



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Revisión y análisis de las deformaciones en la solera sobre un tramo del túnel de Sumapaz- Cundinamarca

Sergio Andrés Hernández Carrascal

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Bogotá D.C., Colombia

2021

Revisión y análisis de las deformaciones en la solera sobre un tramo del túnel de Sumapaz-Cundinamarca

Sergio Andrés Hernández Carrascal

Tesis o trabajo de investigación presentada(o) como requisito parcial para optar al título
de:

Magister en Ingeniería – Geotecnia

Director:

Mario Camilo Torres Suárez, IC, MSc, PhD.

Línea de Investigación:

Mecánica de rocas, túneles, estados de esfuerzos y deformaciones

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Bogotá D.C., Colombia

2021

“And in the end it’s not the years in your life that count; it’s the life in your years.”

Abraham Lincoln.

Agradecimientos

El desarrollo de este proyecto no hubiera sido posible sin la inmensa contribución de las personas y entidades que aportaron en cierta manera su granito de arena, apoyándome y brindándome los conocimientos necesarios para cumplir esta meta, es por esta razón que les expreso este pequeño reconocimiento.

Al Ing. Mario Camilo Torres Suarez, director de este trabajo, por sus enormes conocimientos, por sus consejos, su manera crítica de ver la ingeniería actual, su amistad y su acompañamiento durante todo este proceso que me ha llevado a ser mejor profesional y especialmente mejor persona, sin su ayuda esto no hubiese sido posible, mil gracias.

A mi alma mater, la Universidad Nacional de Colombia por haberme brindado todos los conocimientos necesarios y haberme formado como un profesional integro.

Al ing. Daniel Mateo Díaz Blandón, por la contribución con su conocimiento indispensable para el desarrollo de este trabajo.

Al Ing. Rafel Ángel Cruz Baquero, por su apoyo incondicional durante todo este proceso, por sus múltiples enseñanzas de vida y especialmente por el voto de confianza que en estos últimos años depositó en mí, feliz viaje.

A la Agencia Nacional de Infraestructura, ANI y Vía 40 Express S.A.S por permitirme emplear su información técnica como insumo esencial para este trabajo.

A mi amigo el Ing. Sebastián Sandoval Montoya, quien me apoyó durante toda mi formación profesional y a su familia por todo el cariño que me fue brindado.

A mi familia, sin ellos este gran sueño nunca hubiera sido posible.

Resumen

Revisión y análisis de las deformaciones en la solera sobre un tramo del túnel de Sumapaz- Cundinamarca

El presente trabajo de investigación buscó analizar y comprender las deformaciones en una zona sobre el pavimento al interior del Túnel de Sumapaz. Se estudiaron los daños en la estructura del pavimento a lo largo de los últimos 10 años según diversos informes y trabajos de investigación, adicionalmente se siguió una metodología planteada por profesionales que han investigado los materiales de la zona para determinar los estados de esfuerzos y así generar una relación entre estos resultados y la teoría de la liberación de la energía de deformación almacenada.

Se revisó información de los diseños iniciales, de estudios posteriores e información suministrada por el concesionario encargado de la ampliación de este proyecto y así generar un marco de referencia de la condición actual del túnel. Además, se contó con insumos esenciales para lograr aplicar la metodología y la orientación de profesionales expertos en este tipo de materiales. Finalmente, se propone una serie de pasos a seguir para diseñar obras de mitigación que logren optimizar el flujo vehicular al interior del túnel.

Palabras clave: (liberación de energía, propiedades mecánicas, estudios geofísicos, estados de esfuerzos).

Abstract

Review and analysis of the deformations in the slab of a section of the Sumapaz-Cundinamarca tunnel

This thesis looked for analysing and understanding the deformations in the pavement at the interior of the Sumapaz Tunnel. the pavement structure damages were studied for a period of several years based on reports and investigations performed by others. in addition, a methodology proposed by researchers, who have studied the stress state of local rock masses has been applied. A relationship between those results and the theory of the stored deformation energy release has been developed.

