cinta extensométrica entre varios puntos que se anclan a la roca o al concreto proyectado en el contorno de la excavación. Este instrumento de medición consiste en una cinta métrica metálica, un sistema que permite instalarla a las paredes de la excavación a una tensión constante y un reloj comparador que puede registrar como mínimo la décima de un milímetro. Según los diversos sistemas, estos puntos poseen en su extremo una rosca o un gancho donde se instala el aparato de medición. El punto de medida debe estar protegido con un tapón, con el propósito de aislarlo del polvo del ambiente, que suele ser muy abundante en los túneles durante su construcción.

La Figura 3.1 muestra una cinta extensométrica tipo BGKM 20D para medición de deformaciones.

Figura 3.1. Cinta extensométrica tipo BGKM para medición de deformaciones (Al-top topografía., 2017)

La cinta debe tensionarse para que se aproxime lo más posible a una línea recta entre los puntos de medida. En una sección, generalmente se instalan entre tres y cinco puntos o clavos de convergencia. Lo más habitual es un punto en la clave y otros dos en cada hastial del túnel.

La Figura 3.2 muestra las líneas entre 5 puntos de monitoreo de convergencia en una sección transversal típica de un túnel.

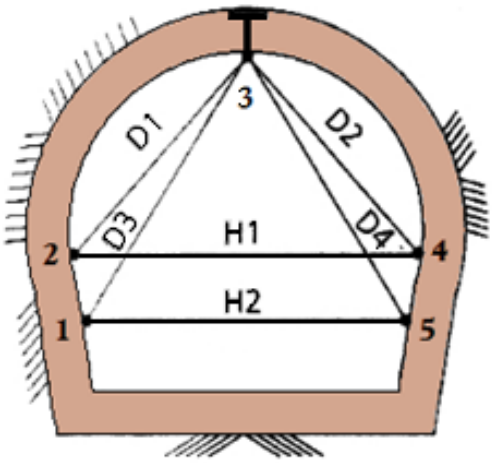


Figura 3.2. Líneas de medición con cinta extensométrica en un túnel. (G.I.S. Ibérica, 2017)

La sección de análisis debe empezarse a medir lo más rápido posible tras la excavación, con el fin de alcanzar a registrar gran parte de las deformaciones producidas. El soporte debe ser instalado en un estado temprano de las deformaciones, ya que, en el momento de la voladura, aproximadamente un tercio de la convergencia ha ocurrido alrededor del frente del túnel (Hoek & Brown, 1998). Las medidas deben hacerse diariamente hasta que se haya alcanzado la estabilización de los movimientos, e incluso dos lecturas diarias si la variación es muy significativa, además es conveniente realizar medidas posteriores de comprobación mensual para verificar que los movimientos del macizo han cesado.

La lectura de convergencias es una medida de deformación relativa entre los puntos y no de su deformación total. Básicamente, las estaciones de convergencia se emplean para determinar los tiempos necesarios para la estabilización de las deformaciones. Esta información se usa comparativamente entre diferentes secciones, lo que brinda una idea de la calidad de la roca y permite determinar si el soporte de la excavación es adecuado para cada tipo de macizo rocoso. Al ser una medición rápida y económica se puede instalar en muchas secciones del túnel. Normalmente se instalan cada 25 metros en túneles viales, y cada 10 ó 15 metros en zonas de fallas geológicas o en grandes cavernas, como casas de máquinas de grandes hidroeléctricas o minas para la explotación de minerales.

Actualmente, se utilizan estaciones totales de topografía para la medida de convergencias. En este caso se colocan unas dianas reflectantes adheridas al concreto en lugar de los clavos anclados. Otra posibilidad es posicionar la estación total en una base fija y durante la medida se ajusta el prisma sucesivamente en cada punto de lectura. El primer sistema es más rápido de leer, pero tiene el inconveniente de la suciedad que se deposita sobre las dianas imposibilitando su lectura, al igual que la oscuridad del túnel, que dificulta la visibilidad del topógrafo.

El segundo sistema resulta más costoso al tener que instalar una base fija para la estación y otra en cada punto de control, además de necesitar un operario adicional (G.I.S. Ibérica, 2017). En ambos casos, la precisión de la estación total es la décima de un milímetro (± 0.1 mm) y la distribución espacial de las dianas reflectantes es similar a la utilizada con las cintas extensométricas, como se muestra la Figura 3.3.

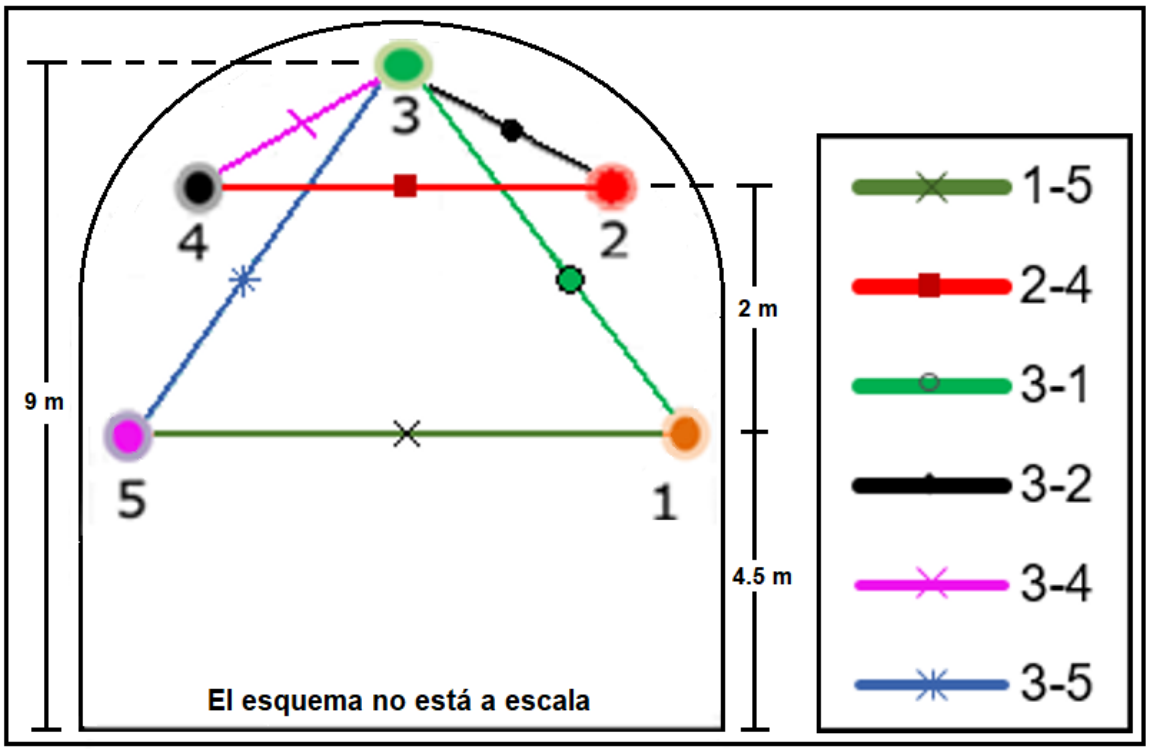


Figura 3.3. Distribución de las dianas reflectantes en un túnel.
(Concesión Aburrá-Oriente, 2017)

3.1. Excavación de los túneles Santa Elena

Los túneles que conforman el proyecto fueron excavados a sección completa, mediante el método tradicional de perforación y voladura (drill and blast). Se seleccionó un tramo de estudio de 100 metros de longitud para esta investigación. Este tramo está ubicado entre la abscisa k15+883 (sección 5) y la abscisa k15+983 (sección 1) del túnel Santa Elena 1 (túnel 1) y Santa Elena 2 (túnel 2). El frente de excavación del túnel 1 estaba a 150 metros por delante del frente de excavación del túnel 2 y se mantuvo esta separación aproximada durante toda la excavación de ambos túneles.

La Figura 3.4 muestra un esquema simplificado del tramo de estudio.

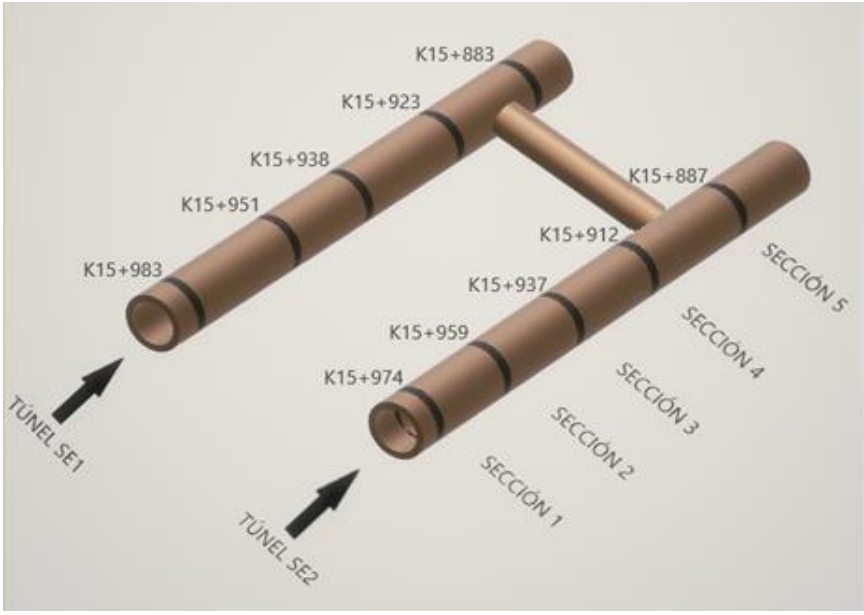


Figura 3.4. Secciones de control analizadas en el tramo de estudio.

Las lecturas de convergencia se agruparon en secciones, cada sección se compone de dos estaciones de convergencia que se agruparon debido a su cercanía, con el fin de realizar el análisis de deformaciones considerando ambos túneles simultáneamente. La

Tabla **3-1** muestra las parejas que conforman cada sección de análisis.

Tabla 3-1. Secciones de control analizadas.

Sección No.	Túnel 1	Túnel 2
Sección 1	K15+983	K15+974
Sección 2	K15+951	K15+959
Sección 3	K15+938	K15+937
Sección 4	K15+923	K15+912
Sección 5	K15+883	K15+887

Las lecturas de convergencias se tomaron con una estación total. Se registraron diariamente las deformaciones de cada sección de monitoreo obteniendo datos de desplazamiento y tiempo. En la Tabla 3-2 se muestra la información recopilada para la sección 4, correspondiente a la abscisa k15+923 del túnel 1

Tabla 3-2. Lecturas de las convergencias en abscisa k15+923.
(Proyecto Túnel de Oriente)

ABSCISA K15+923													
TIEMPO	FECHA	LECTURA POR LÍNEAS						DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS DE LAS LÍNEAS					
días	dd/mm/aaaa	1-5	2-4	3-1	3-2	3-4	3-5	1-5	2-4	3-1	3-2	3-4	3-5
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	9/08/2017		10,440.7	7,807.0	6,361.1	6,358.9			0.0	0.0	0.0	0.0	
1	10/08/2017		10,439.7	7,805.1	6,361.8	6,355.8			1.0	1.8	-0.7	3.1	
2	11/08/2017	11,670.8	10,272.4	7,808.9	6,076.9	6,351.1	7,381.0	0.0	1.0	-2.0	-0.7	7.8	0.0
3	12/08/2017	11,662.1	10,270.5	7,808.9	6,078.0	6,352.0	7,381.8	8.7	2.9	-1.9	-1.8	6.9	-0.7
4	13/08/2017	11,659.1	10,277.3	7,801.1	6,072.3	6,355.0	7,378.1	11.7	-3.9	5.8	3.8	3.9	2.9
5	14/08/2017	11,658.0	10,276.3	7,800.6	6,071.8	6,355.3	7,378.6	12.7	-2.9	6.3	4.3	3.6	2.4
6	15/08/2017	11,659.0	10,276.4	7,803.0	6,074.3	6,357.7	7,382.0	11.8	-3.0	3.9	1.8	1.1	-0.9
7	16/08/2017	11,663.0	10,277.5	7,806.8	6,076.1	6,355.9	7,382.1	7.8	-4.0	0.1	0.0	3.0	-1.0
8	17/08/2017	11,658.9	10,271.6	7,801.3	6,075.6	6,351.4	7,380.0	11.9	1.9	5.7	0.5	7.5	1.0
9	18/08/2017	11,660.9	10,265.8	7,800.9	6,072.2	6,349.6	7,380.8	9.9	7.7	6.0	3.9	9.3	0.2
11	20/08/2017	11,660.9	10,264.5	7,801.3	6,070.8	6,349.9	7,380.2	9.9	8.9	5.7	5.3	9.0	0.9
21	30/08/2017	11,659.9	10,269.8	7,800.3	6,071.4	6,352.0	7,378.2	9.9	8.9	5.7	5.3	9.0	0.9
24	2/09/2017	11,660.7	10,273.7	7,801.1	6,076.5	6,353.0	7,383.4	9.0	5.0	4.9	0.2	8.1	-4.3
31	9/09/2017	11,656.6	10,271.9	7,798.9	6,075.3	6,352.6	7,382.5	13.1	6.7	7.1	1.4	8.4	-3.4
38	16/09/2017	11,660.8	10,275.0	7,800.2	6,075.2	6,353.7	7,381.3	9.0	3.6	5.8	1.4	7.3	-2.2
40	18/09/2017	11,653.8	10,275.2	7,801.9	6,077.6	6,352.2	7,378.3	9.0	3.6	5.8	1.4	7.3	-2.2
45	23/09/2017	11,654.5	10,273.0	7,798.2	6,073.5	6,353.5	7,379.9	8.3	5.8	9.5	5.6	6.0	-3.8
52	30/09/2017	11,655.6	10,280.0	7,792.4	6,070.8	6,360.0	7,380.7	7.2	-1.2	15.3	8.2	-0.5	-4.6

El día cero corresponde a la lectura incial. Las lecturas por líneas representan las distancias entre las dianas reflectantes según las disposición espacial mostrada en la Figura 3.3, los espacios sin lectura se deben a aquellas dianas que se dañaron durante la ejecución de los trabajos y que debieron ser reemplazadas.

Los desplazamientos acumulados de las líneas registran las variaciones totales a través del tiempo, tomando como referencia la lectura inicial del día cero. El signo positivo indica que la distancia medida es menor que la distancia tomada en la lectura inicial (convergencia) y el signo negativo indica que la lectura actual corresponde a una distancia mayor que la lectura inicial (divergencia).

3.2. Análisis de estaciones de convergencia

La litología del tramo de estudio está compuesta por el stock granítico de Samarcanda, que se describió con mayor detalle en el numeral 2.10.1. Este macizo rocoso presenta mayores deformaciones que las anfibolitas de Medellín, según los valores de resistencia obtenidos en los ensayos de compresión inconfinada de rocas. A continuación, se analizan las deformaciones obtenidas en las cinco secciones de análisis.

3.2.1. Lecturas de convergencias en la sección 1

En esta sección se registraron desplazamientos no mayores a 10 mm durante los primeros 10 días hasta que se estabilizaron. La Figura 3.5 muestra las lecturas de convergencia para la sección 1 del túnel 1:

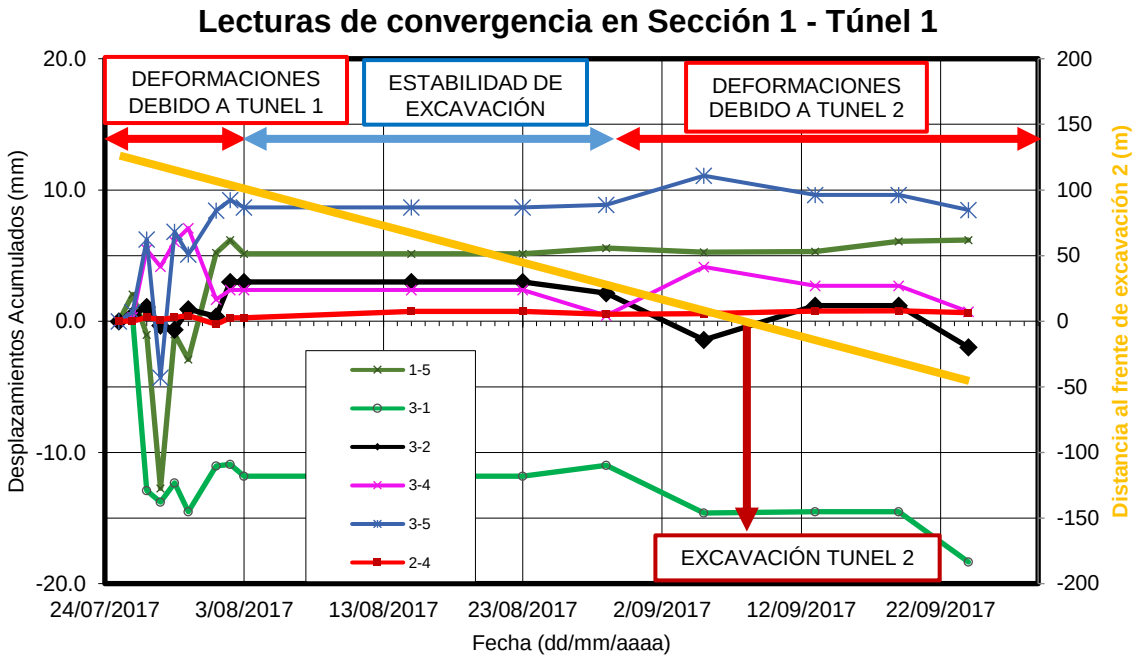


Figura 3.5. Desplazamientos del túnel 1 en la sección 1.

Nótese que se presentaron nuevos desplazamientos en el túnel 1 debido a la aproximación de la excavación del túnel 2, que se encontraba a 140 metros de distancia a esta sección. Las lecturas de convergencia de esta sección en el túnel 2 se muestran en la Figura 3.6:

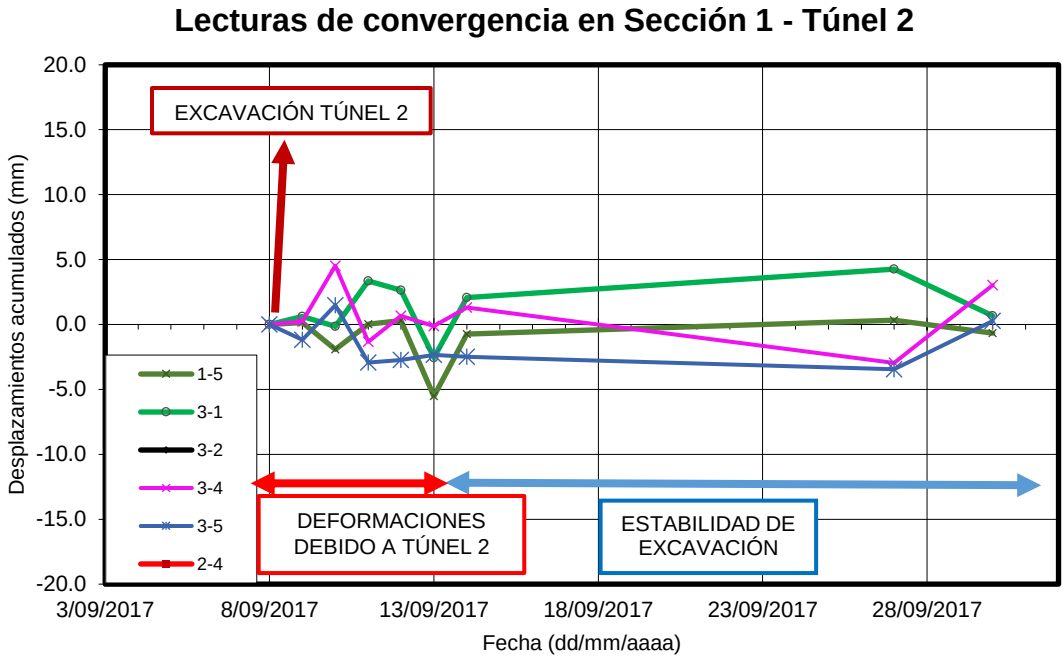


Figura 3.6. Desplazamientos del túnel 2 en la sección 1.

La sección del túnel 1 se encontraba a 140 metros de distancia del frente de excavación 2. El avance promedio diario fue de 3 metros, por lo tanto, se puede inferir que la excavación del túnel 1 fue afectada por la excavación del túnel 2 cuando se encontraban separados al menos 24 metros de distancia.

3.2.2. Lecturas de convergencias en la sección 2

Se observaron desplazamientos no mayores a 5 mm durante los 8 primeros días hasta alcanzar la estabilidad de la excavación. La Figura 3.7 muestra los desplazamientos del macizo rocoso en la sección 2 del túnel 1:

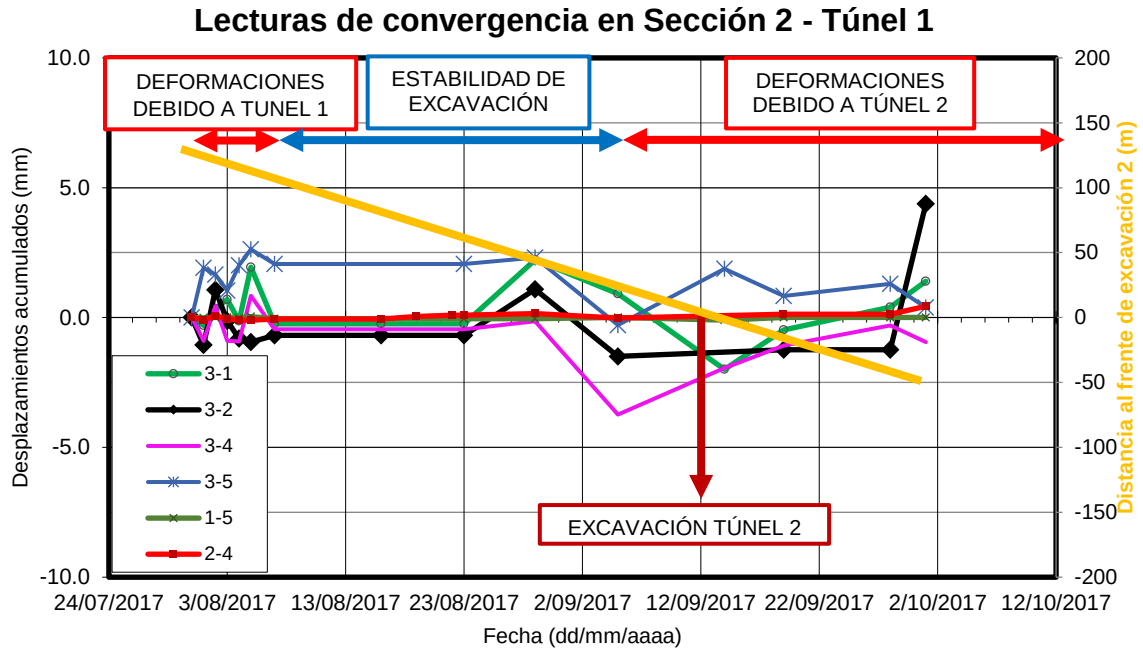


Figura 3.7. Desplazamientos del túnel 1 en la sección 2

Nótese que se presentaron nuevos desplazamientos en el túnel 1 debido a la aproximación de la excavación del túnel 2, que se encontraba a 140 metros de distancia a esta sección. Las lecturas de convergencia en esta sección para el túnel 2 son mostrados en la Figura 3.8:

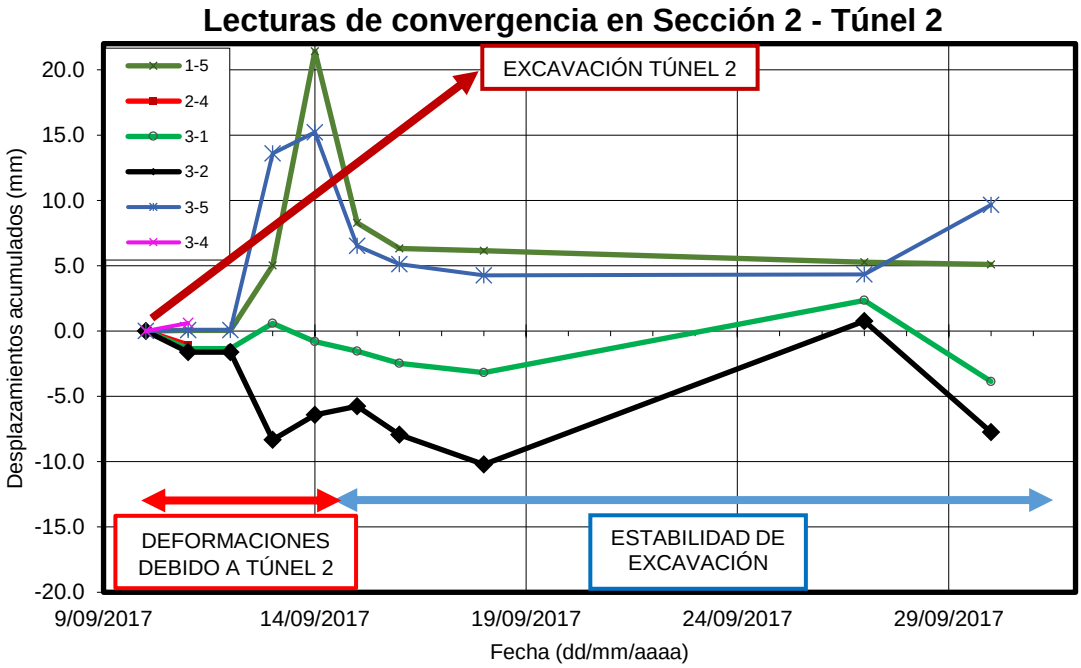


Figura 3.8. Desplazamientos del túnel 2 en la sección 2

La sección del túnel 1 se encontraba a 140 metros de distancia del frente de excavación 2. El avance promedio diario fue de 3.5 metros, por lo tanto, se puede inferir que la excavación del túnel 1 fue afectada por la excavación del túnel 2 cuando se encontraban separados al menos 28 metros de distancia.