The information of the initial and subsequent designs, and the data supplied by the road concessionaire in charge of the road enhancement were employed to establish a reference framework of condition of the tunnel. On the other hand, the essential data input for applying the methodology was collected. Besides that, the orientation of experts in this kind of rock masses was considered. Finally, a series of design steps for mitigation works were proposed to optimise the transit of vehicles along the tunnel.

Keywords: (liberation of energy, mechanical properties, geophysical survey, stress states)

Contenido

	Pág.
Introducción	1
1. Antecedentes y justificación	5
1.1 Generalidades	5
1.2 Túnel de Sumapaz	6
2. Marco conceptual	10
2.1 Mecánica de Rocas Lodosas	10
2.1.1 Conceptos generales.....	10
2.1.2 Clasificación de las rocas lodosas	11
2.2 Ensayos Geofísicos	14
2.2.1 Refracción Sísmica.....	15
2.2.2 Reflexión Sísmica.....	19
2.2.3 Análisis Espectral de Ondas Superficiales, SASW	20
2.2.4 Análisis Multicanal de Ondas Superficiales, MASW.....	22
2.3 Modelo de Sheorey	23
3. Marco teórico	25
3.1 Evaluación de los Estados de Esfuerzos in situ	25
3.1.1 Importancia en los proyectos de ingeniería	25
3.1.2 Fundamentos en la estimación de los estados de esfuerzos.....	27
3.1.3 Factores que afectan los estados de esfuerzos	28
3.2 Modelo para estimar los estados de esfuerzos propuesto por Díaz y Torres (2015)	31
3.2.1 Proceso metodológico	31
3.3 Liberación de energía de deformación.....	34
4. Metodología.....	38
4.1 Descripción de la problemática en la solera del túnel	38
4.1.1 Comunicado de la ANI en 2014	44
4.1.2 Visita a cargo de los especialistas de la interventoría Consorsio SEG-Incoplan	45
4.1.3 Diseño de la rehabilitación de obra civil para el túnel de Sumapaz.....	47
4.1.4 Reporte estado actual del pavimento en 2018	55
4.2 Modelación del estado inicial de Túnel de Sumapaz	59
4.3 Ensayos geofísicos para estimación de esfuerzos.	64
4.4 Estimación de los estados de esfuerzo empleando la metodología de Díaz y Torres.	74

5. Resultados y análisis	80
6. Conclusiones y recomendaciones	89
6.1 Conclusiones.....	89
6.2 Recomendaciones	93
Anexo 1: Informe de daños del pavimento.	97
Anexo 2: Parámetros de diseño.....	99
Anexo 3: Resultados de los estados de esfuerzos.	100
7. Bibliografía	101

Lista de figuras

Figura 1.1: Localización general del proyecto.....	6
Figura 1.2: Geología regional del proyecto	7
Figura 1.3: Patrón de deformaciones en el pavimento	8
Figura 1.4: Deformación excesiva y patrón de falla en 2017	9
Figura 2.1: Fuentes de sedimento y ciclo de las rocas lodosas.	11
Figura 2.2: Transporte de partículas.	12
Figura 2.3: Equipo sísmico común utilizado para pequeñas profundidades.	15
Figura 2.4: Fundamentos de la refracción sísmica (a) Trayectoria de las ondas refractadas (b) Gráfico de tiempo-distancia para tres capas horizontales.	16
Figura 2.5: Principio básico de la refracción sísmica en depósitos horizontales.	17
Figura 2.6: Ley de Snell sobre la refracción de onda en la interface entre dos medios. .	18
Figura 2.7: Refracción sísmica en capas inclinadas de material.	18
Figura 2.8: Trayectorias de onda directa y reflejada, relación tiempo-distancia de ondas directas y reflejadas	19
Figura 2.9: Configuración típica de las fuentes y los receptores en el ensayo de SASW.	20
Figura 2.10: Curva experimental de dispersión obtenida del ensayo SASW.....	21
Figura 2.11: Paso a paso en el método MASW.....	22
Figura 2.12: Relación de los esfuerzos verticales y esfuerzos horizontales en función de la profundidad para diversos módulos de deformación según el modelo de Sheorey (Eh en GPa).....	24
Figura 3.1: Relación de los esfuerzos verticales y la profundidad en múltiples proyectos.	27
Figura 3.2: Cambios en los estados de esfuerzos producidos por la topografía, la erosión, las inclusiones o diques y las discontinuidades.	28
Figura 3.3: Relación esfuerzo-deformación según teoría elástica.	29
Figura 3.4: Variación de la relación entre los esfuerzos horizontales y verticales en función de la profundidad, según diversos autores.	30
Figura 3.5: Metodología propuesta para la estimación de los estados de esfuerzo por Díaz y Torres (2015).	33
Figura 3.6: Efecto de la relajación de esfuerzos por procesos erosivos	35
Figura 3.7: Carga-descarga y sus efectos en la resistencia de la roca.....	36
Figura 3.8: Curvas esfuerzo vs deformación clase I y clase II	37
Figura 4.1: Localización del túnel de Sumapaz	38
Figura 4.2: Sección transversal del túnel.	39

Figura 4.3: Distribución de terrenos en el túnel de Sumapaz.....	42
Figura 4.4: Alineamiento de falla geológica que atraviesa transversalmente la mitad del túnel.....	43
Figura 4.5: Lineamientos de fallas de cabalgamiento que afectan el sector de interés del túnel, aproximadamente 750 m a 1.000 m de longitud.....	43
Figura 4.6: Grietas reportadas por los especialistas.....	44
Figura 4.7: Afectaciones del pavimento en ambos carriles.	45
Figura 4.8: Deformación excesiva y patrón de falla.....	46
Figura 4.9: Levantamiento del andén a lo largo del tramo estudiado	46
Figura 4.10: Desprendimiento de bordillo por presión	47
Figura 4.11: IRI a lo largo del túnel de Sumapaz.....	48
Figura 4.12: Ejecución del Deflectómetro de impacto FWD	49
Figura 4.13: Deflexión central a lo largo del túnel de Sumapaz	51
Figura 4.14: Escalonamiento a lo largo del túnel de Sumapaz.	52
Figura 4.15: Funcionamiento del sistema LRIS	53
Figura 4.16: Grietas lineales a lo largo del túnel.....	53
Figura 4.17: Losa dividida a lo largo del túnel, carril exterior e interior	54
Figura 4.18: Ejemplos de transferencia de carga, a la izquierda una eficiencia nula y la derecha una eficiencia óptima.....	54
Figura 4.19: Transferencia de carga al largo del túnel de Sumapaz.....	55
Figura 4.20: Levantamiento de las losas de los andenes.....	56
Figura 4.21: Grieta longitudinal	56
Figura 4.22: Zona de afectaciones.....	58
Figura 4.23: Desplazamientos máximos	60
Figura 4.24: Factor de seguridad	61
Figura 4.25: Esfuerzos antes de la excavación (MPa).	63
Figura 4.26: Esfuerzos después de la excavación (MPa).....	63
Figura 4.27: Línea de refracción sísmica LS-13.....	65
Figura 4.28: Resultados de línea de refracción sísmica (tomografía sísmica).	66
Figura 4.29: Resultados de línea de refracción sísmica (modelo simplificado).	66
Figura 4.30: Clasificación del tipo de suelo según la NSR-10.....	67
Figura 4.31: Localización PT-1	69
Figura 4.32: Espectros de fase PT-1.....	70
Figura 4.33: Modelo 1D PT-1	71
Figura 4.34: Perfil en profundidad PT-1	72
Figura 4.35: $E_{\text{lab}}^{\text{dinámico}} / E_{\text{lab}}^{\text{estático}}$ para rocas sedimentarias vs V_p	75
Figura 4.36: Relación de esfuerzos horizontales y verticales K según propuesta de Sheorey (1994).	77
Figura 4.37: Esfuerzo vertical (rojo) y esfuerzo horizontal (azul) a lo largo del corredor. 79	
Figura 5.1: Esfuerzos verticales	80
Figura 5.2: Relación k en la zona de interés.	81
Figura 5.3: Esfuerzos horizontales en la zona con deformaciones.	82