3.2.3. Lecturas de convergencias en la sección 3

Se observaron desplazamientos no mayores a 20 mm durante los 12 primeros días, hasta alcanzar la estabilidad de la excavación. La Figura 3.9 muestra el comportamiento del macizo rocoso en la sección 3 del túnel 1:

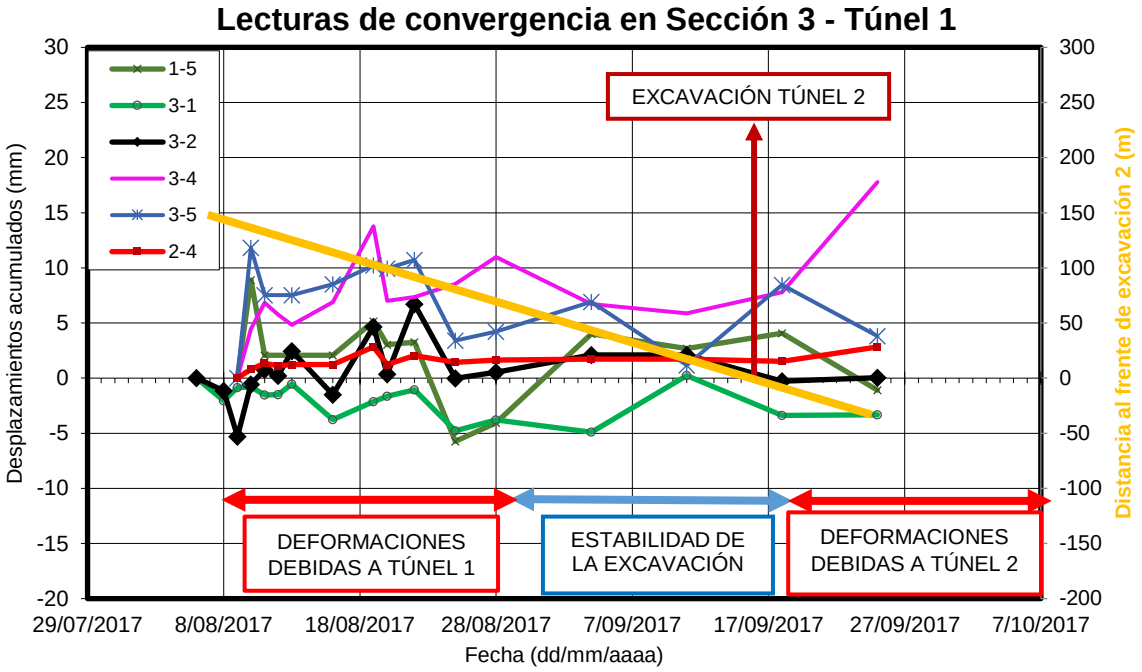


Figura 3.9. Desplazamientos del túnel 1 en la sección 3

Nótese que se presentaron nuevos desplazamientos en el túnel 1 debido a la aproximación de la excavación del túnel 2, que se encontraba a 140 metros de distancia a esta sección. Las lecturas de convergencia en esta sección para el túnel 2 son mostrados en la Figura 3.10:

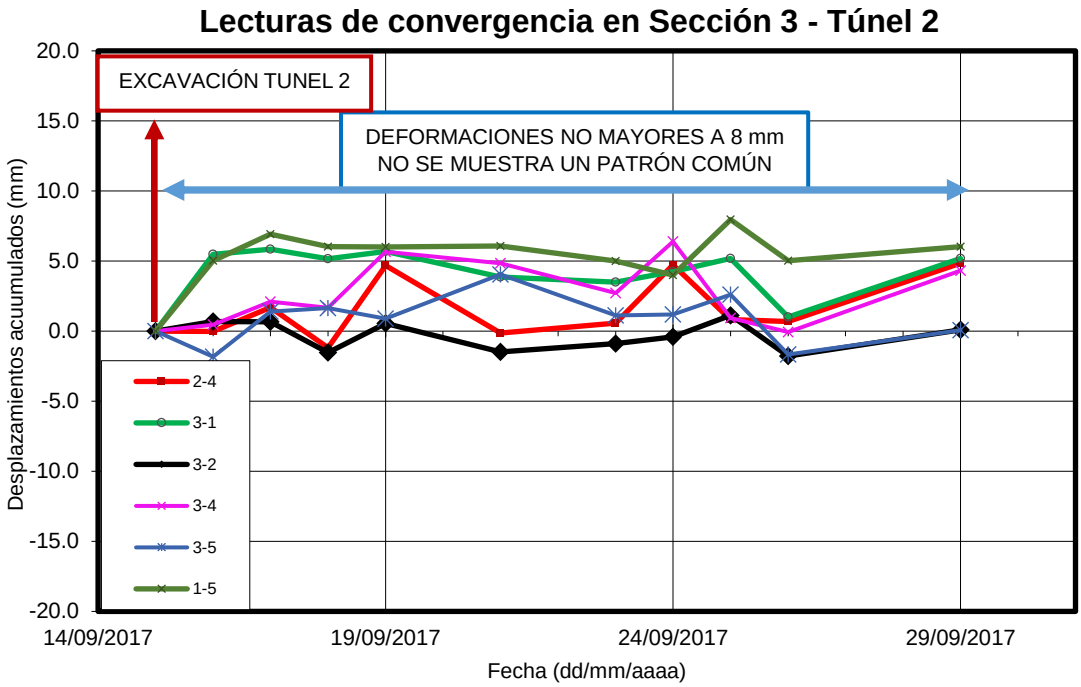


Figura 3.10. Desplazamientos del túnel 2 en la sección 3.

La sección del túnel 1 se encontraba a 140 metros de distancia del frente de excavación 2. El avance promedio diario fue de 3.5 metros, por lo tanto, se puede inferir que la excavación del túnel 1 fue afectada por la excavación del túnel 2 cuando se encontraban separados al menos 21 metros de distancia.

3.2.4. Lecturas de convergencias en la sección 4

Esta sección es de especial interés, ya que se encuentra muy cerca de la galería de comunicación entre ambos túneles. Por este motivo, se instalaron en esta sección tanto estaciones de convergencia, como sensores ópticos FBG, cuyos resultados se analizan y se discuten en el capítulo 4.

Las estaciones de convergencia registraron desplazamientos no mayores a 10 mm durante los 9 primeros días, hasta que se observó una evidente estabilidad de la excavación. Las lecturas de convergencia en la sección 4 del túnel 1 se muestra en la Figura 3.11:

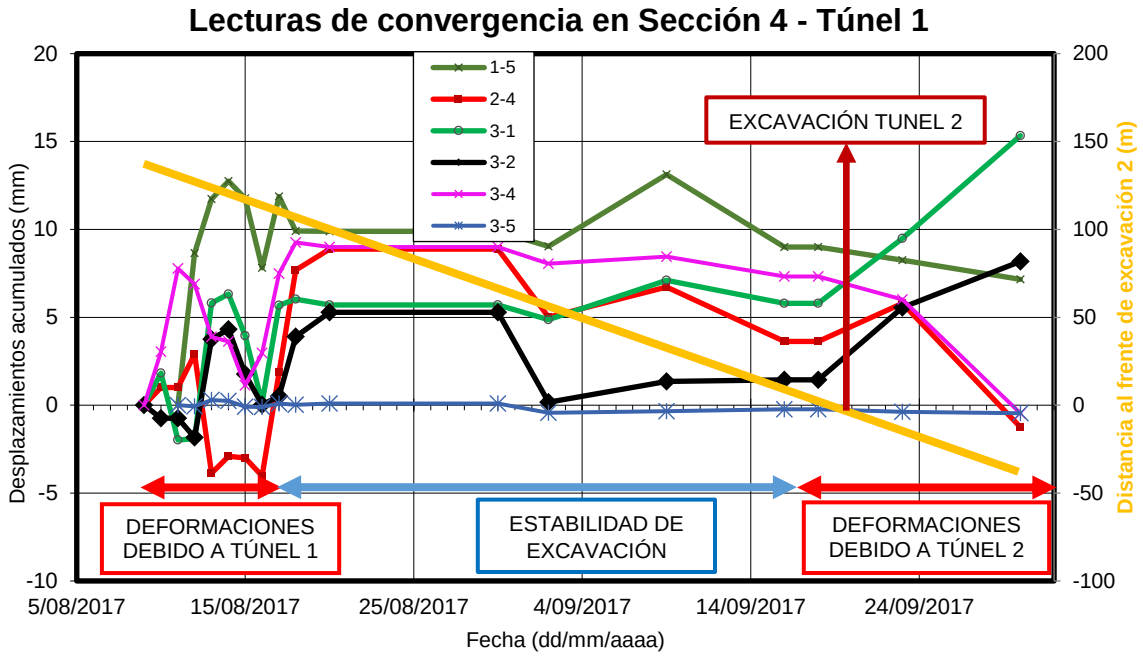


Figura 3.11. Desplazamientos de la sección 4 del túnel 1

Nótese que se presentaron nuevos desplazamientos en el túnel 1 debido a la aproximación de la excavación del túnel 2, que se encontraba a 140 metros de distancia a esta sección. Las lecturas de convergencia en esta sección para el túnel 2 son mostrados en la Figura 3.12:

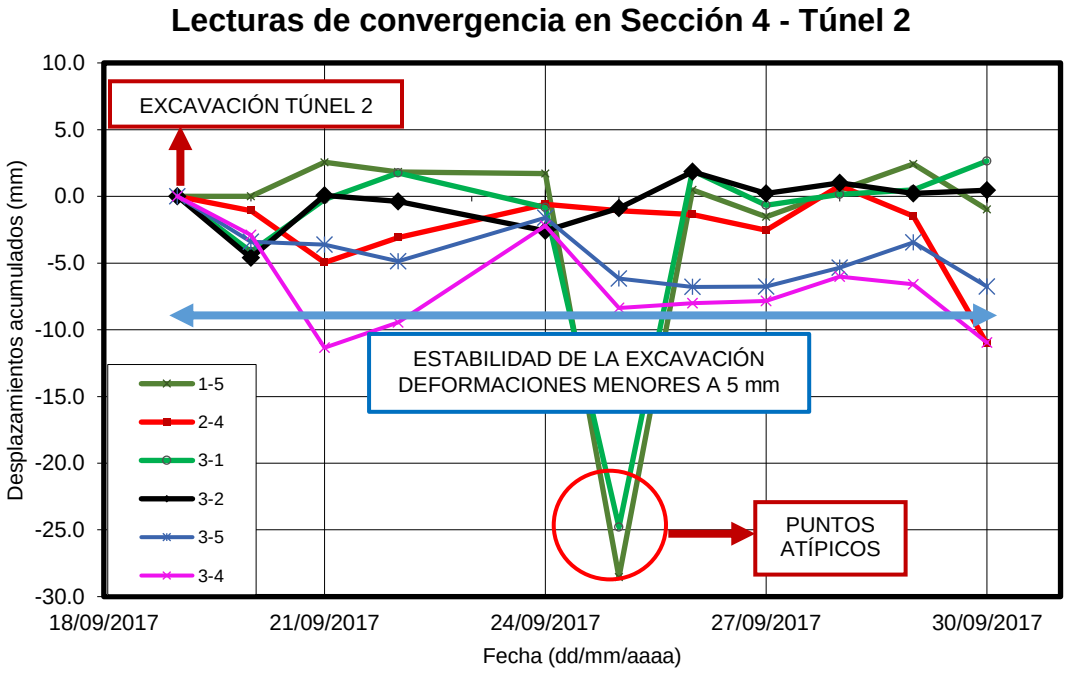


Figura 3.12. Desplazamientos de la sección 4 del túnel 2

Se pueden observar dos lecturas atípicas en las líneas 3-1 y 5-1, esto se debe a la reinstalación de dos estaciones de convergencia que se vieron afectadas por la voladura de la galería de comunicación de ambos túneles, así que no se tienen en cuenta para el análisis de estabilidad de la excavación.

La sección del túnel 1 se encontraba a 140 metros de distancia del frente de excavación 2. El avance promedio diario fue de 3.5 metros, por lo tanto, se puede inferir que la excavación del túnel 1 fue afectada por la excavación del túnel 2 cuando se encontraban separados al menos 21 metros de distancia. Se concluye para la sección del túnel 2 que no se registraron desplazamientos importantes, por tal motivo se asume que la estabilidad se alcanza desde el momento de instalación de las estaciones de convergencia en el túnel 2.

3.2.5. Lecturas de convergencias en la sección 5

En esta sección no se observan desplazamientos importantes en el macizo rocoso durante los primeros días y por lo tanto se alcanzó la estabilidad de la excavación en el momento de instalación de las lecturas de convergencia. La Figura 3.13 muestra los deslazamientos de la sección 5 del túnel 1:

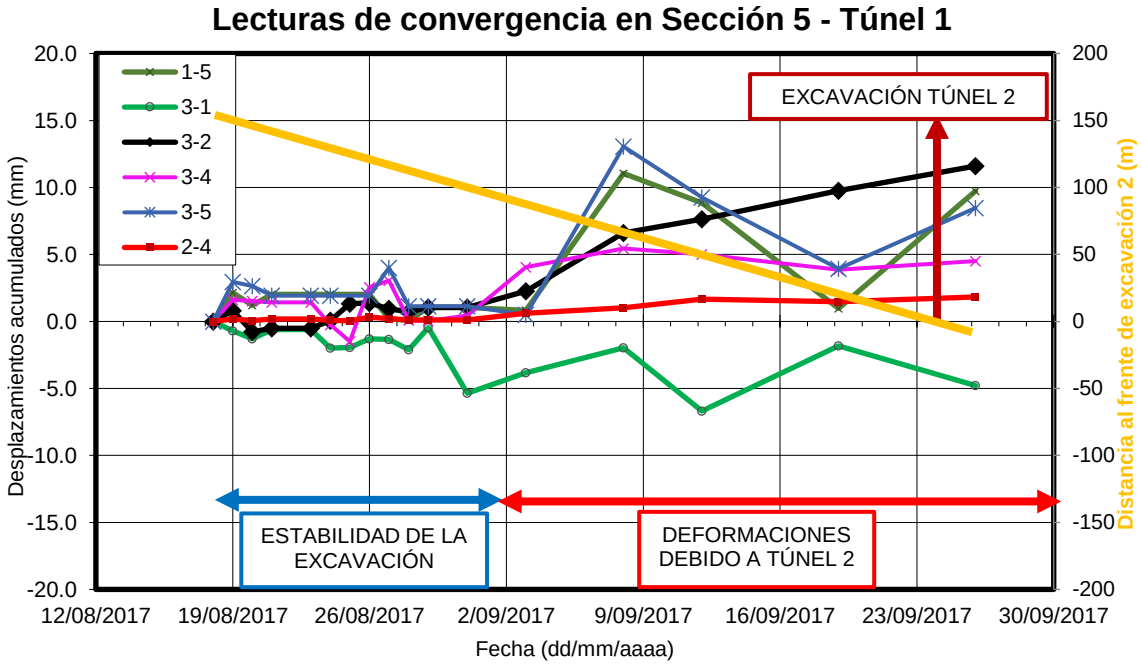


Figura 3.13. Desplazamientos de la sección 5 del túnel 1

Nótese que se presentaron nuevos desplazamientos en el túnel 1 debido a la aproximación de la excavación del túnel 2, que se encontraba a 140 metros de distancia a esta sección. Las lecturas de convergencia en esta sección para el túnel 2 son mostrados en la Figura 3.14:

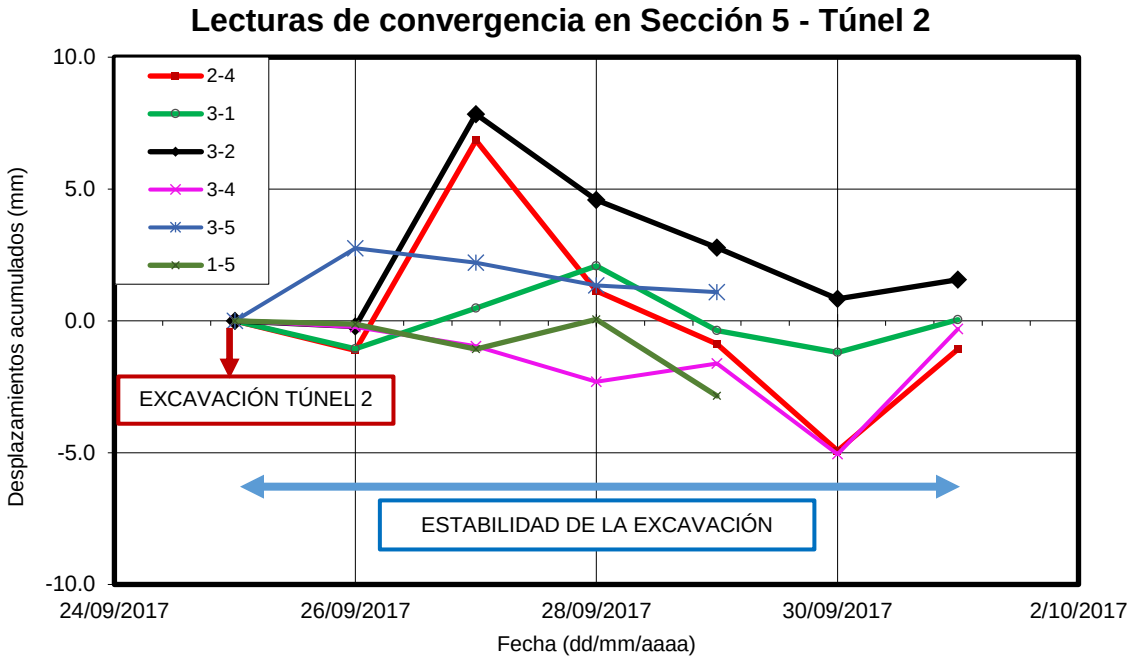


Figura 3.14. Desplazamientos de la sección 5 del túnel 1

El avance promedio diario de la excavación fue de 3.5 metros en este tramo. Por lo tanto, se puede inferir que la excavación del túnel 1 fue afectada por la excavación del túnel 2 a 27 metros de distancia.

Las lecturas de las estaciones de convergencia permiten visualizar una tendencia particular en el comportamiento del macizo rocoso. En términos generales, los desplazamientos del túnel 1 se deben a dos factores: el primero es la distribución de esfuerzos debido a la propia excavación del túnel y la segunda se debe al paso de la excavación del túnel 2, que genera una redistribución de esfuezos en el macizo rocoso y cuyos desplazamientos son registrados por las estaciones de convergencia del túnel 1.

3.3. Análisis de las lecturas con las estaciones de convergencias

Se elaboran gráficas de magnitud y dirección de los desplazamientos obtenidos por las estaciones de convergencia en el túnel 1 diferenciando dos etapas: una primera etapa (a-b) desde la instalación de los sensores en el túnel 1 hasta antes de la excavación del túnel 2 y una segunda etapa (b-c) desde la excavación del túnel 2 hasta el último día de mediciones.

La Figura 3.15 muestra los desplazamientos obtenidos de las lecturas de las estaciones de convergencia para los cinco puntos en la sección 1:

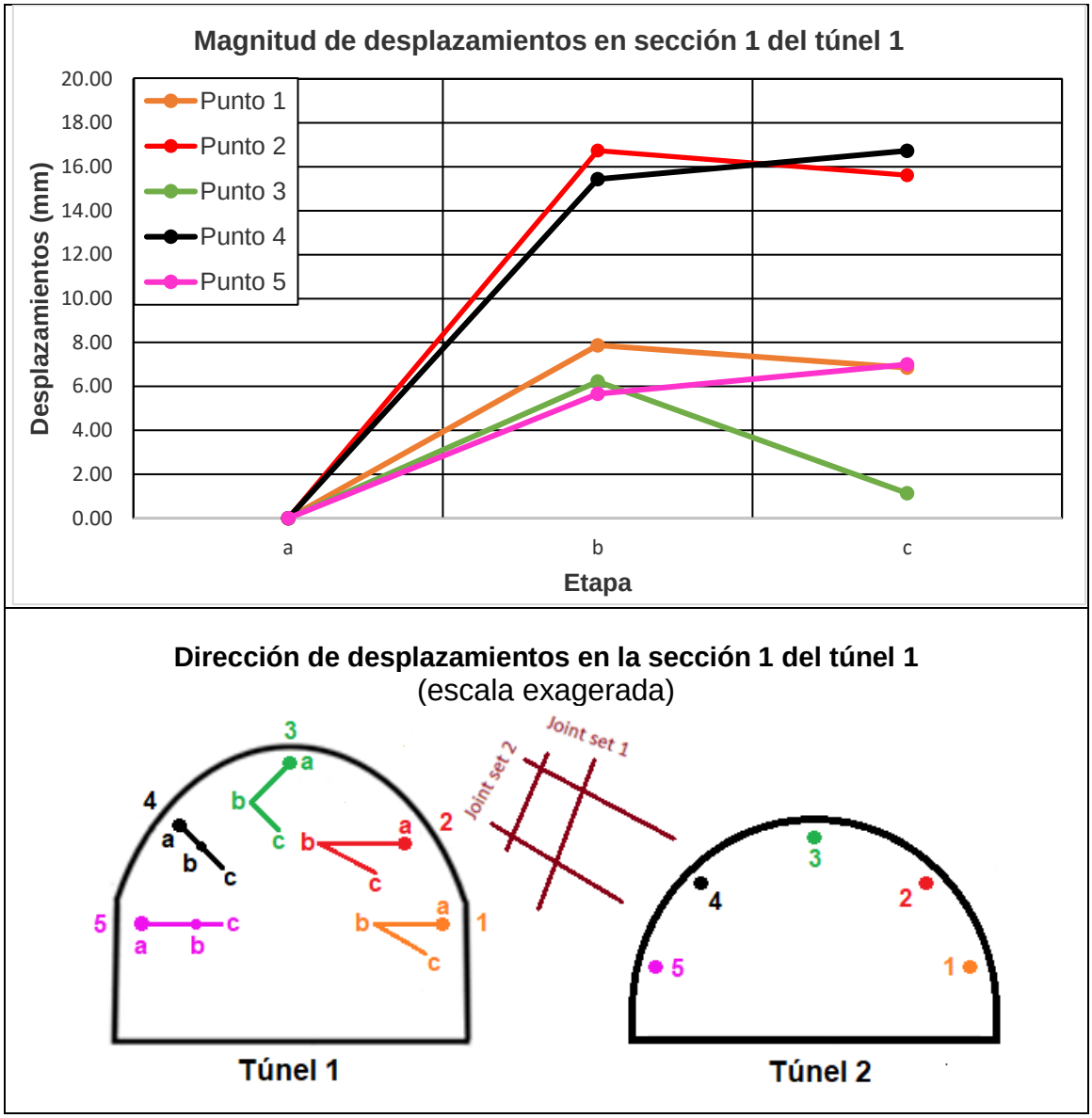


Figura 3.15. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 1

Se observan desplazamientos con magnitudes mayores en los puntos 2 y 4 ubicados en la bóveda del túnel y cambios en las direcciones de los desplazamientos en los puntos 1, 2 y 3, durante la etapa b-c. Este cambio de dirección no se observa en los puntos 4 y 5.

Este comportamiento en las direcciones de los desplazamientos del túnel 1 se debe a la excavación del túnel 2 durante la etapa b-c, ya que la construcción del segundo túnel produce una redistribución de esfuerzos del macizo rocoso alrededor del túnel 1 y obliga que las convergencias que inicialmente eran en dirección radial hacia al centro de la excavación sean desviadas ligeramente en los puntos más próximos al túnel 2.

En la Figura 3.16 se muestran las magnitudes y las direcciones de los desplazamientos de la sección 2:

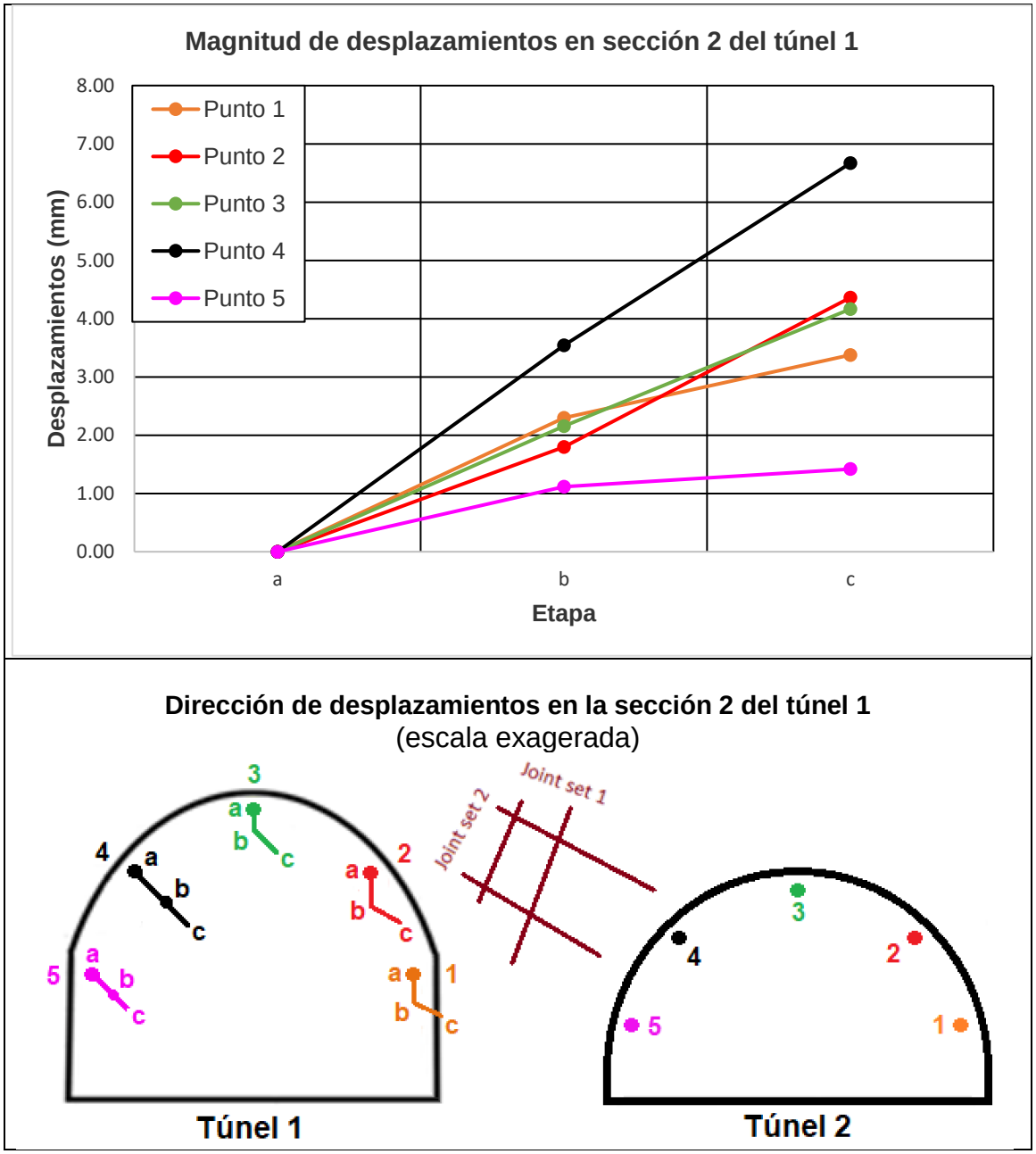


Figura 3.16. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 2

Nuevamente se observan desplazamientos con magnitudes mayores en los puntos 2 y 4 de la sección 2. Las direcciones de los desplazamientos en los puntos 1 y 2 durante la etapa b-c presentan una ligera desviación hacia el túnel 2. Sin embargo, los puntos 4 y 5 no registraron ninguna alteración en su dirección y permanecieron en dirección radial hacia el centro de la excavación.