Figura 5.4: Resistencia del macizo rocoso en rocas sedimentaria colombianas según propuestas de Torres (2005)	83
Figura 5.5: C_{om} y $C_{o\text{ disponible}}$ a lo largo de la zona de interés	84
Figura 5.6: Alternativa propuesta de rehabilitación en la zona con deformaciones.....	85

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 2.1: Rocas lodosas: clasificación.....	13
Tabla 4.1: Características de la sección del túnel de Sumapaz	39
Tabla 4.2: Clasificación de los macizos rocosos según el RMR.....	42
Tabla 4.3: Tramos del pavimento del túnel de Sumapaz según el PCI.....	48
Tabla 4.4: Proyección de los ejes equivalentes para la Unidad Funcional del proyecto tercer carril Bogotá-Girardot	50
Tabla 4.5: Número de chequeos puntuales que no cumplen el criterio de aprobación....	52
Tabla 4.6: Parámetros geotécnicos de diseño iniciales.	59
Tabla 4.7: Sistema de sostenimiento adoptado en las zonas de interés dentro del túnel de Sumapaz.	61
Tabla 4.8: Localización de líneas MASW.	64
Tabla 4.9: Localización de líneas de refracción sísmica.	64
Tabla 4.10: V_s promedio (m/s) a lo largo de la zona de estudio	73
Tabla 4.11: Parámetros geomecánicos de la PT-1.	74
Tabla 4.12: Obtención del E_o^{lab}	76
Tabla 4.13: Estados de esfuerzos PT-11	78

Introducción

El desarrollo económico en el país ha generado la necesidad de interconectar las diversas regiones, con el fin de generar una circulación de personas y mercancías cada vez más eficiente, obligando a enfrentarnos a una geología y geomorfología desafiantes donde por ejemplo encontramos, zonas con macizos rocosos muy fracturados o formados por materiales muy blandos y sin embargo debemos plantear soluciones de ingeniería que logren atravesarlos y soportar los cambios de esfuerzos que se generaran durante su construcción y vida útil.

Una solución ingenieril que se ha venido implementando con mayor frecuencia en las últimas décadas son los túneles. Un problema esencial que se ha visto en la construcción de estas obras es el desconocimiento de los estados esfuerzos iniciales en los macizos, bien sea por los complejos sistemas de estimación de los mismos, o por los elevados costos que acarrearán para el proyecto. Si bien, las propiedades de los materiales, la topografía de la zona, la geomorfología, la geología local y regional genera una influencia sobre dichos estados de esfuerzos, existen algunos factores adicionales como las presiones litostáticas, presiones de confinamiento, esfuerzos tectónicos. (Díaz, 2015).

En la Cordillera Oriental Colombiana se evidencia abundante presencia de rocas lodosas, materiales de comportamiento complejo y relativamente poco comprendido en la ingeniería práctica. Su origen proviene del proceso de consolidación de sedimentos de limo y arcilla, en donde los a partir de los grumos de estos materiales pueden formarse cementos minerales de diferentes orígenes: silíceo, calcáreo, ferruginoso o arcilloso (Montero, 2010). El comportamiento esfuerzo-deformación de este material dependerá de su grado de consolidación y su durabilidad vendrá dada por el bonding o enlaces entre partículas. (Montero y Torres, 2007)

Si se suman las características únicas de la formación de las rocas y el comportamiento tectónico agresivo al que se ha sometido durante todo el tiempo, se induce una gran

cantidad de energía de deformación almacenada. La realización de una de las obras de ingeniería mencionada previamente, como la excavación para un corredor vial, conlleva a un cambio en el estado de esfuerzos inicial, pérdida del material cementante y deformaciones considerables pueden de alguna forma representar la liberación de esta energía, este fenómeno ocasionando por las descargas considerables en el material, la redistribución de esfuerzos, rotura de los enlaces y degradación de la estructura da lugar a procesos de remoción en masa cuyo mecanismo es denominado “falla progresiva” Bjerrum, L.(1967), y se incrementan por procesos naturales o antrópicos comunes como los ciclos de carga - descarga y humedecimiento -secado (Torres, 2011).

En el año 2010 se finalizó la construcción del túnel de Sumapaz, localizado en la vía Bogotá-Girardot, de longitud 4.173 m, costó más de \$190.000'000.000 (del año 2003), proyecto concebido en 1998 con diseños iniciales de la empresa INGETEC S.A. y posteriores por la firma PONCE DE LEÓN. El proceso constructivo de este túnel fue el Nuevo Método Austriaco (NATM) desarrollado por Rabcewicz, L. () que consiste en realizar un seguimiento paso a paso del proceso de excavación en el túnel, aplicando un monitoreo del comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales constituyentes contrastando los diseños iniciales y el comportamiento esperado con el comportamiento reflejado y de ser necesario aplicar un sostenimiento provisional inmediatamente antes que el material se vea afectado por la descarga ejercida en la excavación, de carácter temporal durante el proceso constructivo. Este revestimiento debe ser analizado en el diseño final, debido a los altos esfuerzos a los que es sometido.

Este sistema requiere de un buen estudio geotécnico y comprensión de la calidad y comportamiento del macizo rocoso, para lograr optimizar en gran manera los recursos necesarios para garantizar la estabilidad de los materiales. Si se revisa el estudio geotécnico que se realizó para la construcción del túnel se puede observar que las perforaciones realizadas llegan máximo a una profundidad de 100 m y la cobertura promedio del túnel es de 300 m, se considera insuficiente para determinar las características y el comportamiento de estos materiales tan complejos (Camacho, 2018).

En los diez años posteriores a la construcción del túnel se ha venido presentando una continua problemática en su capa de rodadura afectando la transitabilidad, seguridad y comodidad dentro del mismo, específicamente en un tramo de la solera donde se

evidencian deformaciones en el pavimento, ondulaciones, grietas, levantamientos y otros problemas severos que han persistido en el tiempo a pesar de las múltiples intervenciones ingenieriles ejecutadas y que no se ha logrado determinar la razón fundamental de su origen.

Este trabajo final presenta los resultados obtenidos del estudio realizado sobre un tramo del Túnel de Sumapaz, comprendido entre los PR 39+350 (PK87+350) a PR 40+252 (PK86+448) de la vía Bogotá - Girardot, zona de gran interés geotécnico por la complejidad de los materiales que allí se han formado a lo largo del tiempo geológico y que reviste una importancia primordial debido a la futura construcción de cuatro túneles viales inicialmente contemplados, o un túnel paralelo, en el proyecto tercer carril Bogotá-Girardot

Según todo lo anterior, se motiva a los ingenieros geotecnistas a realizar estudios similares y aplicar metodologías como ésta, la cual toma como referencia los resultados de los estudios geofísicos para estimar los estados de esfuerzos en los materiales, en proyectos de ingeniería que involucran materiales de naturaleza susceptible a un deterioro importante ocasionado por fenómenos de meteorización, procesos de carga-descarga y ciclos de humedecimiento-secado (Torres, 2011), para así acercarse a una mejor estimación en los estados de esfuerzos in-situ y su relación con eventuales procesos de liberación de energía almacenada en materiales tan abundantes en nuestra geología como lo son las rocas lodosas de la Cordillera Oriental Colombiana.

Objetivos

Objetivo General

- Estudiar las deformaciones presentes a nivel de solera en un tramo del túnel de Sumapaz, generadas por posibles procesos de liberación de energía de deformación.

Objetivos Específicos

- Evaluar el comportamiento mecánico del macizo rocoso en el tiempo a lo largo del túnel de Sumapaz.
- Aplicar un modelo teórico que permita determinar las deformaciones ocasionadas por eventuales procesos de liberación de energía almacenada de deformación.
- Proponer un método de mitigación de estas deformaciones y reparación de los daños ocasionados.