En la Figura 3.17 se muestran las magnitudes y direcciones de los desplazamientos de la sección 3:

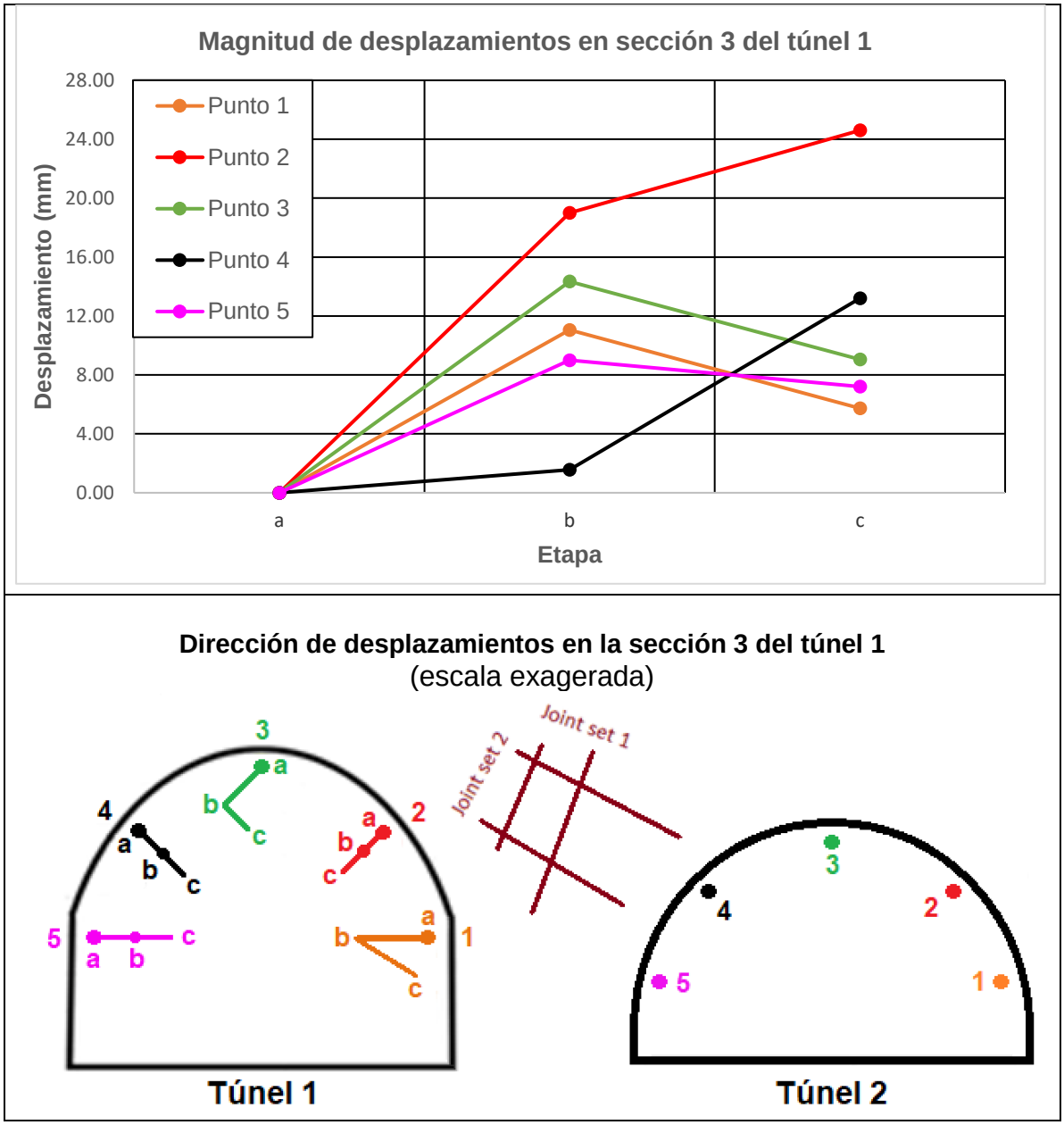


Figura 3.17. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 3

En esta sección se observa un aumento en la magnitud de los desplazamientos en los puntos 2 y 4 durante la etapa b-c, sin un cambio en su dirección, la cual permanece radial hacia el centro de la excavación. Se observa un cambio en la dirección de los desplazamientos en los puntos 1 y 3, durante la etapa b-c que corresponde a la excavación del túnel 2.

Este comportamiento en los desplazamientos de los puntos 1 y 3 permite deducir que su dirección cambia por la redistribución de esfuerzos ocurrida en el túnel 1

debido a la excavación del túnel 2. De esta manera, la sección 3 exhibe un comportamiento similar a los desplazamientos ocurridos en la sección 1.

En la Figura 3.18 se muestran las magnitudes y direcciones de los desplazamientos de la sección 4:

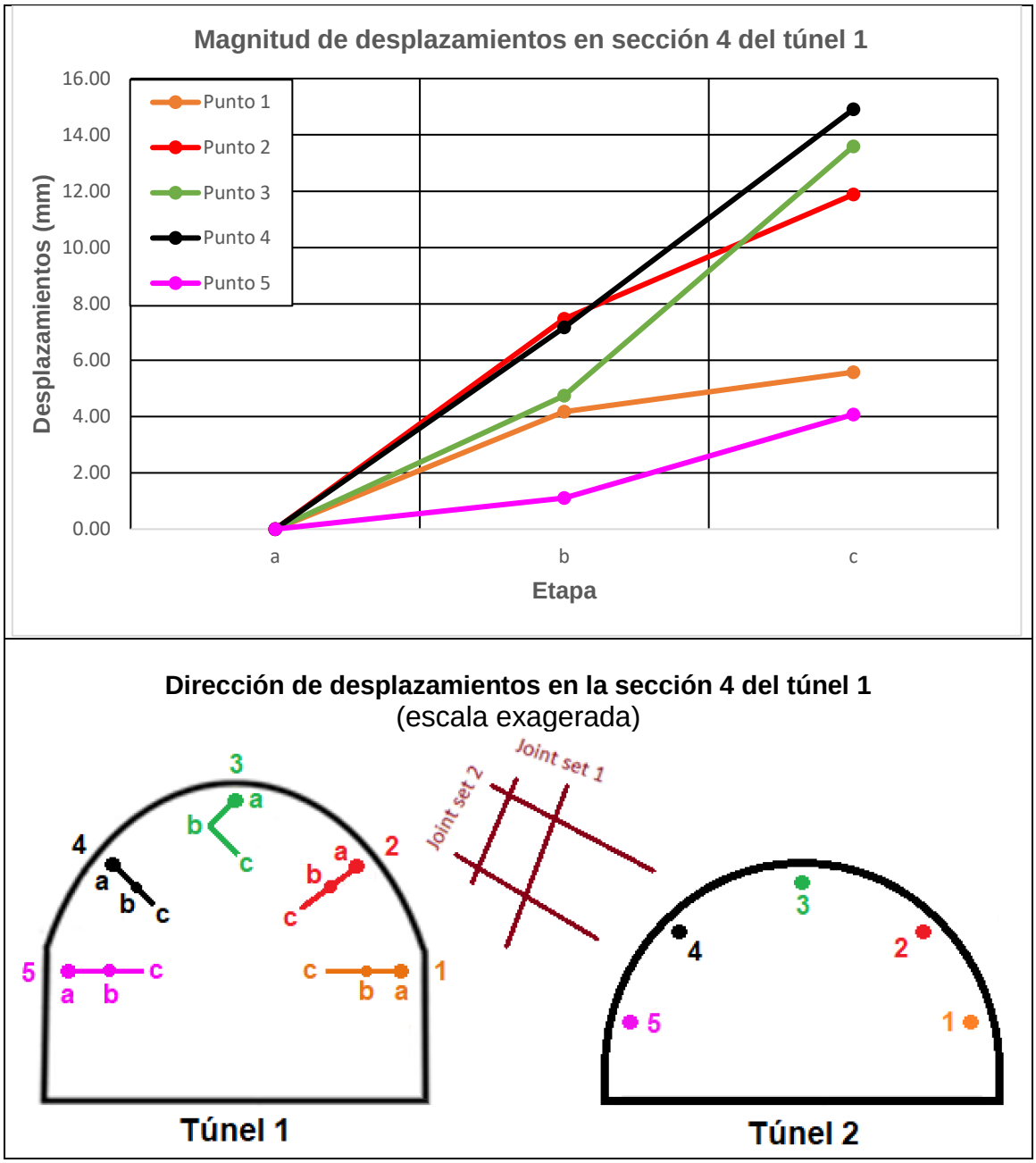


Figura 3.18. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 4

En la sección 4 se observa que las mayores magnitudes en los desplazamientos ocurren en los puntos 2, 3 y 4 que se encuentran en la bóveda del túnel 1. Ninguno de los puntos registra un cambio en sus direcciones, las cuales permanece radiales hacia el centro de la excavación.

En la Figura 3.19 se muestran las magnitudes y direcciones de los desplazamientos de la sección 5:

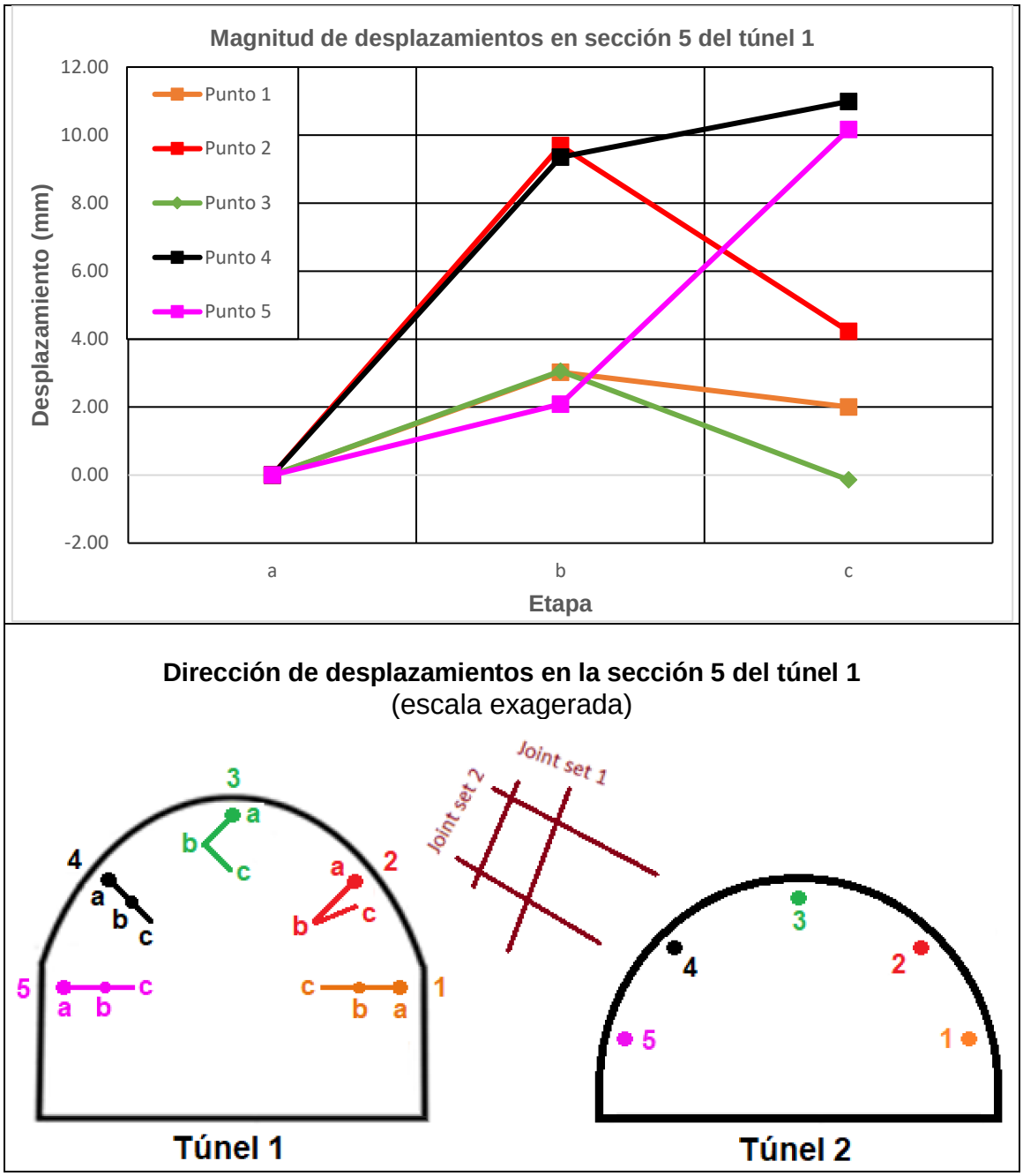


Figura 3.19. Magnitud y dirección de los desplazamientos en la sección 5

En esta sección, se observa que las mayores magnitudes en los desplazamientos ocurren en los puntos 2, 4 y 5. Con respecto a las direcciones, se observan cambios en las direcciones de los desplazamientos en los puntos 2 y 3, durante la etapa 2-3. Este comportamiento es similar a los obtenidos en las secciones 1 y 3, y se deben a la excavación del túnel 2, que genera la redistribución de esfuerzos

en el macizo rocoso alrededor del túnel 1. Este cambio de dirección no se observa en los puntos 4 y 5.

Se observa que las deformaciones registradas en el túnel 1 se producen por la excavación del propio túnel y por el paso de la excavación del túnel 2, debido a la proximidad entre ambas excavaciones. La zona de influencia se define como el área donde una excavación genera una perturbación significativa en el estado de esfuerzos de otra. Según la teoría de Kirsch, existe un límite a partir del cual, el estado de esfuerzos de una excavación no influye sobre el estado de esfuerzos de otra cercana, ese límite se denomina el campo lejano y es definido como 5 veces el radio de la sección transversal de cada túnel. La Figura 3.20 ilustra esta condición:

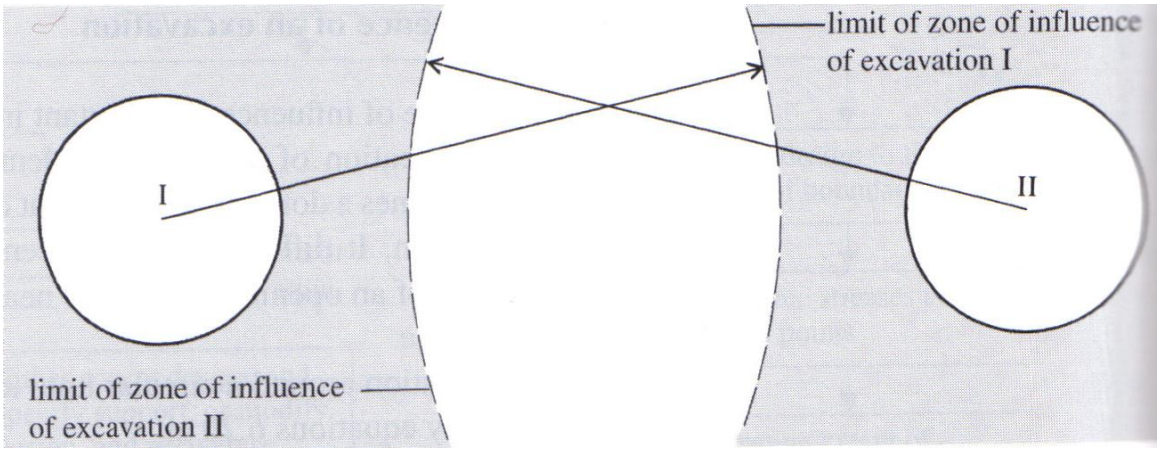


Figura 3.20. Límite de la zona de influencia de excavaciones cercanas.

Considerando los radios de los túneles, se puede verificar si el túnel 1 (*radio promedio = 5.5 m*) se encuentra en el campo cercano del túnel 2 (*radio promedio = 4.4 m*) y viceversa:

$$\text{Zona de influencia del túnel } 1 = 5 \text{ x } (5.5\text{m}) = 27.5 \text{ metros}$$

$$\text{Zona de influencia del túnel } 2 = 5 \text{ x } (4.4\text{m}) = 22 \text{ metros}$$

La distancia entre ejes de ambos túneles es 18 metros, por lo tanto, se puede afirmar que el túnel 1 está dentro de la zona de influencia del túnel 2 y viceversa, esto indica que el estado de esfuerzos (y por ende las deformaciones) de una excavación influye en la otra y es necesario analizar el efecto de ambas excavaciones al mismo tiempo.

Sin embargo, varios factores afectan la calidad de los resultados obtenidos, ya que factores como la rigidez del macizo rocoso o el tiempo de instalación de los sensores de convergencia son relevantes en la precisión de los resultados obtenidos. Estas limitaciones se mencionan a continuación:

3.4. Limitaciones del análisis con estaciones de convergencia

El macizo rocoso del túnel es de alta calidad en términos de resistencia, esto impide registrar valores significativos en las deformaciones, las cuáles son del orden de una decena de milímetro en promedio. Esto se traduce en un tiempo de convergencia muy corto y la excavación alcanza la estabilidad muy rápido.

El tiempo de instalación de las dianas reflectantes de medición es otro factor que influye en el registro de deformaciones. El método constructivo con voladura no permite realizar la instalación de las convergencias hasta que se haya garantizado la estabilidad del frente de excavación, después del proceso de desabombe y limpieza. El tiempo promedio de instalación de las dianas reflectantes es de 2 dias después de la voladura con explosivos, por lo tanto, las deformaciones medidas se consideran como residuales.

Sin embargo, la secuencia constructiva del proyecto permite registrar las deformaciones del túnel 2 con las estaciones de convergencia instaladas en el túnel 1, ya que la excavación del túnel 2 se encuentra 150 metros más atrás que el frente de exavación del túnel 1. Esta particularidad permite el registro de deformaciones en el macizo rocoso antes de realizar la voladura del túnel 2 y es la conclusión más importante de esta investigación.

El análisis de las cinco secciones de control del túnel 1 permiten concluir que el macizo rocoso alcanza la estabilidad entre 8 a 12 dias posteriores a la instalación de las convergencias. Después del tiempo de estabilidad, las estaciones de convergencia registran desplazamientos debidos a la aproximación del frente de excavación del túnel 2, a distancias que oscilan entre los 25 y 40 metros.

Los registros de convergencia analizados de cada sección transversal del tramo de estudio, se incluyen en el ***ANEXO B*****.** *Convergencias del Túnel de Oriente.*

4. MONITOREO DE DEFORMACIONES CON SENSORES ÓPTICOS *FBG*

Se realizaron visitas semanales al proyecto del Túnel de Oriente, con el fin de monitorear las deformaciones del macizo rocoso alrededor de la excavación. Para ello, se instalaron sensores de fibra óptica basados en redes de Bragg (FBG), que se han utilizado en el área de la ingeniería civil, para medir deformaciones de elementos estructurales como vigas, columnas y losas, pero hasta ahora no se han considerado como un método para medir deformaciones en excavaciones de túneles.

4.1. Sensores Ópticos FBG

Un sensor óptico *FBG* (*Fiber Bragg Gratings)* es un dispositivo que utiliza rejillas de Bragg para medir pequeñas variaciones en la longitud de onda de un haz de luz. Las variaciones en la longitud de onda pueden ser debidas a deformaciones del medio o cambios en la temperatura. La Figura 4.1 muestra un sensor óptico FBG instalado al interior del túnel de oriente.

Figura 4.1. Sensor de fibra óptica (FBG) instalado en el túnel de oriente.

El sensor óptico (FBG) consiste en un pequeño tramo de fibra óptica que contiene una matriz con muchos puntos de reflexión, capaces de reflejar longitudes de onda específicas de luz incidente. Esta estructura se genera aplicando radiación UV intensa al núcleo de la fibra a través de un cable de fibra óptica. El funcionamiento interno de los sensores de fibra óptica (FBG), basados en rejillas de Bragg, se muestra en la Figura 4.2:

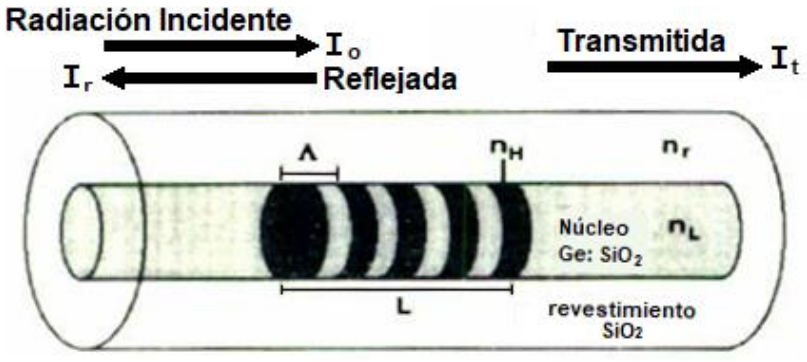


Figura 4.2. Funcionamiento interno de los sensores de fibra óptica (FBG). (Cerecedo-Núñez & Zenteno-Sánchez, 1999)

La distancia entre los puntos de reflexión de una rejilla de Bragg es constante. La rejilla refleja la longitud de onda que coincide exactamente con la distancia entre dos puntos de reflexión. Todas las demás longitudes de onda se transmiten a través de la rejilla sin verse reflejadas o amortiguadas. La señal que genera un sensor es la pequeña porción del espectro que refleja cada rejilla (Cerecedo-Núñez & Zenteno-Sánchez, 1999).

Un interrogador óptico es un sistema de adquisición de datos con el cual se determinan los picos de longitud de onda de la pequeña porción del espectro que refleja el sensor. Cuando la rejilla de Bragg contenida en una fibra óptica sufre una deformación, la distancia entre los puntos de reflexión cambia, con lo cual refleja una longitud de onda distinta y el interrogador detecta un cambio en el pico de longitud de onda como se muestra en la Figura 4.3:

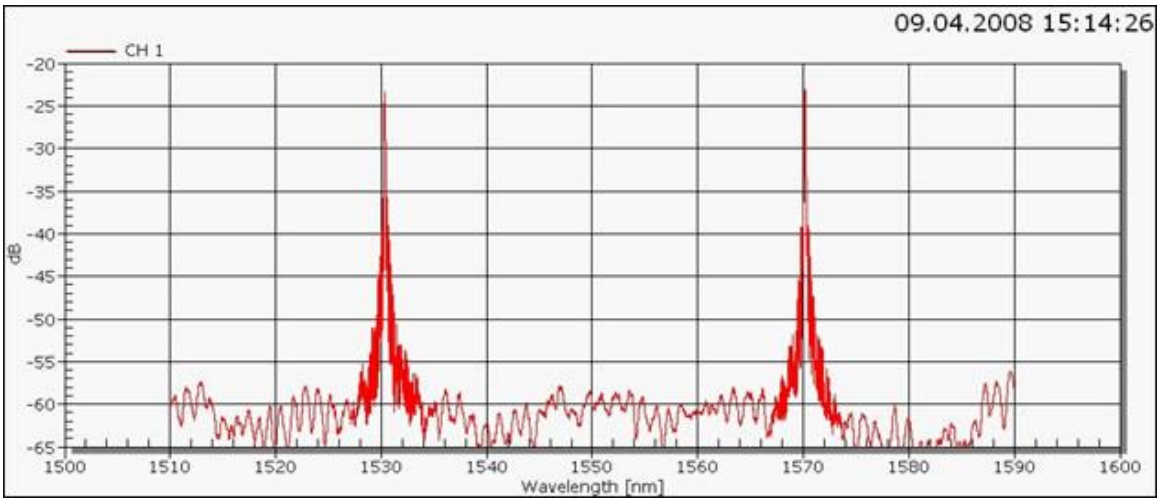


Figura 4.3. Gráfica de longitud de onda λ vs deformación ε. (HBM, 2017)

El método asume que la deformación es proporcional al cambio en el pico de la longitud de onda. Haciendo una analogía con una galga extensométrica metálica, se aplica la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta\lambda}{\lambda} = k.\varepsilon \tag{4}$$

Dónde:

λ = Longitud de onda de fabricación de la rejilla de Bragg.
$\Delta\lambda$ = Variación de la longitud de onda cuando se aplica una deformación.
k = Factor de proporcionalidad del sensor, dado por el fabricante.
ε = Deformación.

Los sensores de fibra óptica tienen ventajas importantes con respecto a los métodos tradicionales de monitoreo de deformaciones. Entre ellas están su resistencia a altas temperatura, la posibilidad de incorporar un gran número de sensores a una única fibra y su inmunidad a las interferencias electromagnéticas. Adicionalmente, pueden adherirse a diferentes superficies y materiales o soldarse a estructuras y componentes metálicos. Incluso se pueden dejar embebidos en elementos de concreto. Por su pequeño tamaño y peso son una alternativa ideal para lugares y puntos de medición de difícil acceso o emplazamientos remotos. Son indicados para el monitoreo de la integridad estructural de grandes estructuras y se adaptan a los requisitos de medición de deformaciones de numerosas aplicaciones en ingeniería.

4.2. Analizadores de sensores FBGA.

El analizador de sensores (FBGA) es un dispositivo que interroga múltiples longitudes de onda para realizar mediciones precisas de deformación o de temperatura en el sistema del sensor FBG. La Figura 4.4 muestra el equipo de BaySpec utilizado:

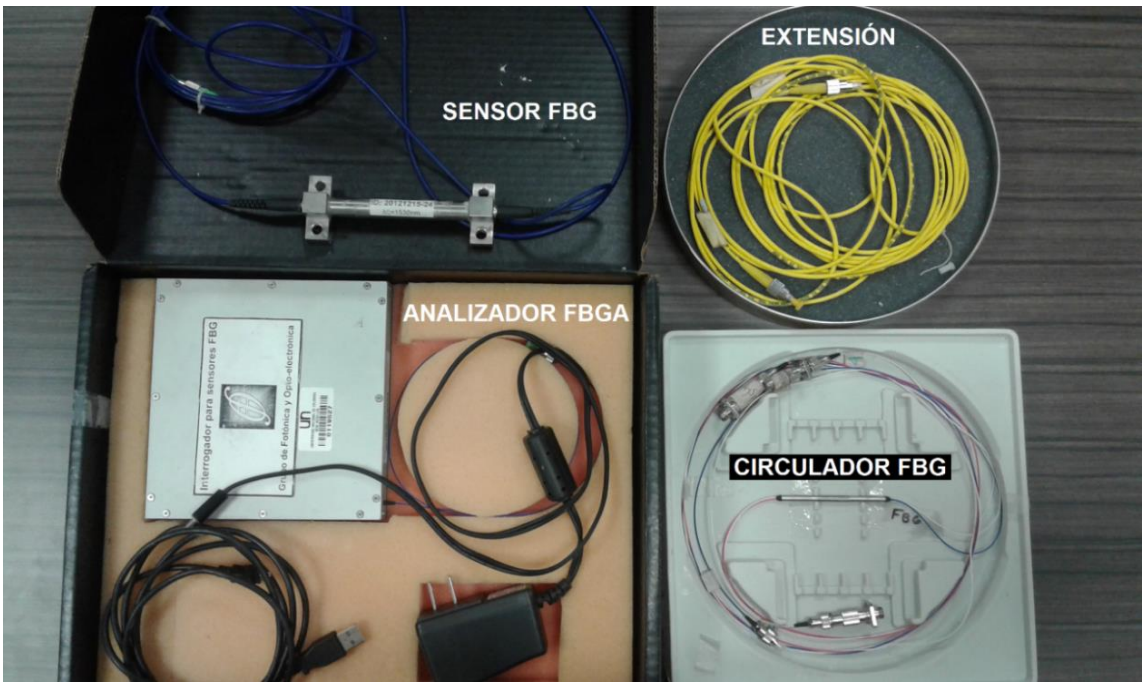


Figura 4.4. Equipo de BaySpec utilizado en esta investigación.