1. Antecedentes y justificación

1.1 Generalidades

Durante los últimos años gracias a los avances de estudios realizados en las rocas lodosas, se ha logrado determinar su gran susceptibilidad a fenómenos naturales como son los ciclos de humedecimiento-secado y ciclos de carga-descarga observando la disminución en ciertas propiedades como la resistencia debida a la pérdida de los enlaces (Torres, 2011).

Debido a esto, es importante realizar una aproximación a la condición de los estados de esfuerzos cuando se realizan obras ingenieriles importantes que involucren procesos de descarga, como lo son las excavaciones, un claro ejemplo de esto es el túnel de Sumapaz. Un obstáculo para esto es el desconocimiento de los esfuerzos iniciales principalmente por el alto costo y la complejidad que pueden implicar estas pruebas en macizos rocosos (hidrofracturamiento, pruebas de gatos plano, pruebas de placa flexible), además de las importantes incertidumbres que pueden subsistir dado el grado de representatividad que el volumen auscultado pueda significar para todas las unidades geológicas presentes.

Una alternativa para el análisis de los estados de esfuerzos es evaluar los módulos propios de cada material haciendo uso de los resultados de un estudio geofísico completo, con técnicas de Líneas de Refracción Sísmica y Técnicas de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), ensayos de tipo Down-hole, usando el modelo propuesto por Sheorey (1994) y establecer la relación esfuerzo-deformación según las características geológicas-geomorfológicas del macizo rocoso.

La geología colombiana es muy compleja y por ende requiere todo el trabajo y conocimiento que los investigadores y profesionales puedan aportar, es indispensable

también que se fomente desde la academia un mayor impulso sobre la importancia de una campaña de investigación del subsuelo completa e integra para lograr generar un mayor entendimiento del comportamiento de los materiales en la zona de trabajo. En muchos proyectos, los planes de investigación y exploración geotécnica son limitados llegando a ser inexistentes.

Se hace énfasis en el comportamiento tan complejo que presentan los geomateriales, de características tan diferentes a las de los materiales sintéticos creados en laboratorios, y recordar siempre que una buena comprensión del desempeño que tendrán los materiales en las obras de ingeniería puede optimizar en gran magnitud las estructuras planteadas y disminuir los costos tan elevados que presentan las megaobras de ingeniería.

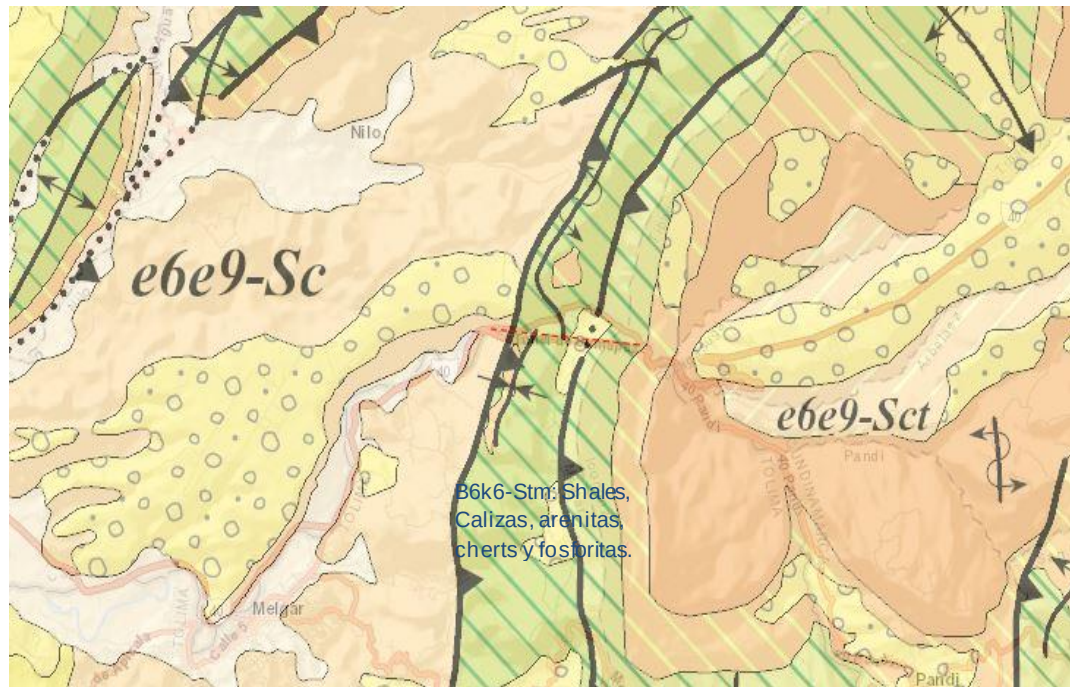
1.2 Túnel de Sumapaz

La ubicación general del proyecto se encuentra entre Girardot y Bogotá, mostrada en la Figura 1.1. La geología general del proyecto de interés está caracterizada por rocas sedimentarias de origen lodoso, principalmente shales, calizas, fosforitas, arenitas y cherts de las formaciones rocosas b6k6-Stm, de edad Albiano-Maastrichtiano, la geología se puede observar en la Figura 1.2 tomada del Servicio Geológico Colombiano-SGC. Las estructuras geológicas presentes consisten en un bloque oriental monoclinal, un bloque central anticlinal y un tercer bloque occidental anticlinal delimitados por las fallas de Quininí y Melgar y algunas fallas menores (Camacho, 2018).

Figura 1.1: Localización general del proyecto



Fuente: (Adaptación propia de Google Earth®)

Figura 1.2: Geología regional del proyecto

Fuente: (Servicio Geológico Colombiano, 2015)

Se puede observar en el pavimento al interior del túnel, en cierto tramo ubicado entre PR 39+350 (PK87+350) a PR 40+252(PK86+448) dirección Girardot-Bogotá, un patrón de grietas de magnitud considerables (Figura 1.3) y adicionalmente una fenomenología de deformaciones a nivel longitudinal con ondulaciones del pavimento con longitud de 10 a 15 m (Figura1.4), como en sentido transversal con deformaciones en los andenes laterales y cierre de la solera, así como desprendimiento de sectores del bordillo de los andenes, posible manifestación de los esfuerzos lateral actuales.

A lo largo del corredor discurre un entorno geológico complejo, compuesto por un sistema de fallas y por materiales de comportamiento muy variable y complejo, afectaciones que se han observado en el interior del túnel de Sumapaz se encuentran localizadas en una región en particular, no se descarta que esta problemática desarrollara un comportamiento progresivo en conjunto con otros problemas típicos de proyectos tan complejos como la construcción de túneles en materiales con comportamientos particulares y en regiones difíciles como la estudiada.

Figura 1.3: Patrón de deformaciones en el pavimento



Fuente: (Informe rehabilitación del pavimento al interior del túnel de Sumapaz TAT, 2017)

Los constantes problemas presentes en las losas de pavimento, mencionados previamente, no se atribuyen completamente a la presencia de los lineamientos de fallas geológicas, ya que además de las ondulaciones longitudinales se presentan deformaciones importantes a nivel de solera del túnel, se puede apreciar además un cierre transversal. Este fenómeno se puede asociar mejor al comportamiento de las rocas lodosas, que han almacenado durante el tiempo geológico una gran cantidad de energía de deformación que se comienza a liberar desde el momento de la pérdida de confinamiento producto de la excavación.

A lo largo de los años desde su puesta en servicio se han planteado múltiples teorías y realizado estudios sobre la aparición recurrente de esta fenomenología de daños del pavimento al interior del túnel de Sumapaz, se pueden destacar la posible expansividad de los materiales constitutivos, se han observado afectaciones similares a las que estas originarían, las propiedades de los materiales propios de la zona y los ensayos de expansividad y de propiedades mineralógicas, demostraron que no es un comportamiento común en la zona y permite descartar esta teoría. Sin embargo, esto permite dilucidar que

los problemas reflejados en el pavimento puedan deberse a propiedades y comportamientos propios de los materiales presentes en el área de interés.