Los analizadores de sensores ópticos de rejillas de Bragg (FBGA) están revolucionando la industria de sensores de fibra óptica ya que ofrecen una excelente precisión de longitud de onda, un consumo de energía extremadamente bajo, un factor de forma pequeño, un tiempo de respuesta rápido, y calibración de por vida (Bayspec Inc, 2017).

Si se requiere una adquisición de datos en tiempo real, de forma estática o dinámica, o bien, una supervisión periódica de los sensores FBG, existe interrogadores robustos y portátiles que proporcionan lecturas rápidas y precisas de sensores FBG. (MicronOptics, 2017). La Figura 4.5 muestra el equipo de MicronOptics utilizado en esta investigación.

Figura 4.5. Equipo de MicronOptics utilizado en esta investigación.

Estos instrumentos de detección han sido instalados en muchas aplicaciones en todo el mundo, incluyendo puentes de grandes dimensiones en China, monitores de terremotos en California, plataformas petrolíferas en Brunei y buques marinos en el mar del norte. Para esta investigación, fueron utilizados los analizadores de sensores *(FBGA)* de *MicronOptics* y *BaySpec* para realizar las lecturas en campo de los sensores *FBG.*

4.3. Interfaz gráfica Sense 20/20

La interfaz gráfica de usuario *GUI*, denominada Sense 20/20, es un programa para el sistema operativo MS-Windows que permite mostrar los datos espectrales medidos por el analizador de sensores FBG. La interfaz gráfica se muestra en la Figura 4.6:

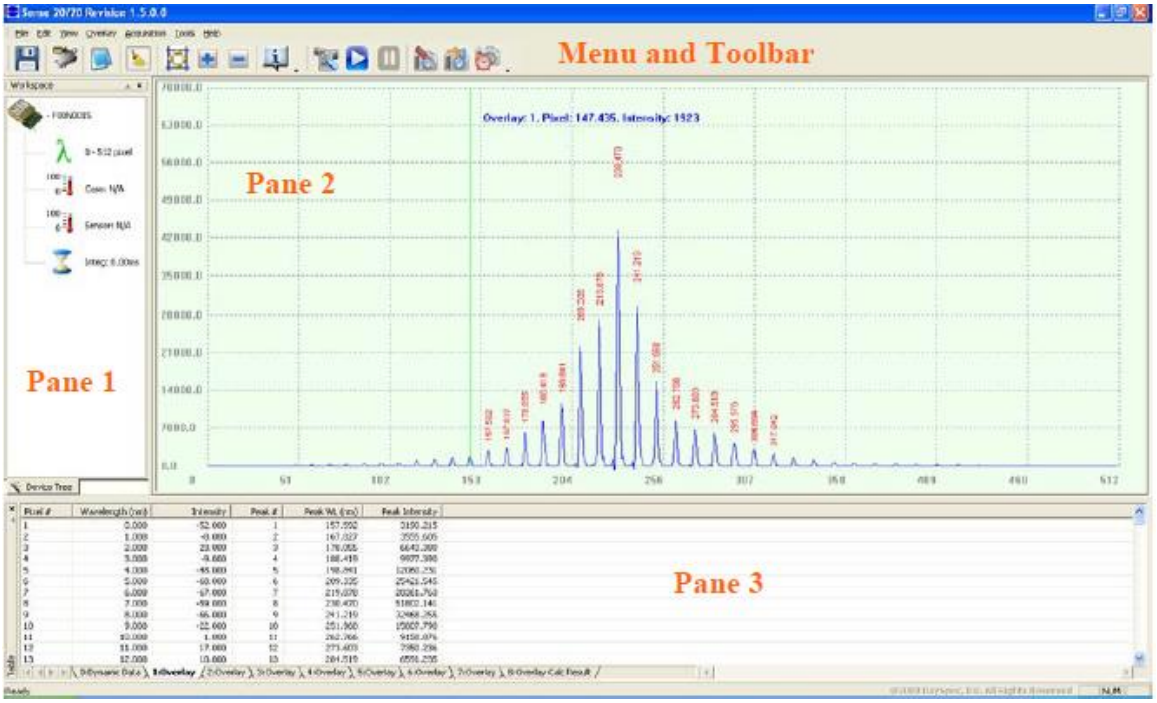


Figura 4.6. Interfaz gráfica del programa Sense 20/20.
(Bayspec Inc, 2008)

Esta interfaz gráfica se puede dividir en tres paneles:

<u>*Panel 1:*</u> Visualizador en Árbol del Dispositivo *(Device Tree Viewer)*

Muestra una lista de dispositivos conectados a la computadora. Debajo del nombre del dispositivo se muestra el rango de longitud de onda, el comportamiento en tiempo real, la temperatura del sensor y el tiempo de integración utilizado actualmente para la medición.

<u>*Panel 2:*</u> Visualizador del Espectro *(Spectrum Viewer)*

Muestra todos los espectros medidos que podrían incluir capturas dinámicas del espectro y espectros instantáneos estáticas. Los espectros son codificados por el usuario.

<u>*Panel 3:*</u> Visualizador de Datos *(Data Viewer)*

Muestra una lista de longitudes de onda, datos de píxeles, intensidad espectral, y una lista de picos detectados.

Las lecturas realizadas en el túnel de oriente con los sensores ópticos *FBG,* siguen la metodología que se describe a continuación:

4.5. Lecturas de sensores ópticos (FBG) en el túnel de Oriente

Los sensores ópticos (FBG) se instalaron el día 23/08/2017, en la abscisa k15+917 del túnel 1, aprovechando la galería de comunicación entre ambos túneles. Esta sección se encontraba a 25 metros del frente de excavación en el momento de la instalación.

Como se observa en la Figura 4.7, los sensores 24 y 25 se instalaron utilizando un taladro rotopercutor, para anclar cada sensor a la roca mediante tornillos de acero. La posición de cada sensor se fijó en diferentes planos de discontinuidades procurando atravesar una fractura con el objetivo de registrar una deformación diferencial y no relativa del macizo rocoso.

Figura 4.7. Instalación de sensores FBG en abscisa k15+917. Túnel 1

Se realizaron lecturas semanales desde el 23 de agosto de 2017 hasta el 29 de septiembre del 2017. El analizador *FBGA* de BaySpec recolecta 512 parejas de datos de longitud de onda versus deformación unitaria (λ vs ε), que al ser graficados muestran el espectro de deformaciones.

El MicronOptics muestra únicamente el valor de longitud de onda correspondiente al máximo de deformación (pico de la gráfica del BaySpec). Las lecturas de los sensores se realizaron hasta obtener valores constantes de deformación, lo cual indica que el movimiento del macizo rocoso ha terminado y la excavación se ha estabilizado.

En la Figura 4.8 se muestra la primera lectura tomada el 01/09/2017 y la última lectura tomada el 29/09/2017 con los sensores FBG:

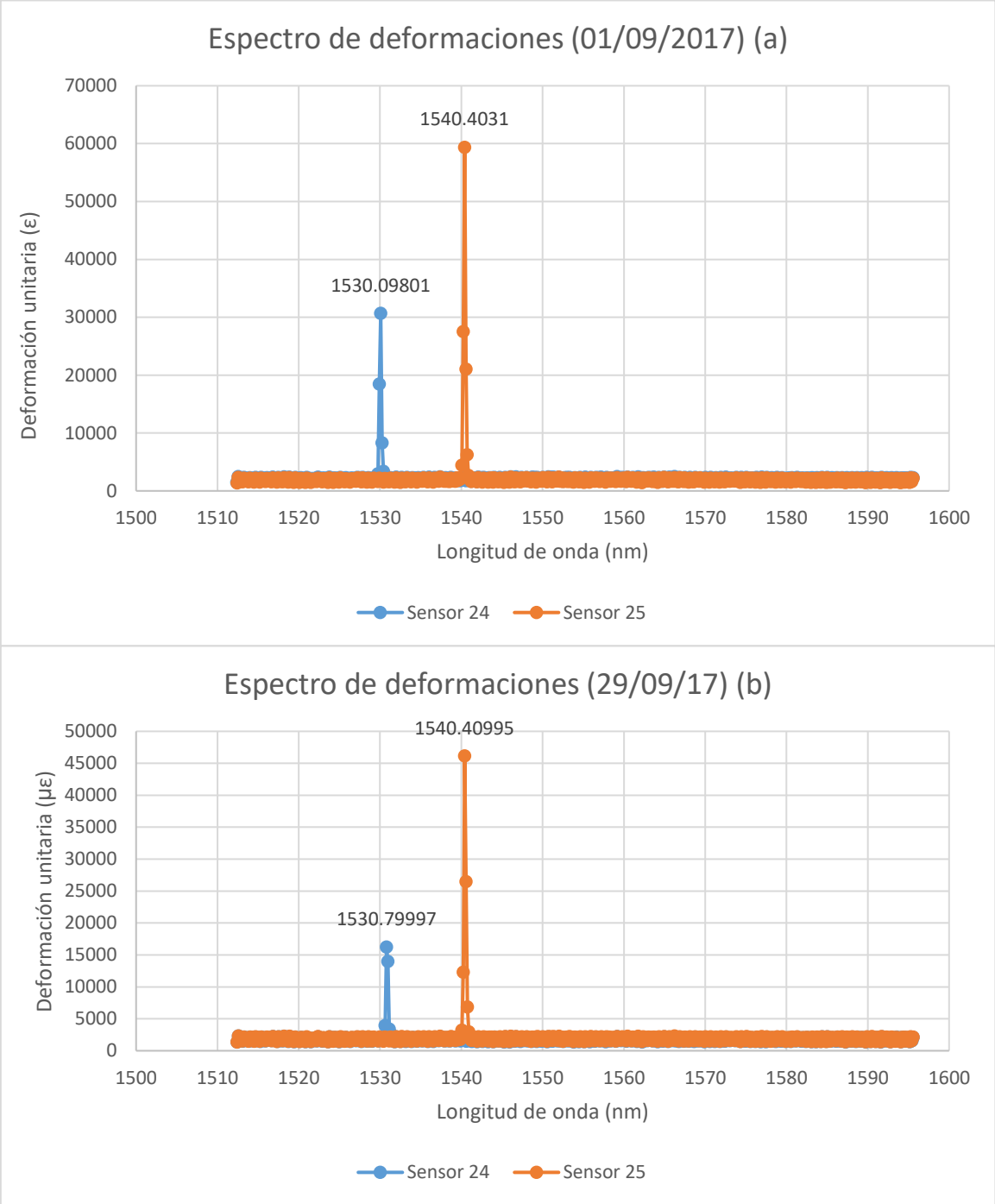


Figura 4.8. Espectro de deformaciones. Sensores 24 y 25.

Las deformaciones mostradas en la (b) corresponden a valores constantes que indican estabilidad en los desplazamientos. Para conocer la magnitud total de los

desplazamientos registrados se debe aplicar la ecuación (4) donde los valores de cada término se determinan como se muestra a continuación:

La longitud de onda inicial (λ_c) y el factor de proporcionalidad (K), están determinados desde la fabricación del equipo. En la Figura 4.9 se observan estos valores para cada sensor.

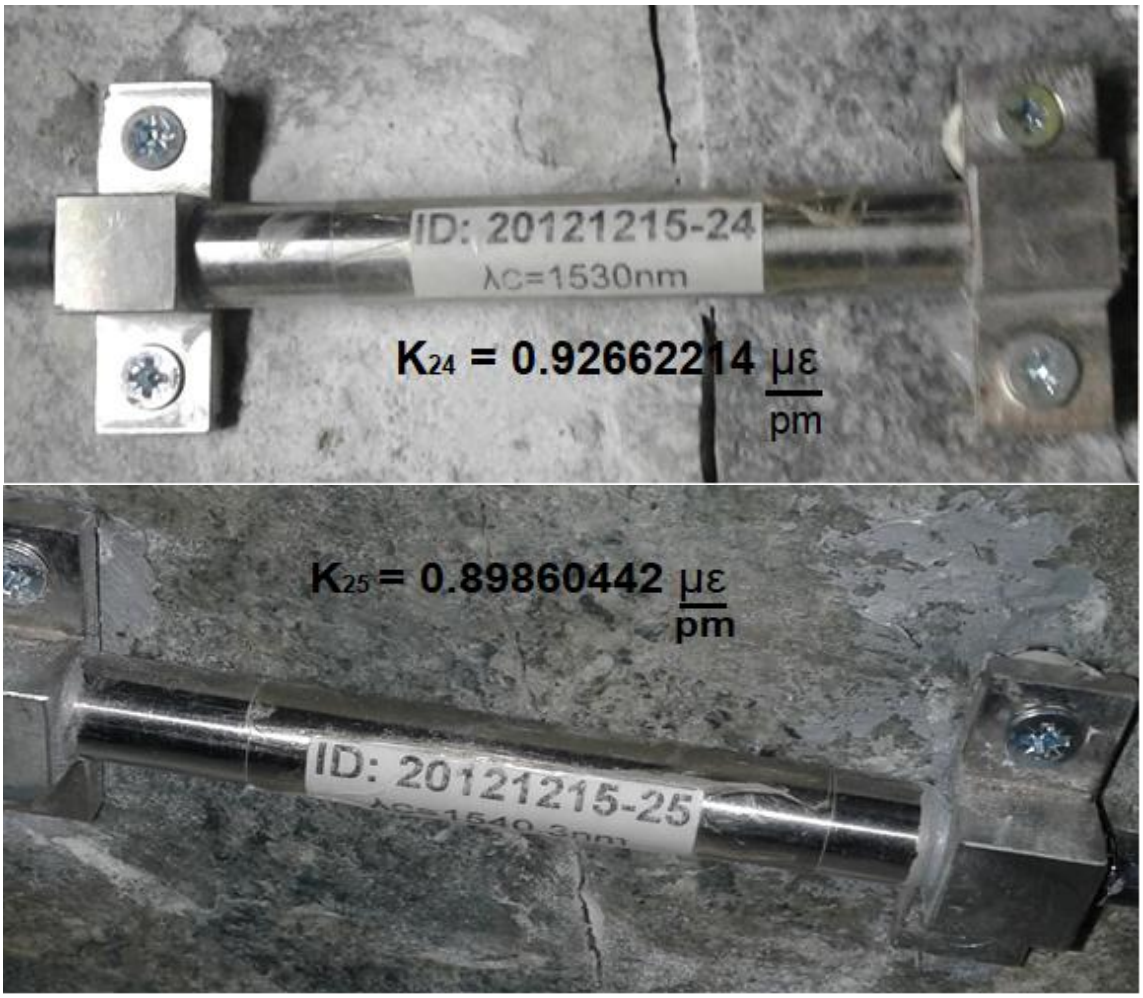


Figura 4.9. Longitud de onda (λ) y factor de proporcionalidad (k) de fábrica de los sensores FBG instalados.

Los valores de la longitud de onda inicial (λ) de los sensores son:

- Sensor 24: λ_{24} = 1530 nm
- Sensor 25: λ_{25} = 1540.3 nm.

Los factores de proporcionalidad o de sensibilidad (K) de los sensores son:

- Sensor 24: $K_{24} = 0.92662214 \frac{\mu\varepsilon}{pm}$
- Sensor 25: $K_{25} = 0.89860442 \frac{\mu\varepsilon}{pm}$.

El término Δλ es la diferencia entre la longitud de onda medida y la longitud de onda de fábrica. Para hallarlo se debe utilizar la curva de calibración de cada sensor ingresando la longitud de onda de la deformación pico mostrada en la y corrigiendo el valor obtenido según la ecuación de la curva de calibración.

La curva de calibración del sensor 24 es mostrada en la Figura 4.10:

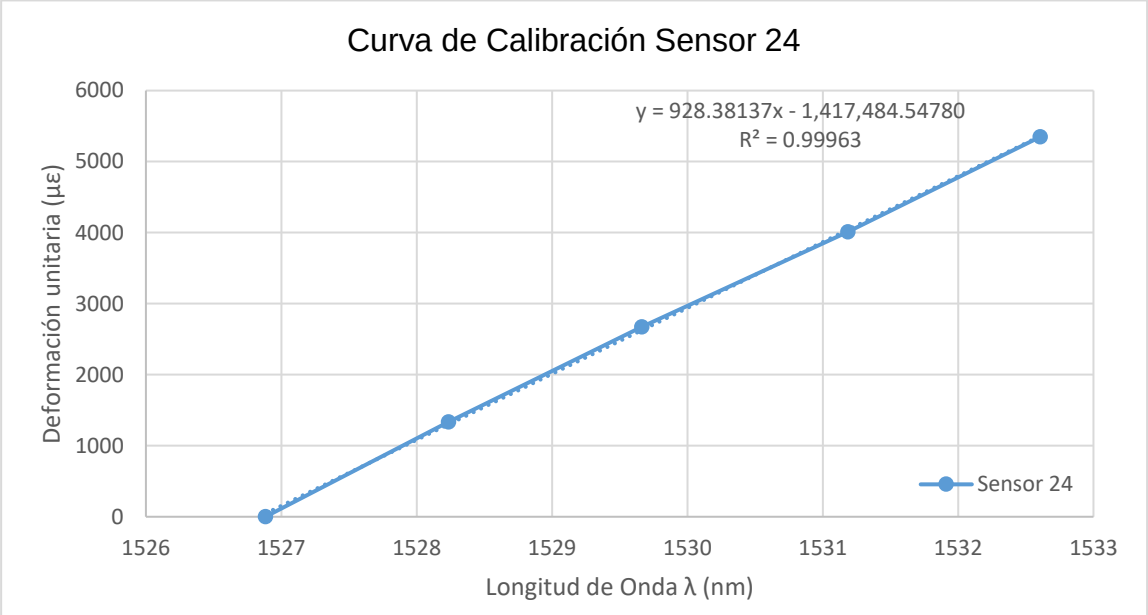


Figura 4.10. Curva de calibración del sensor 24.

La ecuación de la recta de la Figura 4.10 es:

$$y = 928{,}38137\, x - 1417484{,}54780 \qquad (5)$$

De la Figura 4.8 (b) se tiene que la longitud de onda de la deformación pico del sensor 24 el día 29/09/17 es 1530,79997 nm, el cual es reemplazado en la ecuación (6):

$$y = 928{,}38137(1530{,}79997) - 1417484{,}54780 \qquad (7)$$

$$y = \varepsilon = 3681.62554\ \mu\varepsilon \qquad (8)$$

Un microstrain equivale a 10^{-6} strain ($1\mu\varepsilon = 10^{-6}\varepsilon$) y como la longitud de los sensores FBG es 100 mm, entonces se tiene que la deformación unitaria (ε) del sensor 24 es:

$$\varepsilon = 3681{,}6\ \mu\varepsilon * 10^{-6} = 0{,}3681 \qquad (9)$$

Este resultado indica que la deformación registrada con el sensor 24 es 3 veces mayor que la deformación obtenida con las estaciones de convergencia. Un análisis más detallado de estos resultados es mostrado en la siguiente sección.

Se procede de forma similar para evaluar las deformaciones presentadas en el sensor 25. La Figura 4.11 muestra la curva de calibración de este sensor.

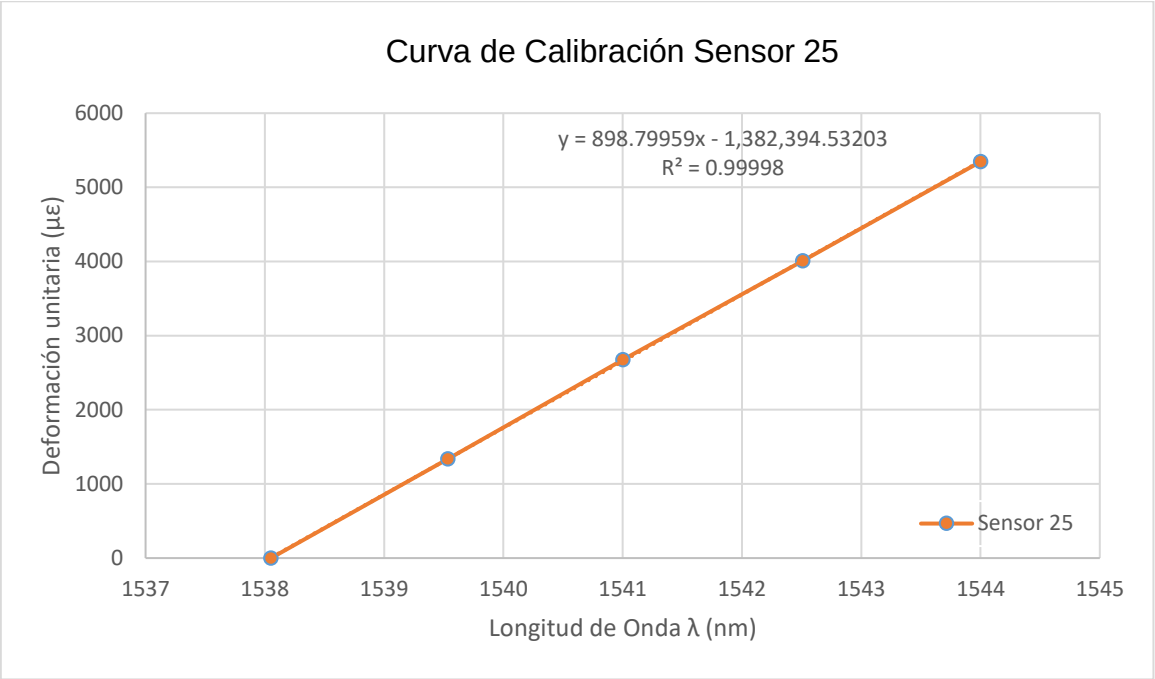


Figura 4.11. Curva de calibración del sensor 25.

La ecuación de la recta de la Figura 4.11 es:

$$y = 898{,}79959\, x - 1382394{,}53203 \tag{10}$$

De la Figura 4.8 (b) se tiene que la longitud de onda de la deformación pico del sensor 25 es 1540.40995 nm, la cual es reemplazada en la ecuación anterior.

$$y = 898{,}79959(1540.40995) - 1382394{,}53203 \tag{11}$$

$$y = \varepsilon = 2125.29946\ \mu\varepsilon \tag{12}$$

Un microstrain equivale a 10^{-6} strain ($1\mu\varepsilon = 10^{-6}\varepsilon$) y como longitud de los sensores FBG es 100 mm, se tiene que la deformación unitaria (ε) para el sensor 25 es:

$$\varepsilon = 2125.3\ \mu\varepsilon * 10^{-6} = 0{,}2125 \tag{13}$$

En la siguiente sección se realiza un análisis comparativo entre los resultados obtenidos con los sensores ópticos FBG y las líneas de convergencia ubicadas en la misma sección.

4.6. Análisis de los desplazamientos obtenidos con los sensores FBG

Los sensores ópticos FBG se instalaron en la sección 4 de las estaciones de convergencia. Se construyen gráficas de deformación unitaria para comparar los resultados obtenidos por ambas metodologías de medición, se muestran las deformaciones unitarias porcentuales en la Figura 4.12:

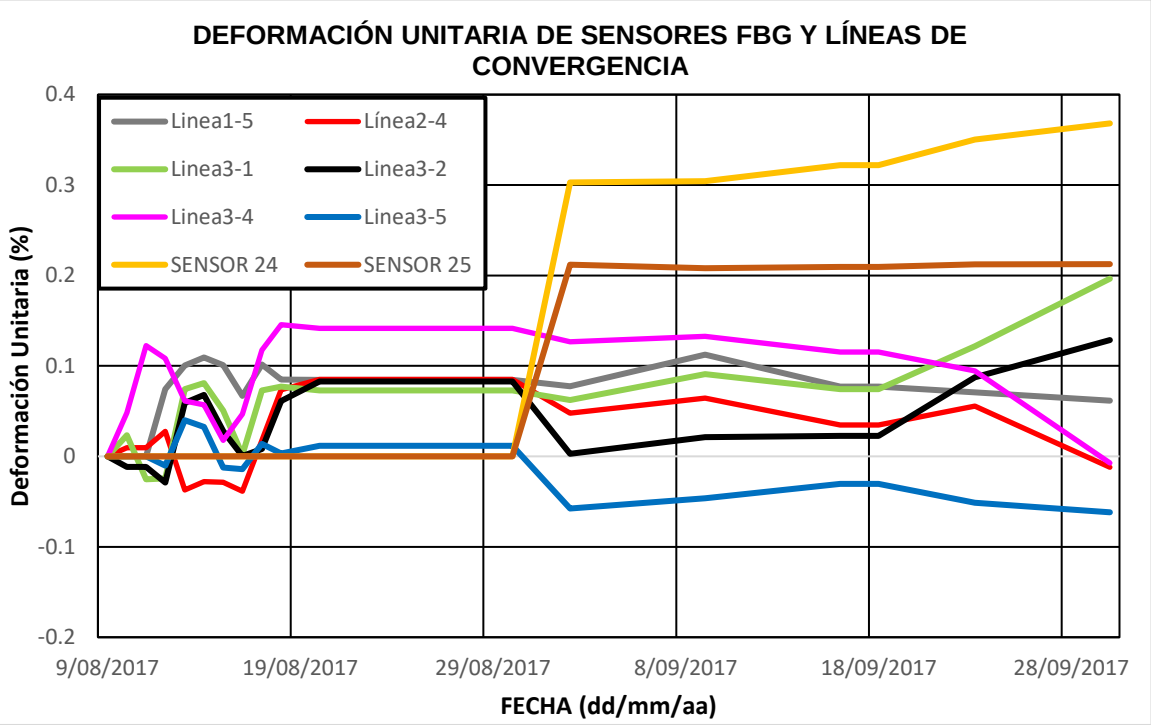


Figura 4.12. Deformación unitaria de los sensores ópticos FBG y líneas de convergencia de la sección 4

El sensor 24 registró deformaciones unitarias no mayores de 0.37 y el sensor 25 del orden de 0.21, las cuales permanecieron constantes hasta el final de las mediciones. Ambos valores son ligeramente mayores que los valores obtenidos con las estaciones de convergencia de la sección 4, pero están en el mismo orden de magnitudes.

La Figura 4.13 se muestran únicamente las líneas de convergencia 3-1 y 3-2 de la sección 4, que tienen la ubicación más semejante a los sensores 24 y 25:

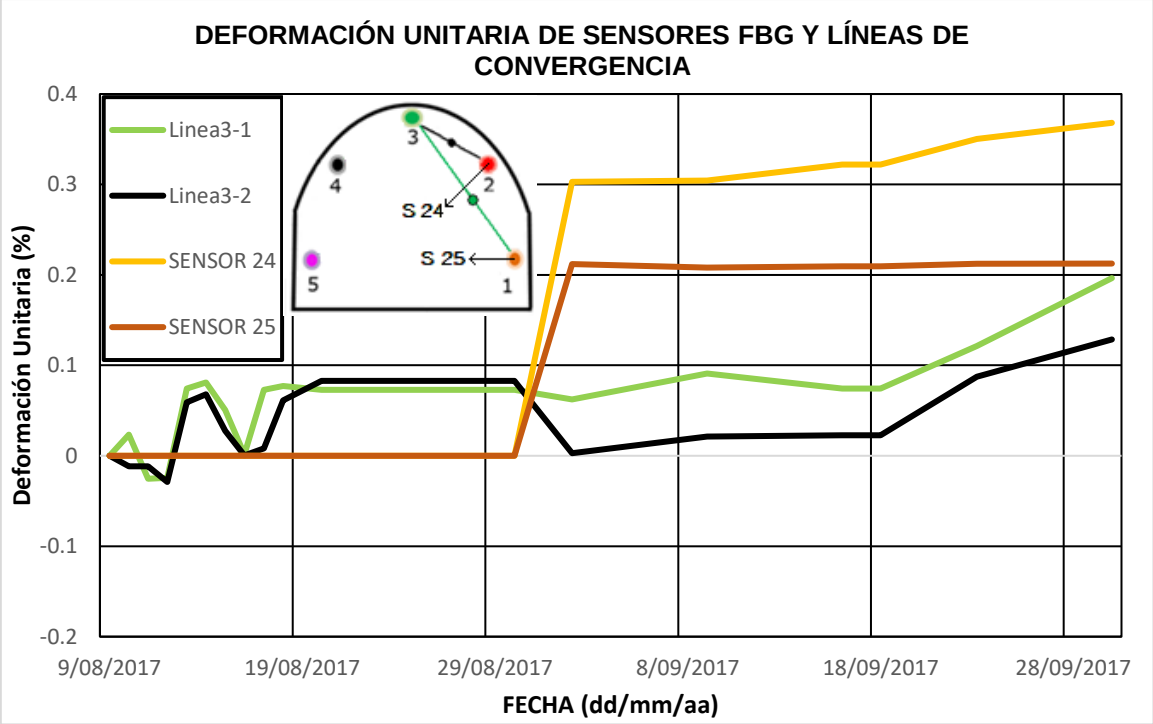


Figura 4.13. Deformación unitaria de los sensores ópticos FBG y líneas de convergencia 3-1 y 3-2 de la sección 4.

Existe una relación entre las deformaciones unitarias obtenidas para el sensor 25 y la línea de convergencia 3-1, ya que presentan una tendencia similar y el valor final es el mismo en términos prácticos. Para el sensor 24 se presentan valores 3 veces superior comparado con la línea de convergencia 3-2.

4.7. Limitaciones del método de medición con sensores ópticos FBG

La principal limitación del método es una consecuencia del efecto escala. La deformación medida con los sensores ópticos FBG corresponde a un desplazamiento puntual de una discontinuidad en la roca y no a la deformación general del macizo rocoso que varía de acuerdo al volumen de la muestra y es representado de mejor manera por las estaciones de convergencia. Es por este fenómeno que no se debe confundir entre la deformación del macizo rocoso y de la matriz rocosa, ya que esta última abarca un menor número de discontinuidades que la primera.

La implementación de sensores ópticos FBG para medir deformaciones de macizos rocosos puede ser efectiva si se instalan suficientes unidades alrededor de la excavación para registrar de mejor manera el comportamiento del macizo rocoso, y reducir en lo posible el efecto escala aumentando el volumen del espécimen medido.

En esta investigación se presenta una primera aproximación de la técnica de medición con sensores ópticos FBG en excavaciones subterráneas. Es un campo de la ingeniería que aún debe desarrollarse ampliamente para evaluar su efectividad y su precisión.

No obstante, se pueden realizar algunos comentarios que se desprenden de este trabajo y que se deben tener en cuenta para futuras investigaciones:

- La limitación más importante es la forma de medición de los sensores FBG, los cuales solo pueden abarcar fracturas puntuales en la roca, imposibilitando medir las demás discontinuidades que presenta el macizo rocoso. Esto se convierte en un problema de efecto escala, donde a medida que se amplía el volumen del espécimen, se abarcan más discontinuidades del macizo rocoso. Esta limitación se puede subsanar implementando una cantidad suficiente que permitan registrar al menos la misma información que se obtiene con las 6 líneas de convergencia.

- Una variante en la forma de medición es adaptar los sensores ópticos FBG a una placa con lado fijo y otro lado móvil, con el fin de abarcar una sección mayor del macizo rocoso y que las mediciones sean más representativas, pero esto se dejará como sugerencia para futuras investigaciones.

- Otra limitación del método es que los sensores ópticos FBG sólo pueden medir la deformación en dirección de su eje. Se deben implementar al menos dos unidades en direcciones diferentes para obtener la misma información que registran las estaciones de convergencia. Sin embargo, la implementación de sensores puede ser útil cuando se tiene certeza de la dirección de movimiento del material de estudio.

- Una ventaja importante de la metodología de medición con sensores ópticos FBG es el tiempo requerido para la toma de datos y su procesamiento. El monitoreo de estaciones de convergencia requiere la presencia de una comisión topográfica durante un tiempo considerable que debe ocupar una estación total dentro del túnel, tomar los datos de cada línea y luego procesarlos en un computador para crear las gráficas de deformación vs tiempo. La implementación de sensores ópticos FBG permite automatizar estas actividades, liberando el personal de topografía para otras funciones dentro de la obra.

- En todos los casos mencionados, se debe hacer un análisis de costo vs beneficio, ya que cada unidad de sensor es más costosa que los reflectores que se implementaron en las líneas de convergencia. Sin embargo, el uso de sensores en zonas de especial interés de la excavación no debe ser descartado, como por ejemplo contactos litológicos, discontinuidades del macizo rocoso, zonas de portales, galerías de comunicación entre ambos túneles, entre otras.

La implementación de sensores ópticos FBG es una técnica de medición pionera en excavaciones subterránea y hace parte importante de esta investigación, por tal motivo, los datos de deformaciones tomados con los equipos BaySpec y MicronOptics con sus respectivas gráficas, se presentan en el ***ANEXO C.*** *Lecturas de sensores ópticos FBG*. Esto con el objetivo de desarrollar más el método en futuras investigaciones.

5. ESTIMACIÓN DEL ESTADO DE ESFUERZOS DEL TÚNEL

Este capítulo presenta una simulación de la excavación de los túneles por medio del programa RS2 (Rock and Soil 2), el cual es un programa de elementos finitos (FEM) para la modelación de túneles. Esta simulación es alimentada por la geometría y la secuencia constructiva del túnel. El procedimiento utilizado fue generar un desbalance de masa, ingresando diferentes valores de la relación de esfuerzos horizontales y verticales con el objetivo de obtener los valores que mejor se ajusten a los desplazamientos registrados con las estaciones de convergencia y que representen de mejor manera el comportamiento observado y medido en las excavaciones.

5.1. Geometría de la excavación

Se utiliza la geometría del túnel 1 para analizar las deformaciones obtenidas en la excavación y cuyas dimensiones se especifican en la Figura 5.1.

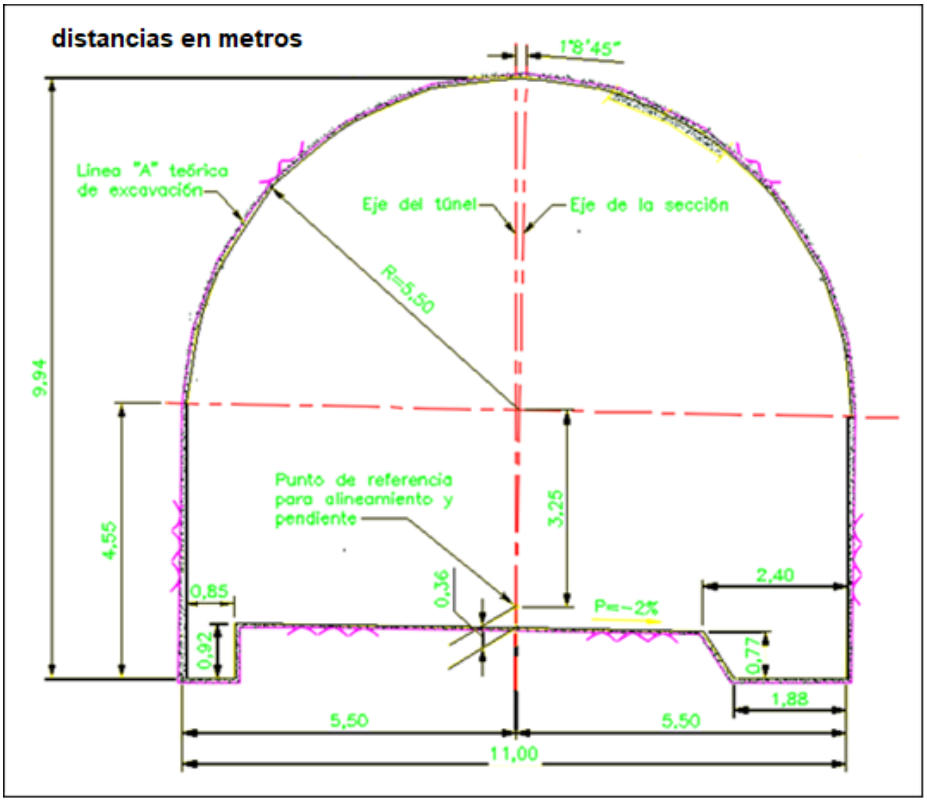


Figura 5.1. Sección transversal del túnel 1
(Concesión Aburrá-Oriente, 2017)

Se observa que la geometría del túnel 1 es una herradura, con hastiales rectos de longitud 4.55 metros y una bóveda circular de radio 5.50 metros. Dichas dimensiones están definidas para terrenos tipo B, como es el caso de las secciones de análisis de esta investigación; para otros tipos de terreno, las dimensiones de la excavación varían ligeramente.

Similarmente, se procede con la geometría del túnel 2. La geometría de ambos túneles se encuentra en el plano del ***ANEXO E***: *Geometría de la Excavación del Túnel de Oriente*. Ambas geometrías se exportan de Autocad al programa RS2 como se muestra en la Figura 5.2.

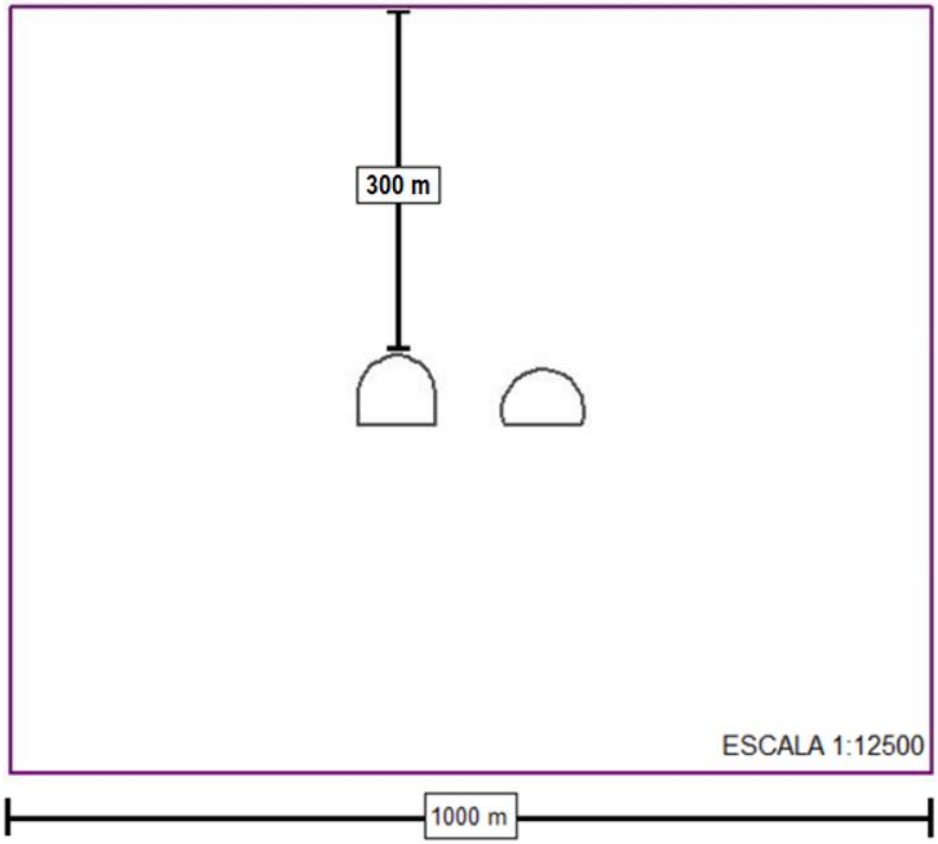


Figura 5.2. Geometría simplificada de las excavaciones en RS2.

Inicialmente se define la malla de elementos finitos como “graded” y se densifica aquellas zonas de mayor interés para el análisis, como la zona alrededor de la excavación. Se eligen tres nodos por triángulo, un factor de gradación de 0.1 y 100 nodos en la excavación. La Figura 5.3 muestra la malla generada.

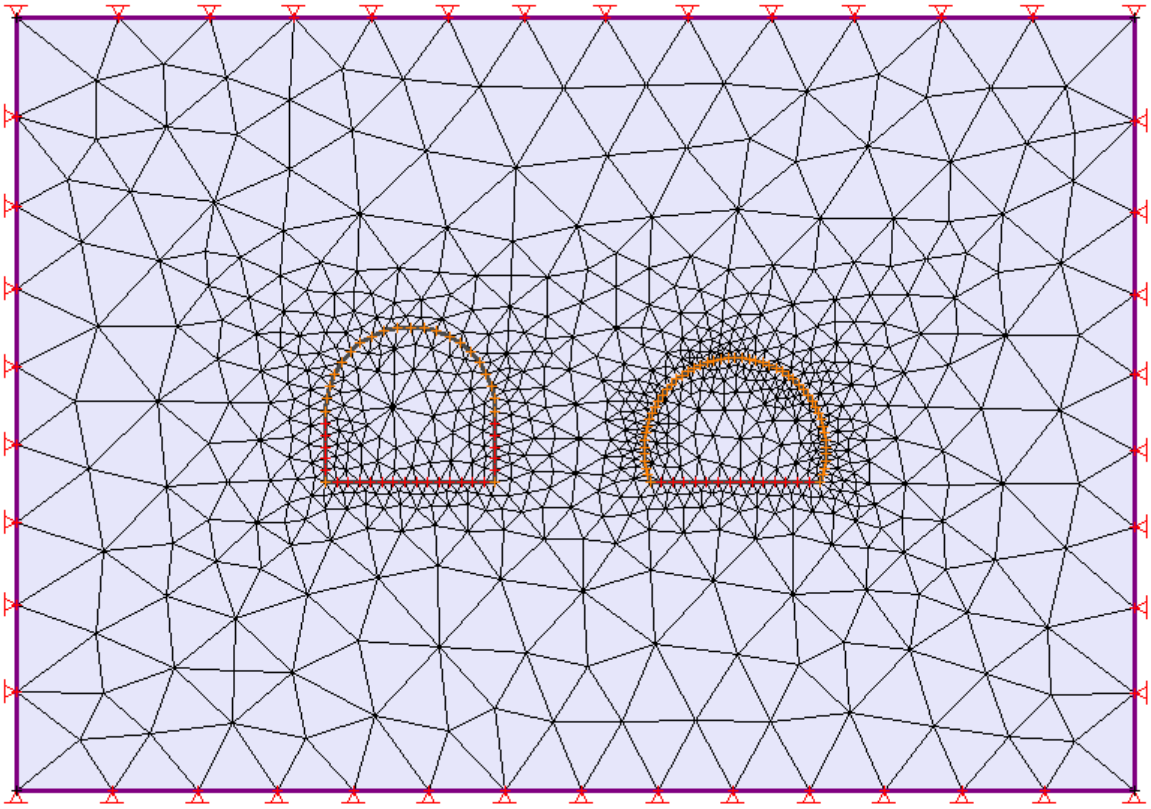


Figura 5.3. Malla de nodos del método FEM para análisis de los túneles 1 y 2.

La distancia elegida en las condiciones de borde es mayor a 75 veces el ancho de la excavación, por lo tanto, se considera que los resultados obtenidos no están afectados por la frontera y los esfuerzos sobre la excavación aumentan con la profundidad, debido al peso de la roca de la cobertura del túnel.

El estado inicial de esfuerzos antes de la excavación está determinado por el peso del macizo rocoso encima del túnel, es decir, es un macizo rocoso en condiciones geoestáticas. Las condiciones de borde se fijaron en 300 metros, valor que corresponde a la profundidad del túnel en el tramo de estudio.

La simulación del proceso constructivo del túnel se realiza en 3 etapas, donde el macizo rocoso en condición geoestática corresponde a la etapa 1. La distribución de esfuerzos en el macizo rocoso en la etapa 1 se presenta en la Figura 5.4.

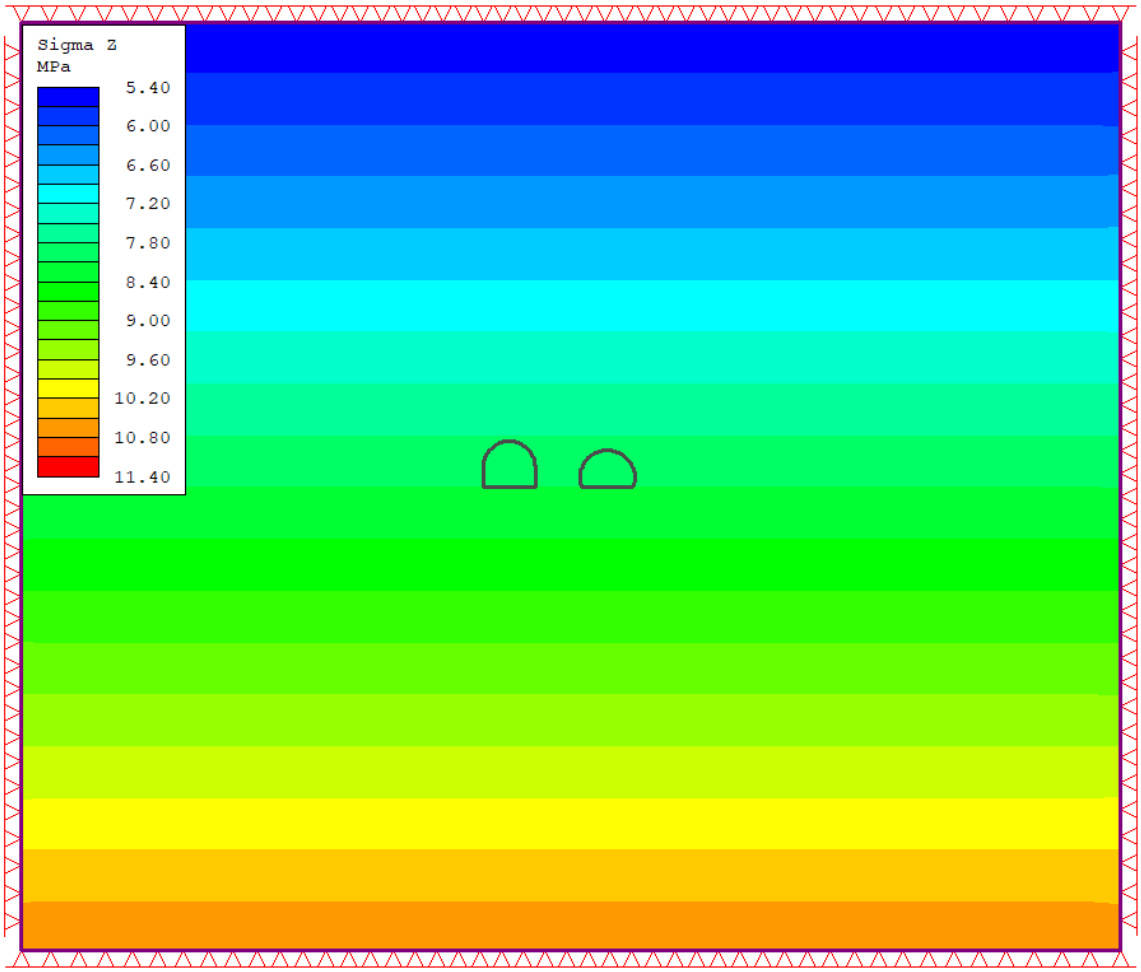


Figura 5.4. Distribución de los esfuerzos geoestáticos en el macizo rocoso antes de la excavación.

5.2. Módulo de elasticidad de la roca intacta.

El módulo de elasticidad de la roca intacta se obtiene a partir del ensayo de compresión inconfinada. La muestra de granito no meteorizado se obtuvo del sondeo exploratorio realizado en la abscisa k15+883 del túnel 1 a 500 metros de profundidad. La Figura 5.5 muestra una fotografía de la roca extraída.

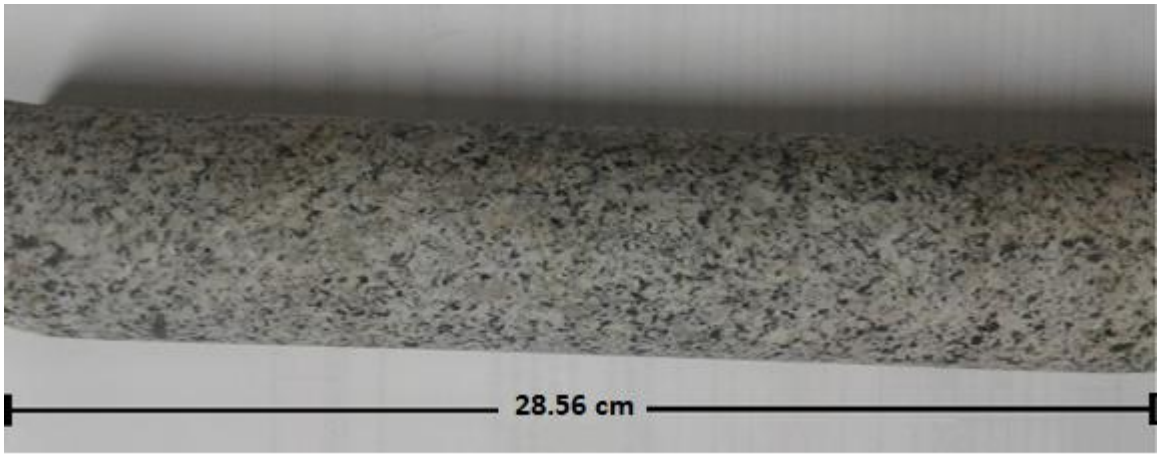


Figura 5.5. Muestra cilíndrica de granito no meteorizado del túnel de oriente.

Para ensayar esta muestra se subdivide en dos partes cilíndricas circulares rectas y se realiza el refrentado o capinado, según norma INVIAS E-152, aplicando azufre con arena en las caras con el fin de obtener una superficie más homogénea en los extremos de la muestra. Esto permite ubicar las cargas aplicadas en el ensayo de compresión inconfinada en el centro de la muestra. Según la norma ASTM D4543, la proporción longitud – diámetro (L/D) debe estar entre 2.0 y 2.5 y su diámetro no debe ser inferior a 1 7/8 pulgadas (47 mm). Las dimensiones de las muestras cortadas y pulidas se muestran en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1. Dimensiones de las muestras cilíndricas de granito ensayadas.

Número de muestra	Longitud (cm)	Diámetro (cm)	Relación	Tipo de roca
Muestra 1	10.75 cm	4.44 cm	2.42	Granito
Muestra 2	10.27 cm	4.44 cm	2.31	Granito

Se observa que ambas muestras cumplen las especificaciones de la norma ASTM D4543. La Figura 5.6 muestra ambas muestras preparadas para ser ensayadas con sus respectivas dimensiones. Las muestras se ensayan en el laboratorio de suelos de la empresa Evaltec S.A. de la ciudad de Medellín.

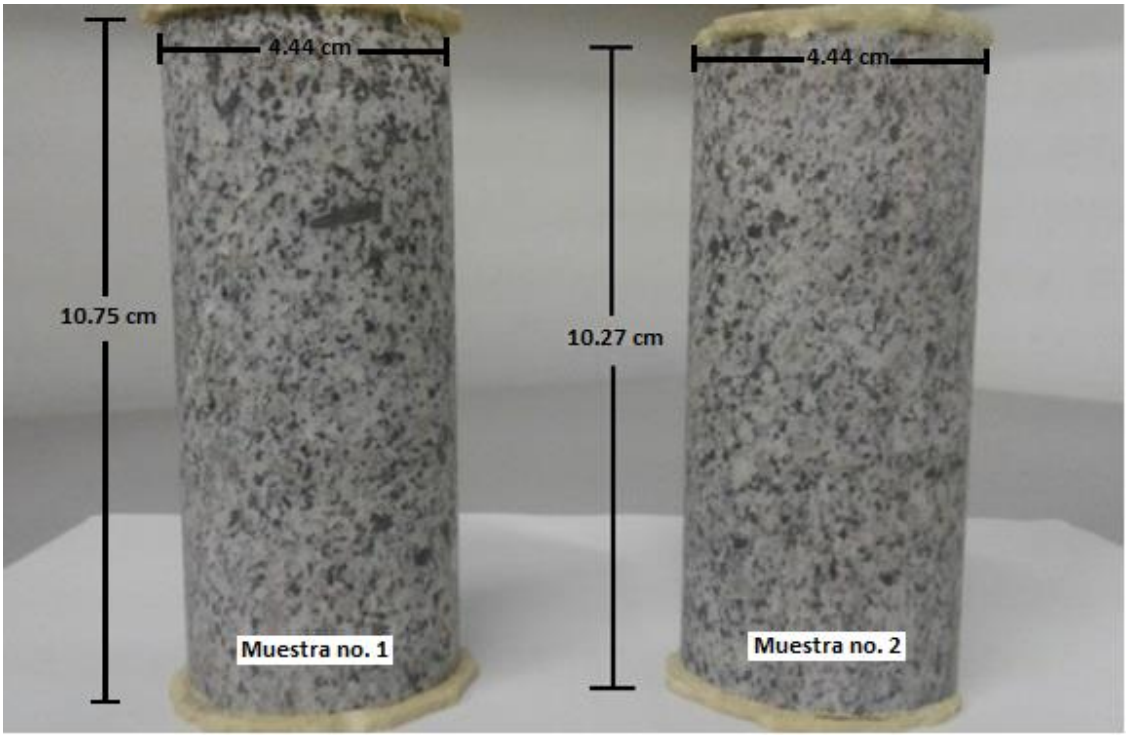


Figura 5.6. Muestras cilíndricas de granito utilizadas en el ensayo de compresión inconfinada.

La Figura 5.7 muestra la prensa utilizada en el ensayo.

Figura 5.7. Prensa utilizada en el ensayo de compresión inconfinada.

En la Figura 5.8 se presentan las muestras de granito después de ser falladas bajo compresión inconfinada. El modo de falla en ambas muestras fueron grietas verticales, que son características de la ausencia de esfuerzo de confinamiento.

El patrón de las grietas no exhibe formación de ningún cono, por lo tanto, se clasifica como falla de tipo C. Además del esfuerzo límite de falla, la prensa utilizada permite determinar la curva esfuerzo versus deformación generada durante el ensayo.

Figura 5.8. Tipo de falla en muestras de granito en el ensayo de compresión inconfinada.

Se observa que la resistencia obtenida del ensayo de la muestra 1 es ligeramente mayor que la muestra 2, aunque ambos valores son muy similares. Los datos esfuerzo vs deformación obtenidos durante el ensayo de compresión inconfinada son listados en la Tabla 5-2 y graficados en la Figura 5.9.

Tabla 5-2. Valores de esfuerzo vs deformación unitaria obtenidos en el ensayo de compresión inconfinada de muestras de granito

MUESTRA 1			MUESTRA 2		
Fuerza aplicada (kN)	**Esfuerzo (kN/cm2)**	**Deformación Unitaria**	**Fuerza aplicada (kN)**	**Esfuerzo (kN/cm2)**	**Deformación Unitaria**
0	0,00	0	0	0,00	0
10	0,65	2,24E-04	10	0,65	2,43E-04
20	1,29	3,82E-04	20	1,29	4,23E-04
30	1,94	4,62E-04	30	1,94	5,23E-04
40	2,58	6,52E-04	40	2,58	7,22E-04
50	3,23	7,52E-04	50	3,23	8,92E-04
60	3,88	8,56E-04	60	3,88	1,00E-03
70	4,52	8,95E-04	70	4,52	1,15E-03
80	5,17	9,89E-04	80	5,17	1,29E-03

MUESTRA 1			MUESTRA 2		
Fuerza aplicada (kN)	Esfuerzo (kN/cm2)	Deformación Unitaria	Fuerza aplicada (kN)	Esfuerzo (kN/cm2)	Deformación Unitaria
90	5,81	1,09E-03	82,5	5,33	1,32E-03
92,5	5,97	1,18E-03	85	5,49	1,39E-03
95	6,14	1,31E-03	87,5	5,65	1,51E-03
97,5	6,30	1,49E-03	90	5,81	1,61E-03
100	6,46	1,65E-03	92,5	5,98	1,65E-03
102,5	6,62	1,78E-03	95	6,14	1,71E-03
105	6,78	1,86E-03	97,5	6,30	1,76E-03
107,06	6,94	1,99E-03	100,29	6,48	1,89E-03

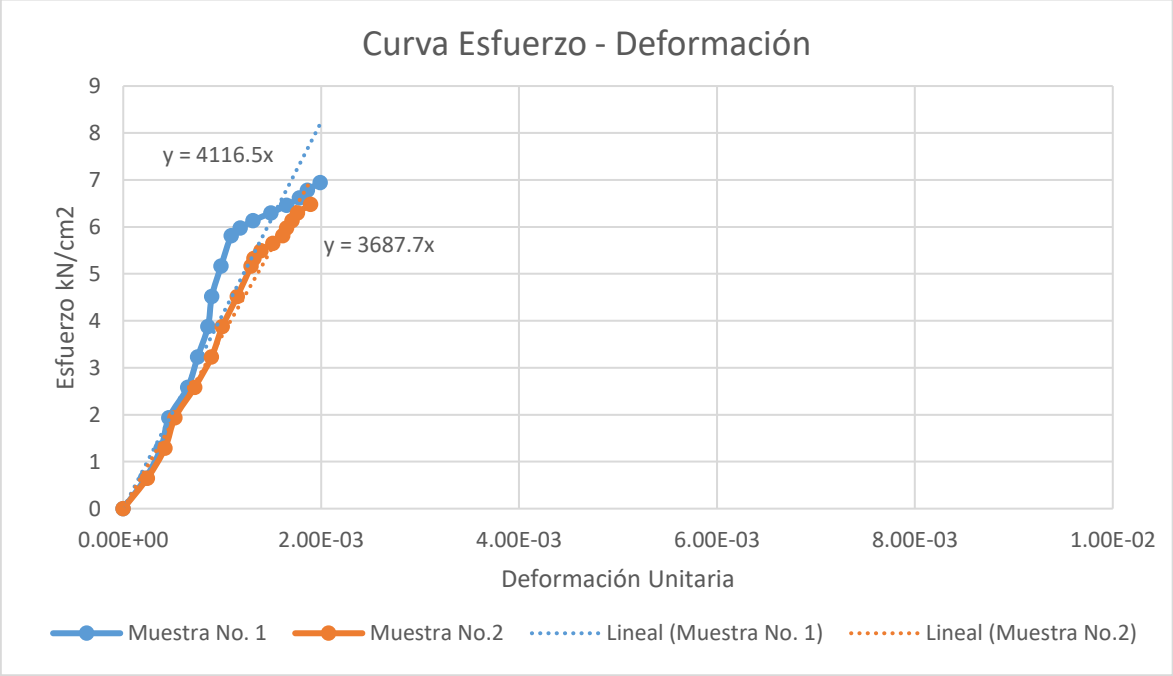


Figura 5.9. Curva de esfuerzo vs deformación de las muestras de granito ensayadas (fuente propia)

El módulo de elasticidad de la roca se define como la pendiente de la curva de esfuerzo-deformación de la zona elástica. Se utiliza el valor promedio de ambos ensayos de compresión inconfianda.

$$Módulo\ de\ Elasticidad\ Ei = \frac{4116{,}5 + 3687{,}7}{2} = 3902.1\ \frac{KN}{cm^2}$$

$$Modulo\ de\ Elasticidad\ Ei = 397.903\ \frac{Kgf}{cm^2}$$

Adicionalmente, el proyecto Túnel de Oriente suministró los resultados de ensayos de compresión inconfinada realizados en cuatro muestras cilíndricas de granito no meteorizado. Las muestras fueron extraídas entre las abscisas K15+896 y K16+110 del túnel 1. Los resultados se muestran en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3. Resultados del ensayo de compresión inconfinada en granito (Concesión Aburrá-Oriente, 2017)

RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DE MUESTRAS CILINDRICAS DE ROCA NO METEORIZADA (11 de Agosto de 2017)							
Sector	Túnel	Muestra	Densidad (gr/cc)	Resistencia Comp (MPa)	Promedio (MPa)	Abscisa	Observaciones
Oriental	1	E 4	2,70	105	119	15+896	Granito con autolitos anfibolíticos muy sinterizados y llenos silíceos
Oriental	1	E 3	2,87	125			Granito con autolitos anfibolíticos muy sinterizados y llenos silíceos
Oriental	2	E 2	2,72	125		16+110	Granito con autolitos anfibolíticos muy sinterizados y llenos silíceos
Oriental	2	E 1	2,87	119			Granito con autolitos anfibolíticos muy sinterizados y llenos silíceos

Con el valor promedio de la densidad de la roca, se calcula el peso unitario al multiplicar por la gravedad:

$$Densidad\ promedio = \frac{(2.70 + 2.87 + 2.72 + 2.87)}{4} = 2.79\ \frac{Kg}{cm^3} \qquad (14)$$

$$\gamma = \rho . g = 2.79\ \frac{Kg}{m^3}\ x\ 9.8\ \frac{m}{s^2} = 27\ \frac{KN}{m^3} \qquad (15)$$

$$\gamma\ = 0.027\ \frac{MN}{m^3} \qquad (16)$$

Tanto el valor de resistencia a la compresión inconfinada (σ_v), como el valor del peso unitario (γ) se toman como el promedio de los resultados de la Tabla 5-3:

$$Resistencia\ a\ la\ compresión\ (\sigma v) = 119\ MPa \qquad (17)$$

Con el valor del módulo de elasticidad del granito, se pueden utilizar algunas correlaciones empíricas que utilizan este parámetro para estimar el módulo de deformación del macizo rocoso *(E_C)*. Estas correlaciones están basadas en los índices de las clasificaciones geomecánicas, como se describe a continuación.

5.3. Módulo de deformación del macizo rocoso

El módulo de deformación del macizo rocoso se estimó a partir de las correlaciones empíricas. Se obtuvieron las clasificaciones geomecánicas realizadas por los geólogos e ingenieros del proyecto, y se analizaron las correspondientes al tramo de estudio, entre las abscisas km 15+852 y km 15+981 del túnel 1. El ***ANEXO D***. *Clasificaciones Geomecánicas del Túnel de Oriente,* contiene los registros de clasificaciones geomecánicas del portal oriental en el tramo de estudio.

El valor del RMR de cada abscisa se muestra en la Tabla 5-4, donde además se relaciona la calidad, cohesión y ángulo de rozamiento estimados para cada valor de RMR. Se muestra también la longitud y tiempo de sostenimiento de la excavación sin soporte, según Bieniawski (1973):

Tabla 5-4. Valor del índice RMR de Bieniawski en el túnel 1.

RMR DE BIENIAWSKI EN TÚNEL SANTA ELENA 1 (Portal Oriental)							
ABSCISA	**RQD (%)**	**Índice RMR**	**Clase**	**Calidad**	**Cohesión (Kg/cm2)**	**Ángulo de rozamiento (°)**	**Longitud y tiempo de mantenimiento**
15+852	90	57	III	Media	2-3	35-45	6 meses con 8 metros de vano
15+860	90	60	II	Bueno	3-4	25-35	1 semana con 5 metros de vano
15+874	90	64					
15+884	90	65					
15+896	90	63					
15+904	90	65					
15+933	90	62					
15+958	95	62					
15+981	95	62					

Se realiza el mismo análisis anterior, para la clasificación por el índice Q, entre las abscisas km 15+852 y km 15+981 del túnel Santa Elena 1. Los resultados se resumen en la Tabla 5-5, mostrando el tipo de terreno según la clasificación de Barton (1974):

Tabla 5-5. Valor del índice Q de Barton en el túnel 1.

Q DE BARTON EN TÚNEL SANTA ELENA 1 (Portal Oriental)				
ABSCISA	RQD (%)	Índice Q	Calidad	Tipo de Terreno
15+852	90	5,9	Regular	C
15+860	90	5,9	Regular	C
15+874	90	5,9	Regular	C
15+884	90	5,9	Regular	C
15+896	90	9	Regular	C
15+904	90	13,5	Bueno	B
15+933	90	9	Regular	C
15+958	95	9,5	Regular	C
15+981	95	9,4	Regular	C

Se observa que la mayoría de los índices Q calculados se clasifican con tipos de terreno C de calidad regular, mientras que, para las mismas abscisas, el índice RMR calculado se clasifica como calidad buena.

Esto indica que la clasificación de Bieniawski es más conservadora que la clasificación de Barton, debido en gran medida, a que la clasificación RMR está expresada como una suma de parámetros, los cuales se estiman de forma independiente y un cambio en alguno de ellos no afecta significativamente el resultado final; en cambio, la clasificación Q está expresada como cocientes de parámetros relacionados entre sí, por lo cual, un cambio en alguno de ellos afecta de forma significativa el valor final.

Con los valores de RQD, RMR y Q, se puede estimar el módulo de deformación del macizo rocoso, mediante correlaciones planteadas por numerosos autores. La Tabla 5-6 muestra los valores del módulo de deformación E_c, estimado a partir de RQD según varios autores:

Tabla 5-6. Correlaciones del módulo de deformación del macizo rocoso basadas en el índice RQD

CORRELACIONES DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN BASADAS EN EL RQD				
RQD evaludado			90	%
Ei: Módulo de elasticidad del granito			39	Gpa
RCS: Resistencia a Compresión Simple			119	MPa
#	**Autor**	**Año**	**Correlación**	**Ec: Módulo de deformación (GPa)**
1	Coon y Merritt	1970	$\frac{E_c}{E_I} = 0,0231 \cdot RQD - 1,32$	29,6
2	Honisch	1995	$E_C = 0,07\ RQD + 0,05\ E_I + 0,055\ RCS$	14,8
3	Kayabasi et al.	2003	$E_c = 0,135 \left[\frac{E_I \left(1 + RQD/100 \right)}{GM} \right]^{1,1811}$	21,8
4	Zhang y Einstein	2004	$E_c = E_I \cdot 10^{0,0186\ RQD - 1,91}$	22,6

Los resultados de la tabla anterior varían desde 14.8 GPa hasta 29.6 GPa, siendo 22.2 GPa el valor promedio de las estimaciones. Las correlaciones más recientes de Kayabasi (2003) y Zhang y Einstein (2004) presentan valores muy similares entre sí.

Sin embargo, no es suficiente para obtener un valor confiable del módulo de deformación del macizo rocoso, y por tal motivo se obtienen otras estimaciones utilizando las clasificaciones geomecánicas que se registraron en el túnel de oriente.

La Tabla 5-7 muestra los valores del módulo de deformación *Ec*, estimado a partir del índice Q:

Tabla 5-7. Correlaciones del módulo de deformación del macizo rocoso basadas en el índice Q.

CORRELACIONES DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN BASADAS EN EL Q				
Q evaluado			9	
Ei: Módulo de elasticidad del granito			39	Gpa
RCS: Resistencia a Compresión Simple			119	MPa
#	**Autor**	**Año**	**Correlación**	**Ec: Módulo de deformación (GPa)**
1	Barton	1983	$E_c = 25 \cdot \log Q$	23,9
2	Barton	1995	$E_c = 10\, Q^{1/3}$	20,8
3	Barton	1996	$E_c = 10\, Q_c^{1/3}$	35,7
4	Diederichs y Kaiser	1999	$E_c = 1{,}5 \cdot Q^{0{,}6} \cdot E_I^{0{,}14}$	30,6
5	Palmstrom y Singh	2001	$E_c = 8 \cdot Q^{0{,}4}$	19,3

Se observa en la tabla anterior, que los valores del módulo de deformación del macizo rocoso estimados a partir de índice Q, tienen menor variabilidad que los valores estimados a partir del RQD, presentando un valor mínimo de 19,3 MPa y un valor máximo de 35,7 MPa, siendo ambos valores extremos estimados a partir de correlaciones de Barton.

El valor promedio del módulo de deformación estimado a partir del índice Q es 26.0 GPa, donde la correlación de Barton (1983) arroja el valor más próximo al promedio, siendo a su vez la correlación más antigua.

Para tener un tercer criterio de comparación, en la Tabla 5-8 se muestra los valores del módulo de deformación *Ec*, estimado a partir del RMR según varios autores:

Tabla 5-8. Correlaciones del módulo de deformación del macizo rocoso basadas en el índice RMR.

CORRELACIONES DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN BASADAS EN EL RMR				
RMR evaluado			62	
Ei: Módulo de elasticidad del granito			39	Gpa
RCS: Resistencia a Compresión Simple			119	MPa
#	**Autor**	**Año**	**Correlación**	**Ec: Módulo de deformación (GPa)**
1	Bieniawski	1978	$E_c = 2 \cdot RMR - 100$	24,0
2	Serafim y Pereira	1983	$E_c = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$	20,0
3	Nicholson y Bieniawski	1990	$E_c = \frac{E_I}{100} \cdot \left(0{,}0028(RMR)^2 + 0{,}9\, e^{\frac{RMR}{22{,}82}}\right)$	17,8
4	Boyd	1993	$E_c = 3{,}5 \cdot 10^{-6} \cdot (RMR)^{3{,}75}$	18,4
5	Verman et al.	1997	$E_c = 0{,}4 \cdot H^{\alpha} \cdot 10^{\frac{RMR-20}{38}}$	17,7
6	Read et al.	1999	$E_c = 0{,}1 \cdot \left(\frac{RMR}{10}\right)^{0{,}3}$	17,3
7	Galera et al.	2005	$E_C = 0{,}0876 \cdot RMR + 1{,}056 \cdot (RMR - 50) + 0{,}015 \cdot (RMR - 50)^2$	20,3
8	Mohammadi y Rahmannejad	2010	$E_C = 3 \cdot 10^{-4} RMR^3 - 0{,}0193 RMR^2 + 0{,}3157 RMR + 3{,}4064$	20,3

Se observa una menor variabilidad en la estimación de módulo de deformación, con correlaciones basadas en el RMR, presentando un valor máximo de 24.0 GPa según Bieniawski (1978) y un valor mínimo de 17.3 según Read (1999).

Al igual que las estimaciones obtenidas con las correlaciones a partir del RQD y el índice Q, el valor del módulo de deformación estimado con el RMR tiene pequeñas variaciones alrededor del valor promedio, que en este caso es 19.5 GPa.

En la Figura 5.10 se presenta una gráfica con los resultados obtenidos mediante las correlaciones con base en los valores de RQD, RMR y Q calculados en campo:

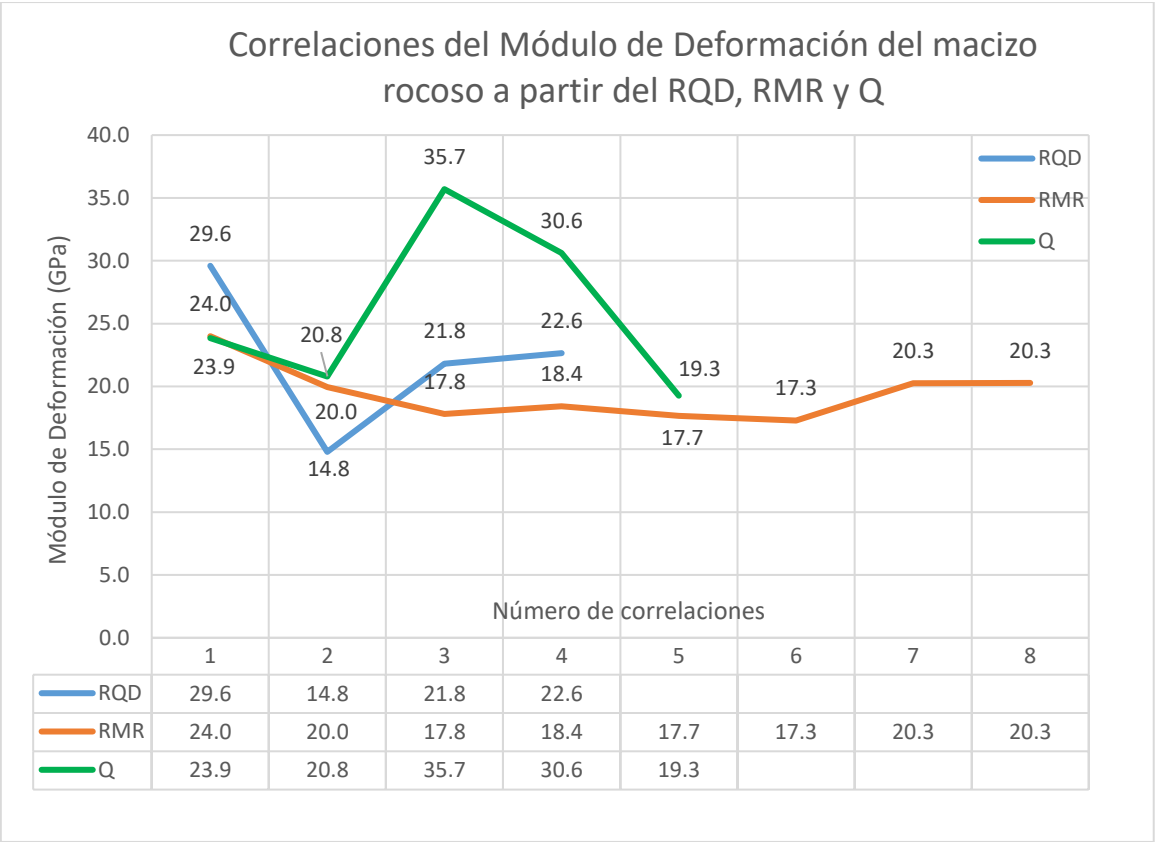


Figura 5.10. Variación del valor del módulo de deformación, a partir de correlaciones con el RQD, RMR y Q.

Los resultados de las correlaciones utilizadas, a partir del RQD, RMR y Q, mostrados en la Tabla 5-6, Tabla 5-7 y Tabla 5-8 muestran que el valor promedio del módulo de deformación para el granito es 22 GPa.

En la Figura 5.10, se observa que el comportamiento del módulo de deformación presenta menor variabilidad con las correlaciones del índice RMR, por lo tanto, en la simulación de las excavaciones se utilizará un valor de 20 GPa.

5.4. Índice de resistencia geológica (GSI)

El índice de resistencia geológica (GSI) es un sistema de caracterización de las propiedades geomecánicas de los macizos rocosos, a través de una sencilla identificación por evaluación visual de las propiedades geológicas en el campo. El GSI fue presentado por Hoek et l (1995) como complemento del criterio de falla generalizado en roca.

La determinación del GSI se hace a partir de una tabla a la que se ingresa desde dos parámetros distintos, uno horizontal que hace referencia a la estructura y composición de las rocas, evaluando el tamaño y la trabazón entre los bloques, y otro vertical que hace referencia a las características de las discontinuidades.

En la Figura 5.11 se muestra el valor del GSI para el macizo rocoso granítico en el tramo de estudio:

GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION

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

σ_1' = major principal effective stress at failure

σ_3' = minor principal effective stress at failure

σ_c = uniaxial compressive strength of *intact* pieces of rock

m_b , s and a are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass

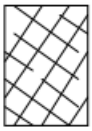
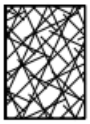
STRUCTURE	SURFACE CONDITION	VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
 BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	m_b/m_i	0.60	0.40	0.26	0.16	0.08
	s	0.190	0.062	0.015	0.003	0.0004
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	E_m	75,000	40,000	20,000	9,000	3,000
	ν	0.2	0.2	0.25	0.25	0.25
	GSI	85	75	62	48	34
 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	m_b/m_i	0.40	0.29	0.16	0.11	0.07
	s	0.062	0.021	0.003	0.001	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.53
	E_m	40,000	24,000	9,000	5,000	2,500
	ν	0.2	0.25	0.25	0.25	0.3
	GSI	75	65	48	38	25
BLOCKY/SEAMY - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks	m_b/m_i	0.24	0.17	0.12	0.08	0.06
	s	0.012	0.004	0.001	0	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.55
	E_m	18,000	10,000	6,000	3,000	2,000
	ν	0.25	0.25	0.25	0.3	0.3
	GSI	60	50	40	30	20
CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks	m_b/m_i	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04
	s	0.004	0.001	0	0	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.55	0.60
	E_m	10,000	6,000	3,000	2,000	1,000
	ν	0.25	0.25	0.3	0.3	0.3
	GSI	50	40	30	20	10

Figura 5.11. Valor del GSI para el macizo rocoso de estudio (Hoek, Kaiser, & Bawden, 1995)

El valor de GSI = 65 es considerado en la simulación realizada en RS2, el cual corresponde a un macizo rocoso con bloques cúbicos formado por tres intersecciones se sistema de discontinuidades y una superficie rugosa y ligeramente meteorizada.

5.5. Secuencia de la excavación de los túneles.

La excavación de los túneles genera un desbalance de masa y como consiguiente una redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso y de deformaciones. El frente de excavación del túnel 1 avanza a una distancia de 150 metros del frente de excavación del túnel 2. Por tal motivo, se realiza una etapa 2 en la simulación considerando solo la excavación del túnel 1 como se muestra en la Figura 5.12.

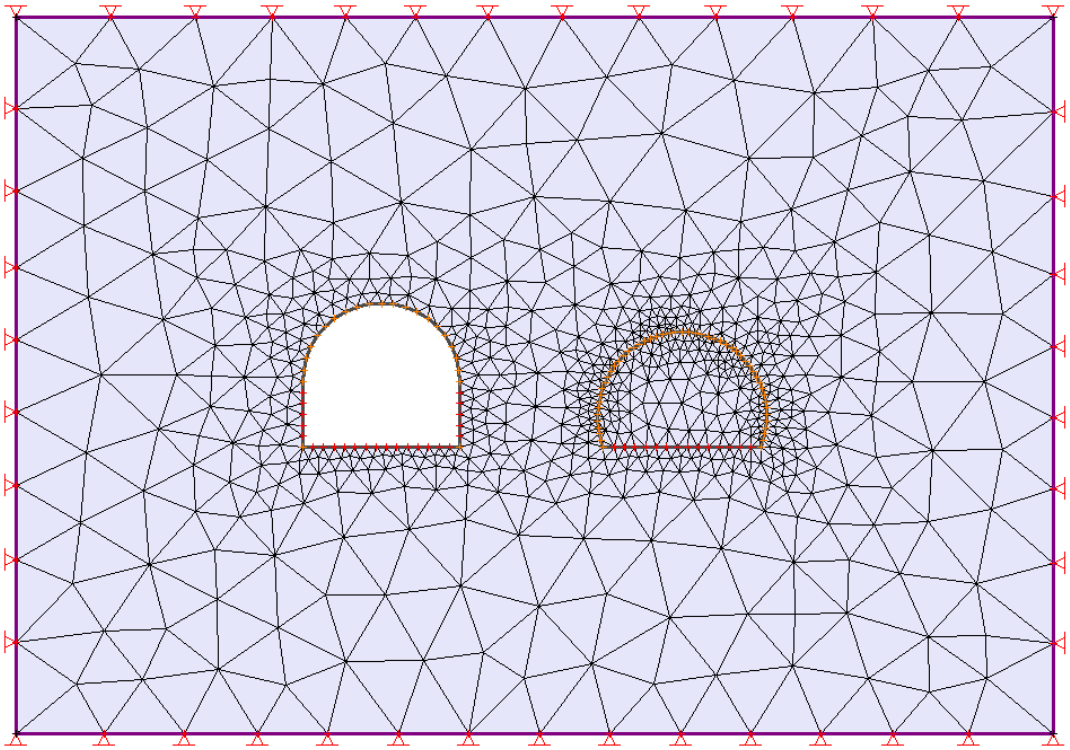


Figura 5.12. Excavación del túnel 1 en abscisa k15+923 usando RS2.

Se toman los mismos cinco puntos que se tienen en las líneas de convergencia, para analizar el comportamiento del macizo rocoso. El desbalance de masa por la excavación del túnel 1 genera una nueva distribución de esfuerzos en el macizo rocoso, afectando principalmente el contorno de la excavación, como se muestra en la Figura 5.13:

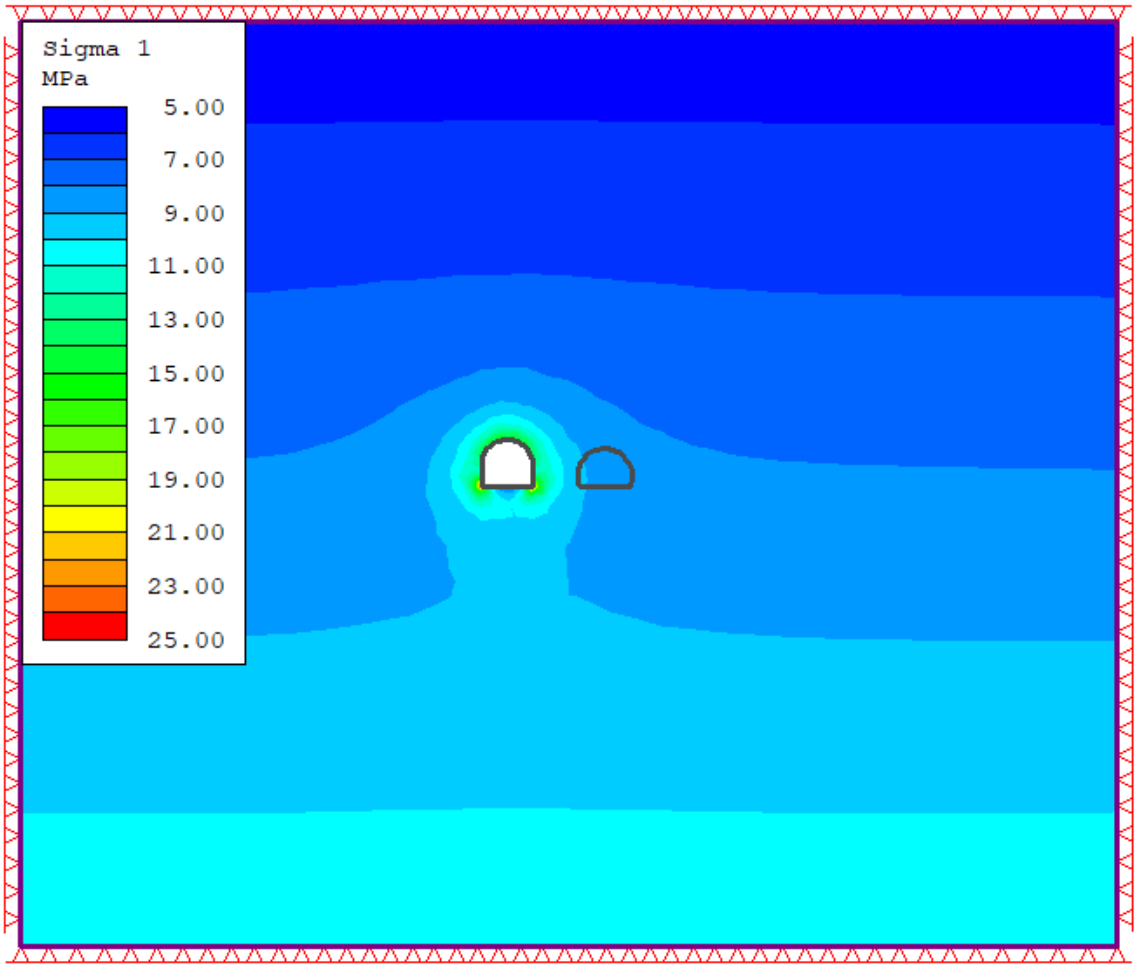


Figura 5.13. Redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso debido a la excavación del túnel 1

Se observa que la magnitud de los esfuerzos aumenta en la zona de los hastiales y disminuyen en el techo y solera de la excavación. Existe una concentración de esfuerzos especial en la zona baja de los hastiales donde se registran los mayores valores de los esfuerzos, debido a la geometría del túnel 1 en forma de herradura.

La respuesta del macizo rocoso ante la nueva distribución de esfuerzos es cerrarse en dirección radial, en un movimiento típico de convergencia de túneles profundos en roca. La magnitud de los mayores desplazamientos es del orden de 6.5 mm, como se muestra en la Figura 5.14:

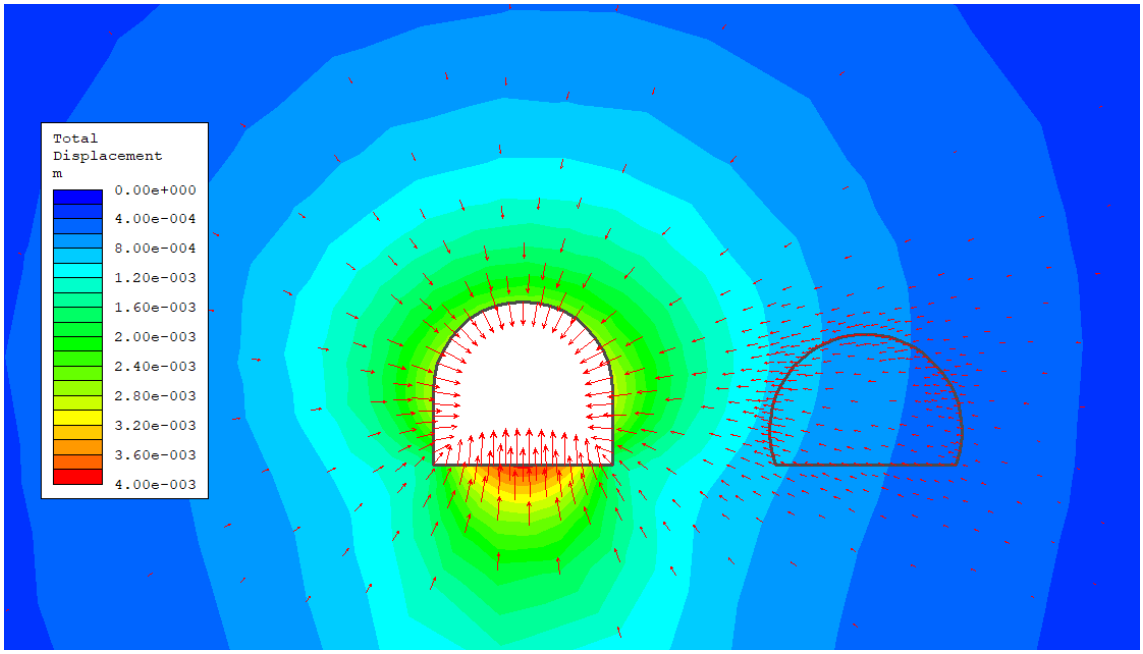


Figura 5.14. Desplazamientos de convergencia por excavación del túnel 1

Se observa que los vectores de desplazamiento son mayores en los hastiales de la excavación, lo cual coincide con las regiones de mayor incremento de esfuerzos analizados anteriormente. Se puede concluir que las magnitudes de los desplazamientos son homogéneas desde ambos hastiales hacia el interior del túnel. Sin embargo, la etapa 3 de la simulación se incluye los efectos de la excavación del túnel 2, como se muestra en la Figura 5.15:

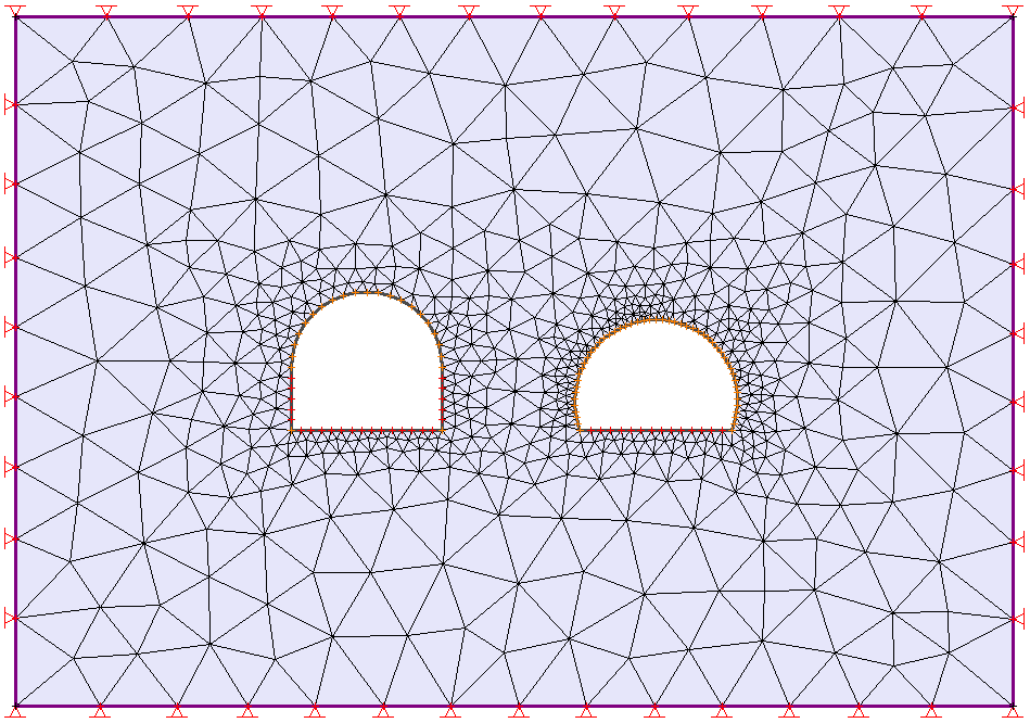


Figura 5.15. Simulación de excavación de los túneles 1 y 2

La excavación del túnel 2 produce una redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso debido a ambas excavaciones, que también afecta los esfuerzos sobre la excavación del túnel 1, como se muestra en la Figura 5.16:

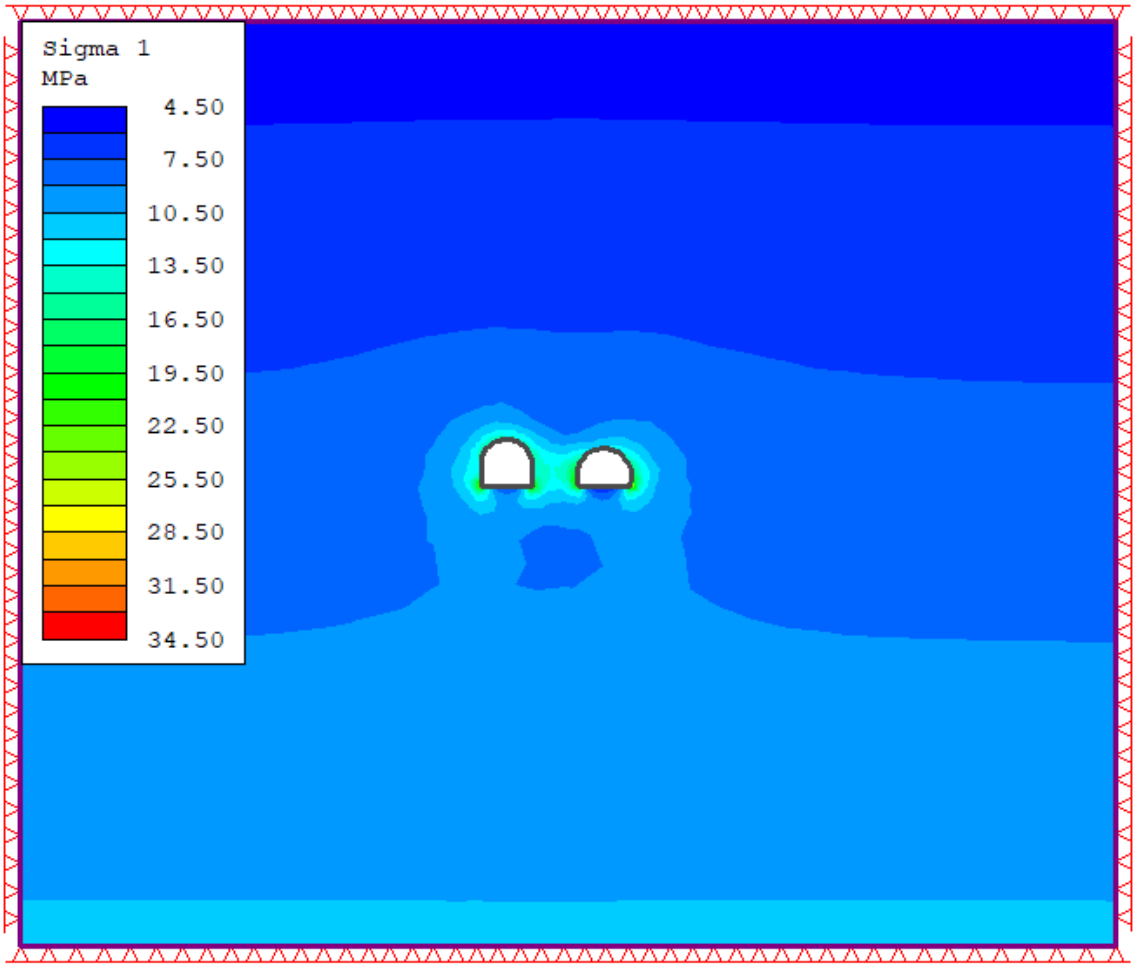


Figura 5.16. Redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso debido a la excavación del túnel 1 y 2

En este caso se genera un área de crítica entre los hastiales internos de las excavaciones, donde se concentran los esfuerzos y se registran las mayores magnitudes de los esfuerzos. Con respecto a la magnitud de los desplazamientos se tiene que los puntos del túnel 1 más cercanos al túnel 2 se desplazan más que los mismos puntos en el hastial exterior, como se muestra en la Figura 5.17:

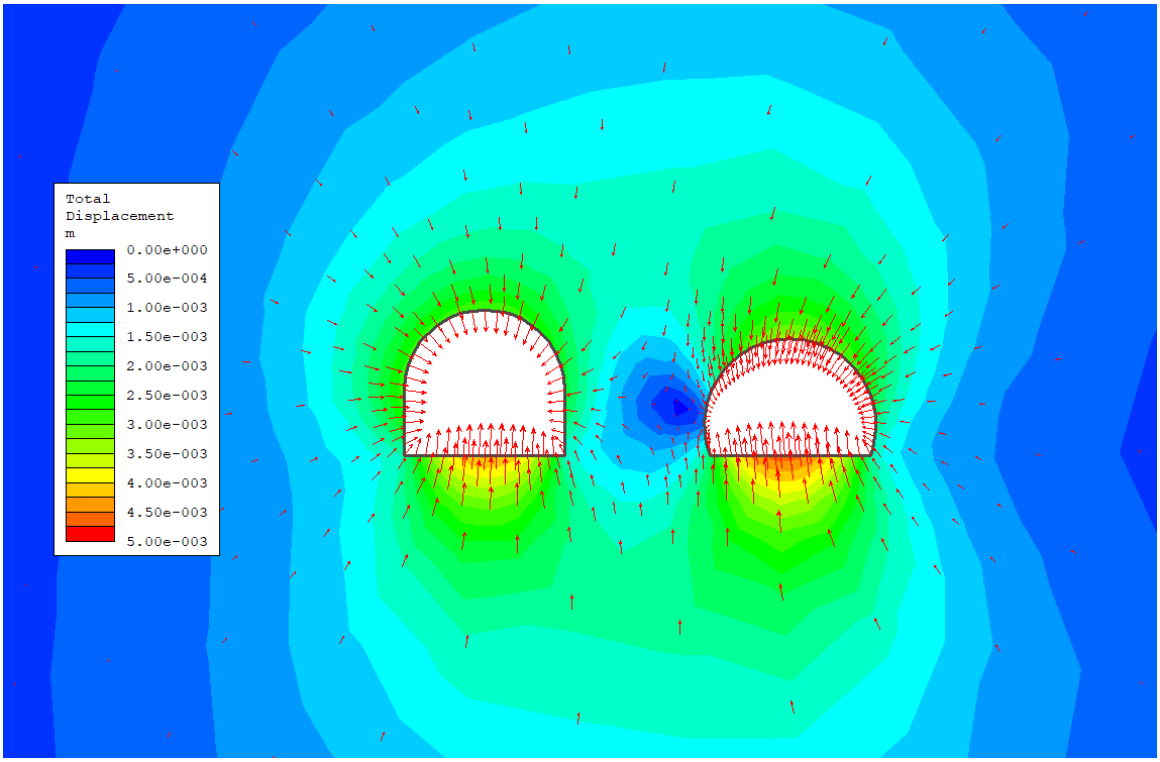


Figura 5.17. Desplazamientos de convergencia por excavación del túnel 2

Se observa que en ambos túneles existe un desplazamiento de convergencia hacia el interior del túnel, pero este desplazamiento es menor en los hastiales internos de ambos túneles comparado con los hastiales externos. Este fenómeno indica que la excavación del túnel 2 influye en la dirección y magnitud de los desplazamientos del túnel 1, tal como se observó en las medidas de deformaciones realizadas con las estaciones de convergencia del capítulo 3.

5.6. Análisis de resultados de la simulación de las excavaciones

Se realiza la simulación de los desplazamientos variando el coeficiente de relación de esfuerzo (k) que se define de la siguiente manera:

$$k = \frac{\sigma h}{\sigma v} \tag{18}$$

Se toman valores de k = 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 para observar el estado de esfuerzos que mejor se ajusta a los datos obtenidos en campo con las estaciones de convergencia. Teniendo en cuenta el módulo de deformación $E = 20\ GPa$, y la máxima deformación presentada en esta sección $\xi = 0.001$, se tiene que el máximo esfuerzo es:

$$\sigma = 20.000\ MPa\ x\ 0.001 = 20\ MPa$$

En la Figura 5.18 se muestran los esfuerzos estimados en la sección transversal de los túneles durante la etapa de excavación del túnel 2 para una relación de esfuerzo $k = 1$:

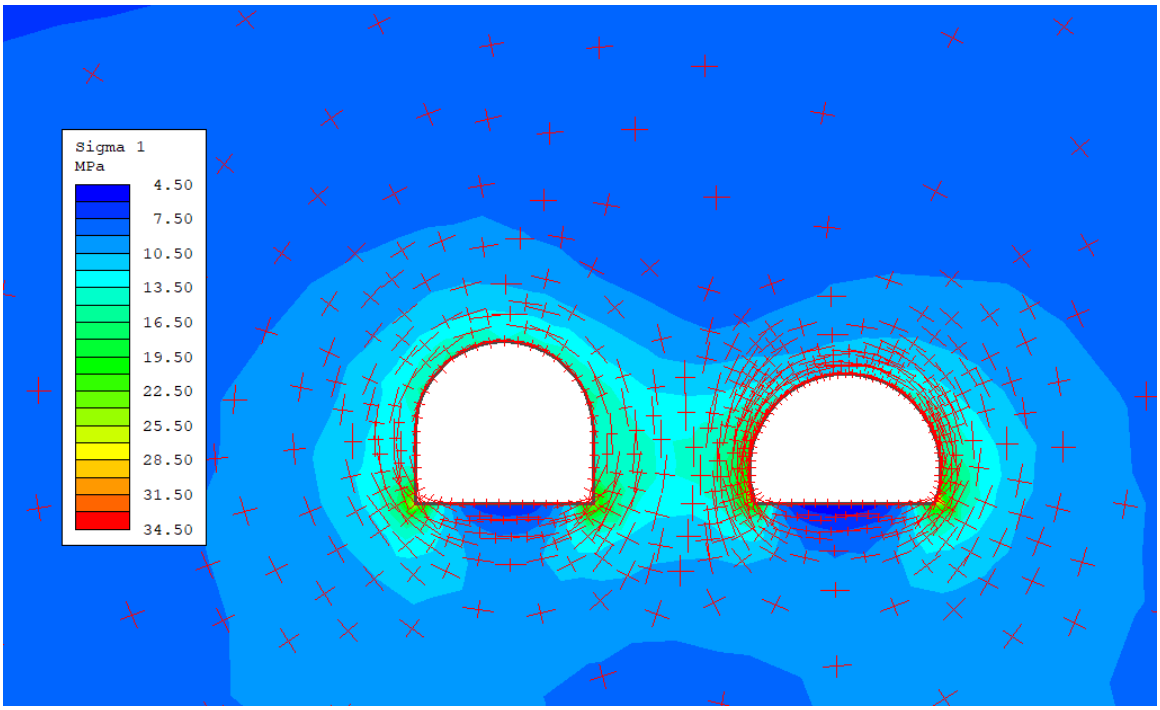


Figura 5.18. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 1.0$

Se observa una concentración de esfuerzos en la zona baja de los hastiales del túnel 1, lo cual es una situación típica en túneles con sección transversal en forma de herradura. La respuesta del macizo rocoso es una redistribución de esfuerzos ante la excavación del túnel 2.

El esfuerzo estimado alrededor del túnel tiene un valor medio de 19.50 MPa, el cual se puede comparar con el esfuerzo medido para calcular el error asociado a esta estimación de esfuerzos:

$$\%\, error = \frac{|19.50 - 20|}{19.50}\, x\, 100 = 2.6\, \%$$

En la Figura 5.19 se muestran los esfuerzos estimados en las secciones transversales de los túneles durante la etapa de excavación del túnel 2 para una relación de esfuerzo $k = 1.5$:

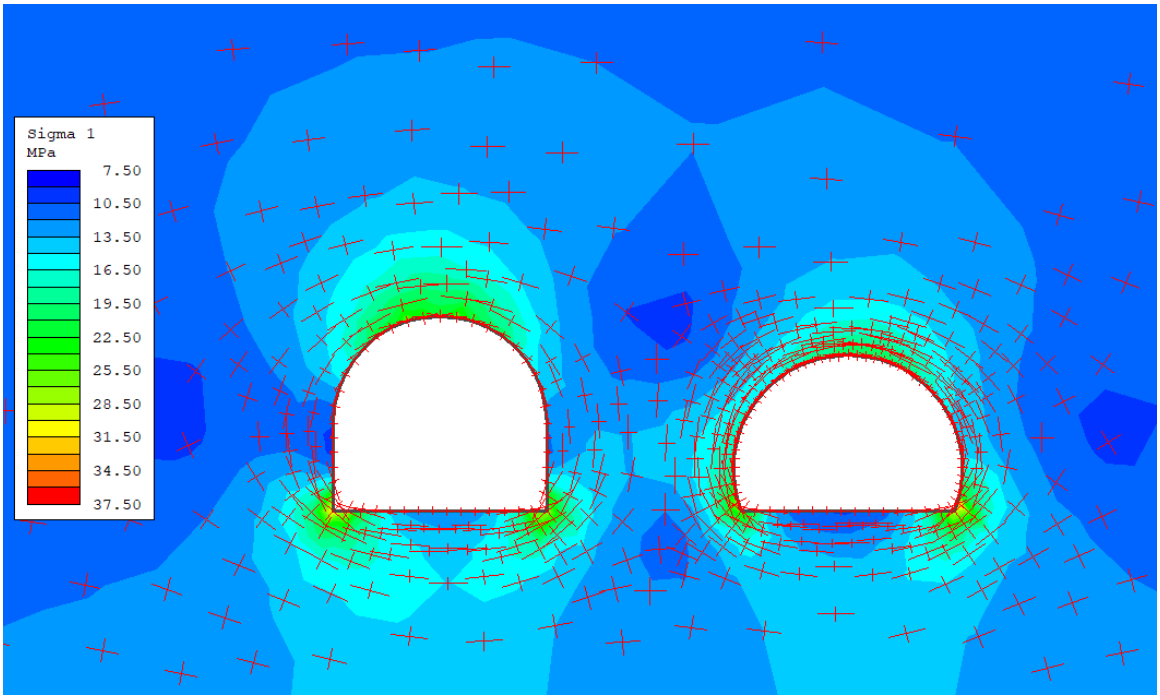


Figura 5.19. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 1.5$

Nuevamente se observa una concentración de esfuerzos en la zona baja de los hastiales de los túneles y en la clave de la excavación.

El esfuerzo estimado alrededor del túnel tiene un valor medio de 22.50 MPa, el cual se puede comparar con el esfuerzo medido para calcular el error asociado a esta estimación de esfuerzos:

$$\%\, error = \frac{|22.50 - 20|}{22.50}\, x\, 100 = 11.1\, \%$$

Una relación de esfuerzos $k = 1.5$ indica que los esfuerzos horizontales son mayores a los esfuerzos verticales, pero el error asociado a esta estimación aumenta con respecto al error presentado para la relación de esfuerzos $k = 1.0$.

En la Figura 5.20 se muestran los esfuerzos estimados en las secciones transversales de los túneles durante la etapa de excavación del túnel 2 para una relación de esfuerzo $k = 2.0$:

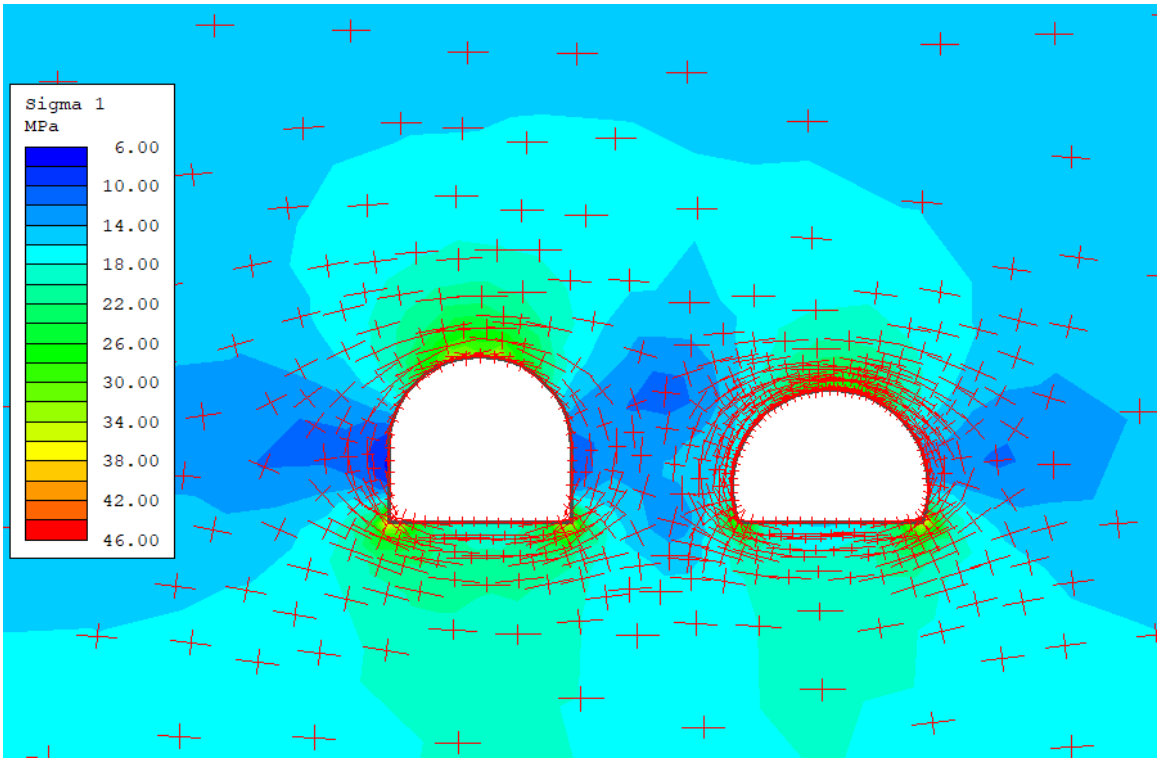


Figura 5.20. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 2.0$

Se observa que la reorientación del esfuerzo principal mayor ocurre en dirección tangencial al centro del túnel, mientras que el esfuerzo principal menor se orienta en dirección radial al centro de la excavación.

El esfuerzo estimado alrededor del túnel tiene un valor medio de 30 MPa, el cual se puede comparar con el esfuerzo medido para calcular el error asociado a esta estimación de esfuerzos:

$$\%\, error = \frac{|30 - 20|}{30}\, x\, 100 = 33.3\ \%$$

Esto indica que el macizo rocoso tiene una relación de esfuerzos que se aproxima a un estado de esfuerzos hidrostático ($k = 1.0$) y a medida que se incrementa el valor de la relación de esfuerzos, también se aumenta el error asociado.

En la Figura 5.21 se muestran se muestran los esfuerzos estimados en las secciones transversales de los túneles durante la etapa de excavación del túnel 2 para una relación de esfuerzo $k = 2.5$.

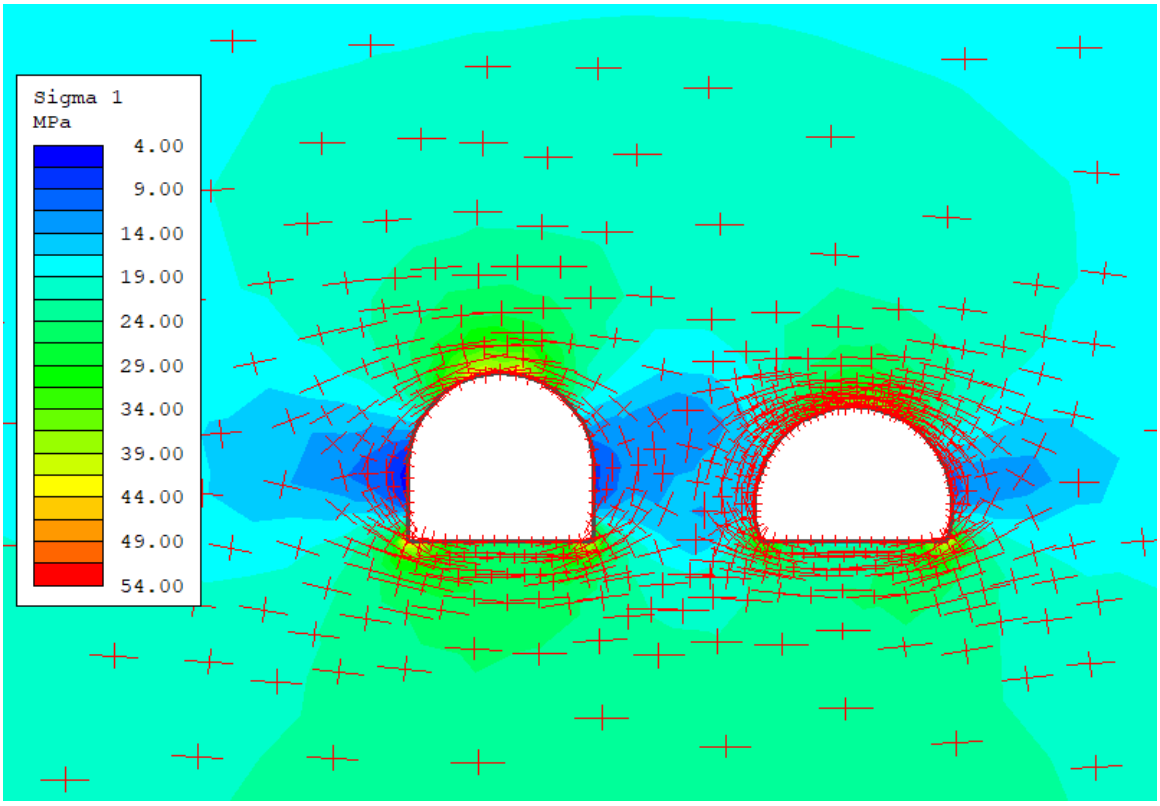


Figura 5.21. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 2.5$

El esfuerzo estimado alrededor del túnel tiene un valor medio de 34 MPa, el cual se puede comparar con el esfuerzo medido para calcular el error asociado a esta estimación de esfuerzos:

$$\%\, error = \frac{|34 - 20|}{34}\, x\, 100 = 41.2\ \%$$

La excavación del túnel 2 genera una reorientación de los esfuerzos en el macizo rocoso localizado entre los hastiales internos de los túneles. Esto fenómeno concuerda con el cambio de dirección de los desplazamientos medidos en el capítulo 3 de esta investigación.

En la Figura 5.22 se muestran los esfuerzos estimados en las secciones transversales de los túneles durante la etapa de excavación del túnel 2 para una relación de esfuerzo $k = 3.0$.

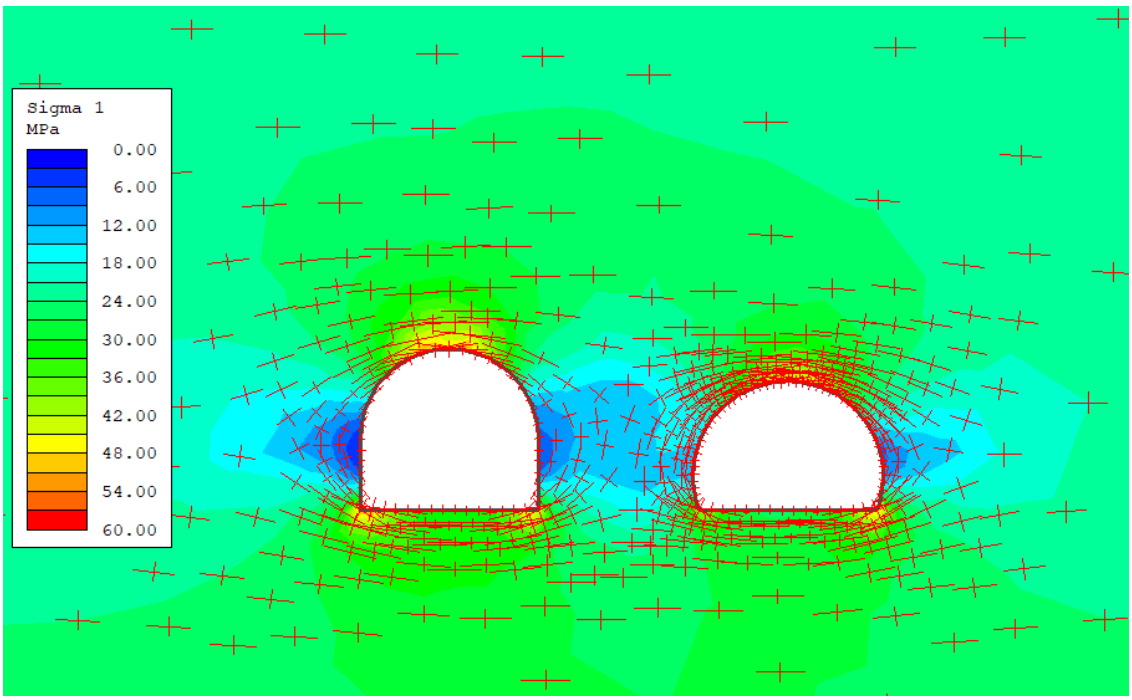


Figura 5.22. Magnitud y dirección de esfuerzos estimados para $k = 3.0$

El esfuerzo estimado alrededor del túnel tiene un valor medio de 42 MPa, el cual se puede comparar con el esfuerzo medido para calcular el error asociado a esta estimación de esfuerzos:

$$\%\, error = \frac{|42 - 20|}{42}\, x\, 100 = 52.4\, \%$$

En la Tabla 5-9 se muestra un resumen de los esfuerzos estimados en la modelación por el método de elemento finitos FEM realizado con el programa RS2 y se muestran los errores porcentuales asociados a cada estimación de esfuerzos:

Tabla 5-9. Errores porcentuales de los esfuerzos para cada valor de k

Módulo de deformación E = 20 Gpa Deformación máxima ξ = 0.001	Relación de esfuerzos (k)				
	k = 1.0	k = 1.5	k = 2.0	k = 2.5	k = 3.0
Esfuerzo medido [Mpa]	20				
Esfuerzo estimado [Mpa]	19.5	22.5	30	34	42
% de error	2.6	11.1	33.3	41.2	52.4

Se observa que el valor de $k = 1.0$ se ajusta más a los desplazamientos medidos con las estaciones de convergencia, con un error asociado del 2.6%

Los resultados obtenidos de la simulación de las excavaciones de los túneles se incluyen en el ***ANEXO F***. *Simulación de deformaciones utilizando RS2*.

5.7. Limitaciones de la simulación con RS2

La simulación realizada con el programa de elemento finitos RS2 es una primera aproximación al comportamiento del macizo rocoso ante la alteración de su estado de esfuerzos debido a las excavaciones de ambos túneles. Los desplazamientos obtenidos en las campañas de exploración dentro del túnel pueden servir como datos de entrada para posteriores investigaciones. Algunas de las limitaciones más importantes de esta simulación se mencionan a continuación:

Las deformaciones en las excavaciones ocurren en las 3 dimensiones espaciales y en diferentes momentos durante la excavación. La simulación realizada solo tuvo en cuenta 2 dimensiones espaciales descartando los desplazamientos obtenidos en el eje longitudinal de los túneles. Una simulación más refinada debe utilizar un programa computacional en 3 dimensiones y procurar analizar el problema de deformaciones en gráficas que incluyan el tiempo como variable. Esto con el fin de representar mejor el comportamiento del macizo rocoso.

El módulo de elasticidad del macizo rocoso fue hallado mediante ensayos de compresión simple en muestras de roca procedentes del interior de la excavación. Si bien, estos valores pueden ser una buena aproximación inicial, ensayos de campo como el overcoring es más preciso para determinar el valor del módulo de elasticidad in situ. El ensayo de overcoring consiste en determinar el tensor tridimensional de esfuerzos in-situ del macizo rocoso por medio de una perforación a rotación que permite extraer una muestra de roca y medir los esfuerzos que actúan sobre ella. El costo de utilizar dicho ensayo es elevado, por lo cual excedía la disponibilidad de recursos de esta investigación.

El macizo rocoso se modeló como un medio continuo. En la realidad, la mayoría de materiales en la naturaleza presentan discontinuidades en sus estructuras internas. Una simulación más precisa debe considerar las familias de discontinuidades que presenta el macizo rocoso. Si bien, la alta calidad del macizo rocoso de esta investigación favorece suponerlo como un medio continuo, el modelo puede refinarse considerando las discontinuidades y el flujo de agua a través de ellas.

El modelo constitutivo utilizado en la modelación corresponde al criterio de ruptura de Hoek – Brown. Este criterio es ampliamente aceptado y utilizado en diferentes aplicaciones en macizos rocosos, pero tiene la desventaja de requerir parámetros de entrada que se deducen de forma empírica, lo que puede llevar a inexactitudes en el método y los resultados obtenidos. Sin embargo, al ser un criterio de ruptura no lineal, representa de mejor manera el comportamiento de la roca intacta con respecto a otros criterios de ruptura lineales como Mohr – Coulomb.

6. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LIMITACIONES

6.1. Resumen de la investigación

Se revisó la literatura más relevante sobre el estado del arte de las excavaciones en macizos rocosos y se tomaron los estudios de prefactibilidad y factibilidad del proyecto del túnel de oriente para elaborar un marco teórico completo sobre los antecedentes que envolvieron al proyecto y sobre los estudios que se realizaron antes de su ejecución para conocer sus condiciones geológicas, hidrológicas y geotécnicas. Cabe señalar que el proyecto está muy bien documentado ya que se realizaron suficientes sondeos exploratorios para conocer las condiciones mecánicas del macizo rocoso antes de su excavación.

Se realizó un análisis geomecánico de las deformaciones presentadas durante la excavación del túnel de oriente, utilizando dos métodos de medición diferentes: estaciones de convergencia con una estación total de topografía y sensores ópticos FBG basados en redes de Bragg con su respectivo programa de lectura e interpretación de datos. El análisis de las deformaciones se realizó en un tramo de estudio de 100 metros de longitud, en un macizo rocoso ígneo de origen intrusivo, llamado stock granítico de Samarcanda.

El macizo rocoso de estudio se dividió en cinco secciones transversales, separadas cada 20 metros aproximadamente, donde se instalaron estaciones de convergencia para medir las deformaciones que presenta el macizo rocoso. Se realizaron lecturas diarias, semanales y mensuales según el comportamiento de la excavación. Los sensores ópticos FBG se instalaron en una sola sección y se realizaron lecturas semanales para ser comparados con los resultados obtenidos con las estaciones de convergencia.

Las mediciones se llevaron a cabo simultáneamente con la ejecución de las actividades propias del proyecto. Los instrumentos de medición se instalaron en el menor tiempo posible después de la voladura del frente de excavación; es decir, se procuró medir en tiempo real las deformaciones presentadas por la excavación de los túneles. Se realizaron ensayos de compresión inconfinada en muestra de roca intacta para hallar algunos parámetros geomecánicos de la roca y se utilizaron las clasificaciones geomecánicas RMR, Q y RQD para estimar el valor del módulo de deformación del macizo rocoso.

Finalmente, se realizó una simulación en 2D de las excavaciones de los túneles utilizado el programa RS2 (Rock and Soil 2D), donde se tenía la geometría del túnel y la secuencia de excavación como datos de entrada. Se simula la excavación de los túneles en varias etapas variando los valores de la relación de esfuerzos K, hasta que los resultados se ajustaran a los valores de desplazamiento medidos con las estaciones de convergencia, tanto en magnitud como en dirección.

6.2. Conclusiones de la investigación

Con respecto a las lecturas de las estaciones de convergencia:

- El macizo rocoso presenta un estado de esfuerzos determinado en condiciones inalteradas, es decir, antes de la excavación de los túneles. En la mayoría de las secciones analizadas se produce una redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso cuando se excava el túnel 1, especialmente en los hastiales del túnel donde se concentran los mayores esfuerzos. Se Otra redistribución se genera en el macizo rocoso cuando se excava el túnel 2, donde el área entre los hastiales internos es la nueva zona crítica que concentra los mayores esfuerzos.

- Las lecturas de las estaciones de convergencia evidenciaron una tendencia común en el comportamiento de las excavaciones. Las deformaciones registradas en el túnel 1 se deben a la redistribución de esfuerzos debido a la excavación del propio túnel y al paso de la excavación del túnel 2, que genera otra redistribución de esfuezos en el macizo rocoso y cuyos desplazamientos afectan en menor magnitud al túnel 1.

- Los registros de convergencias en el túnel 1 muestran desplazamientos en el macizo rocoso debidos a la aproximación del frente de excavación del túnel 2. La distancia de detección de esos desplazamientos está entre los 24 metros y los 40 metros de longitud entre la sección de análisis en el túnel 1 y el frente de excavación del túnel 2.

- Es importante mencionar, que si bien se realizaron mediciones en un plano de dos dimensiones, la alteración del estado de esfuerzos en el macizo rocoso es un problema de tres dimensiones, ya que hacia el interior del frente de excavación están ocurriendo desplazamientos que no se alcanzan a registrar por los instrumentos de medición dado el tiempo que se emplea en la instalación de los sensores de convergencia.

- Los datos recolectados en esta investigación sirven para posteriores estudios que consideren factores como las familias de discontinuidades, grado de fracturación del macizo rocoso, influencia de las fallas geológicas cercanas, contactos litológicos, entre otros.

Con respecto a las lecturas con sensores ópticos FBG:

- Los sensores ópticos basados en redes de Bragg (FBG) se instalaron en la sección 4, ya que es una zona de especial interés, por encontrarse en uno de los pasos de seguridad que comunica los túneles 1 y 2. Las lecturas obtenidas representan el desplazamiento de las fracturas puntuales de la roca y no es adecuado asociarlo con la deformación a gran escala del macizo rocoso.

- Existe una relación entre las magnitudes de los desplazamientos obtenidos con los sensores ópticos FBG y con las estaciones de convergencia. Si bien, esta es un primer intento en la implementación de sensores para la medición de deformaciones en túneles, se debe buscar formas prácticas de instalación y recolección de datos en los sensores ópticos FBG, como una conexión de sensores ópticos en serie que permita una lectura grupal de la sección, sin tener que tomar la lectura de cada sensor de forma individual. Esto para que la toma de lecturas tenga al menos el mismo nivel de practicidad de las estaciones de convergencia.

- La implementación de sensores ópticos FBG para medir deformaciones de macizos rocosos tiene algunas limitantes inherentes al método utilizado. La limitación principal del método es la forma de medición de los sensores FBG, los cuales solo pueden abarcar fracturas puntuales en la roca, imposibilitando medir las demás discontinuidades que presenta el macizo rocoso. Esto se convierte en un problema de efecto escala, donde a medida que se amplía el volumen del espécimen, se abarcan más discontinuidades del macizo rocoso que no se pueden medir con los sensores debido a su corto tamaño.

- Una forma de solucionar esta limitante es adaptar los sensores ópticos a una placa más larga con una parte fija y otra parte móvil, con el fin de abarcar una sección mayor del macizo rocoso y que las mediciones sean más representativas, pero esto se dejará como sugerencia para futuras investigaciones.

<u>Con respecto a la simulación de la excavación en RS2:</u>

- Los túneles están separados 18 metros entre ejes y el frente de excavación del túnel 1 está distanciado 150 metros aproximadamente del frente de excavación del túnel 2. Por lo tanto, se puede afirmar que el comportamiento de la excavación del túnel 1 está influenciado por la excavación del túnel 2, por encontrarse dentro de su zona de influencia.

- La variación de la relación de esfuerzos *K*, indica que el valor que mejor se ajusta a los desplazamientos medidos en campo depende del punto de análisis de la sección. En general, para los puntos 1, 2 y 3 del túnel 1 que están más cercanos a la excavación del túnel 2, se tiene que un valor $K=1.5$ es adecuado. Para los puntos 4 y 5 se tiene una dispersión mayor siendo $K=1.0$ el valor más adecuado para ciertas secciones y $K=1.5$ para otras.

- El ajuste del valor de K indica que el macizo rocoso que se encuentra en el hastial interno (más cercano al túnel 2) presenta desplazamientos incrementales en dirección horizontal. Esto es evidencia que los esfuerzos en esta zona están influenciados por la excavación del túnel 2, el cual

genera un cambio en la dirección de los desplazamientos alrededor de la excavación.

6.3. Limitaciones de la investigación

- La simulación de la excavación fue realizada con el modelo de ruptura de Hoek – Brown que viene programado en RS2. Esto es un primer acercamiento a la relación de esfuerzos del macizo rocoso pero un modelo constitutivo más adecuado debe considerar la orientación de las familias de discontinuidades que presenta el macizo rocoso.

- La alta calidad del macizo rocoso de estudio en términos de deformaciones, son una limitante para la simulación de su comportamiento, ya que, al momento de instalarse los instrumentos de medición de las convergencias, la mayor parte de la convergencia ya ha ocurrido y esta información se ha perdido, es decir, el macizo rocoso se ha deformado en su mayor parte antes de poder ser medido, registrándose solamente una deformación residual alrededor de la excavación.

- En esta investigación no se tuvo en cuenta los efectos de la circulación de agua por las discontinuidades del macizo rocoso. Un modelo más refinado puede considerar el flujo de agua como una condición que puede incidir en la estabilidad de la excavación de un túnel.

ANEXOS

Los anexos de esta investigación contienen la caracterización geológica del macizo rocoso, medidas de deformaciones con estaciones de convergencia y con sensores ópticos FBG, las clasificaciones geomecánicas RMR, Q y RQD y los datos de entrada para la modelación FEM en 2D. El listado de anexos es:

ANEXO A.
Geología del Túnel de Oriente.

ANEXO B.
Convergencias del Túnel de Oriente.

ANEXO C.
Lecturas de sensores ópticos FBG.

ANEXO D.
Clasificaciones Geomecánicas del Túnel de Oriente

ANEXO E.
Geometría del Túnel de Oriente

Estos anexos quedan disponibles para quien necesite información adicional sobre este trabajo y pueden ser solicitados al correo electrónico del estudiante:

Correo institucional:

afvelasquezort@unal.edu.co

Correo personal:

andresvelasquezrock@hotmail.com

REFERENCIAS

Alonso, E. (2002). Apuntes de la asignatura de Túneles: Tensiones en torno a excavaciones. . *UPC, ETSECCPB Edición.*, 3 - 4.

Al-top topografía. (2017). *Al top*. Obtenido de http://www.al-top.com/producto/cinta-de-convergencia-tipo-bgkm-20d

Arias, A. (1995). El relieve de la zona central de Antioquia: un palimpsesto de eventos tectónicos y climáticos. *Revista Facultad de Ingeniería de la Universidad de Antioquia*.

Barton, N., Loser, F., Lien, R., & Lunde, J. (1980). Application of Q-System in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1-9.

Bayspec Inc. (Mayo de 2008). Guia para usar interfaz gráfica. San Jose, California, Estados Unidos.

Bayspec Inc. (05 de 10 de 2017). Obtenido de http://www.bayspec.com/telecom-fiber-sensing/fbg-interrogation-analyzer/

Bieniawski, Z. (1988). Rock mass classification as a design aid in tunnelling. *Tunnels and Tunelling, 20(7)*, 19-22.

Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (1999). Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and underground space technologhy*, 187-213.

Causado Bulevas, J. D. (2011). Aplicaciones de sensores basados en redes de Bragg en fibra óptica en estructuras civiles. *Revista Colombiana de Física*, Vol. 43.

Cerecedo-Núñez, H. H., & Zenteno-Sánchez, L. A. (1999). Caracterización de rejillas de Bragg en fibra óptica. *Revista Mexicana de Física*, 364-369.

Concesión Aburrá-Oriente. (2017). *Ensayo de Compresión Infonfinada de Rocas.* Medellín.

Consultoría Colombiana Ltda. (1982). *Estudio de Prefactibilidad Túnel Aburrá Oriente.* Medellín.

Deere, D. U., & Miller, E. P. (1966). *Engineering classification and index properties for intact rock in laboratory.* New Mexico.

Dunnicliff, J. (1993). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance.* Lexington, Massachussetts: John Wiley & Sons Inc.

Fang, Z., & Harrison, J. P. (2002). Development of a local degradation approach to the modelling of brittle fracture in heterogeneous rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 39(4)*, 443-457.

G.I.S. Ibérica. (2017). *Gisibérica*. Obtenido de http://www.gisiberica.com/cinta%20de%20convergencia/medidas%20de%20convergencia.htm

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

Griffith, A. A. (1920). *The Phenomenon of Rupture and Flow in Solids.* Londres: Royal Society.

HBM. (2017). *HBM*. Obtenido de https://www.hbm.com/es/4600/fs62-sensor-optico-de-deformacion-fibersensing/

Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). Empirical Strenght Criterion for Rock Masses. *J. Geotech. Eng 106*, 1030 - 1035.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1998). Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 35(1)*, 63-68.

Hoek, E., Kaiser, P., & Bawden, W. (1995). *Support of underground excavations in hard rock.* Toronto.

Hong, C. Y., Zhang, Y. F., Zhang, M. X., Leung, L. M., & Liu, L. Q. (2016). Application of FBG sensors for geotechnical health monitoring, a review of sensor design, implementation methods and packaging techniques. *Sensors and Actuators A: Physical, 244*, 184-197.

Integral S.A. (2010). *Informe final conexión vial Aburrá - Oriente.* Medellín.

Jing, L., & Hudson, J. A. (2002). Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(9)*, 409-427.

Liu, J., Feng, X.-T., & Ding, X.-L. (2003). Stability assessment of the Three-Gorges Dam foundation, China, using physical and numerical modeling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 633-652.

Menéndez, M. M. (2016). *Correlaciones para la estimación del módulo de deformación en macizos rocosos.*

MicronOptics. (05 de 10 de 2017). *http://www.micronoptics.com/products/sensing-solutions/instruments/*. Obtenido de http://www.micronoptics.com

Monsalve, J. E., Castro, A. J., & Bustamante, O. (2007). Análisis de excavaciones en la mina subterránea El Toro por medio de elementos finitos. *Boletín de ciencias de la tierra No. 21, Universidad Nacional de Colombia*, 23-38.

Pacher. (1975). Autor index. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 33-44.

Palmström, A. (1996). Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering: Part 1: The development of the Rock Mass index (RMi). *Tunnelling and Underground Space Technology*, 75-188.

Peck, R. (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique*, 171-187.

Ramirez, J. P. (2020). *Evaluation of estimation model for water inflows in the Amphibolite rock of the Eastern Tunnel, Antioquia (Colombia).* Medellín: Universidad Nacional de Colombia.

Rendón, D. A. (2003). Tectonic and sedimentary evolution of the upper Aburrá Valley, northern Colombian Andes. *Thesis Shimane University*. Japón.

Rey, M. A. (2016). *Análisis de la instrumentación y del monitoreo geotécnico en túneles estación e interestación del metro de Santiago.* Santiago de Chile: Universidad de Chile.

Riedmüller, G., & Schubert, W. (1999). Rock mass modeling in tunneling versus rock mass classification using rating methods. *American Rock Mechanics Association*, 1-6.

Rutqvist, J., Wu, Y., Tsang, C., & Bodvarsson, G. (2002). A modeling approach for analysis of coupled multiphase fluid flow, heat transfer, and deformation in fractured porous rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 429-442.

Serrano, A. (1998). *Mecánica de las rocas. Propiedades de las rocas.* Madrid.

Suarez-Burgoa, L. O., Valencia-González, Y., Ordonez-Carmona, O., Navarro-Montoya, A., & Hidalgo-Gómez, B. (2009). Rock engineering at the superior conduction tunnel of the Porce III hidroelectric project, Colombia. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, 69-86.

Terzaghi, K. (1963). Discussion of an approach to rock mechanics. *Proceedings of ASCE*, 295 - 300.

Triana, C. A. (2012). *Diseño e implementación de un sensor óptico basado en redes de difracción de Bragg.* Bogotá.

Underwood, E. (1972). The Mathematical Foundations of Quantitative Stereology. *ASTM International*, 1-36.

Wickham, G. E., & Tiedemann, H. R. (1974). Ground Support Prediction Model (RSR Concept). *Jacobs associates Inc*, 272.