Figura 1.4: Deformación excesiva y patrón de falla en 2017.



Fuente: (Informe de Visita Unidad Funcional Dos – Proyecto 3er Carril Bogotá-Girardot, 2017)

Este trabajo considera como un análisis pertinente de esta fenomenología su correlación con el análisis de los estados de esfuerzos in-situ, es una aproximación y presenta múltiples limitaciones permite dar claridad y entendimiento de cómo se han comportado los esfuerzos a lo largo del tiempo ante las diferentes acciones ambientales y antrópicas, qué tan deteriorados se encuentran los geomateriales y cómo puede ser su comportamiento y desempeño con el paso del tiempo.

Se considera importante ampliar los estudios sobre el eventual proceso de liberación de energía de deformación almacenada propuesta por Bjerrum en 1967, que tienen una gran incidencia en nuestro medio geológico-geotécnico tan complejo y podría dar claridad sobre muchos fenómenos de deformación que se han visto en el país, se motiva a los profesionales de las áreas de común interés para que realicen investigaciones sobre diversas metodologías y maneras de seguimiento, control y mitigación de este tipo de fenómenos que pueden llegar a tener una gran incidencia en proyectos de ingeniería importantes a nivel nacional.

2.Marco conceptual

2.1 Mecánica de Rocas Lodosas

2.1.1 Conceptos generales

Estos materiales son rocas que debido a su proceso diagenético se ven severamente afectados por los procesos de meteorización, disminuyendo principalmente las características que más interesan en los análisis de ingeniería, estos pueden ser pérdida de resistencia, pérdida de los enlaces, fracturamiento entre otros. El comportamiento mecánico de las "rocas lodosas" son poco entendidas en ingeniería, a pesar de ser muy abundantes en nuestra geología colombiana.

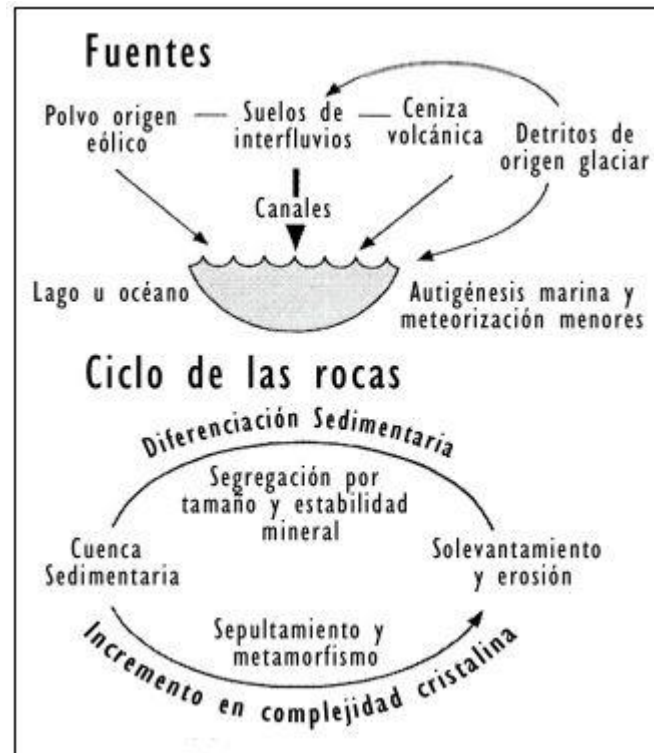
Se pueden considerar dos tipos de rocas lodosas, las de compactación y las de cementación (Mead, 1936). Las primeras, generalmente no son muy duraderas, ni muy fuertes y se ha comprobado que son muy inestables, severamente afectadas por la presencia de agua pueden expandirse y desintegrarse rápidamente. Estos fenómenos también se han comprobado en proyectos que contengan excavaciones, lo que comprueba su poca resistencia ante los procesos de descarga, se puede decir que su comportamiento es más parecido al del suelo. Las segundas, con un comportamiento más similar al de una roca, son en términos durables, resistentes y firmes, pero generalmente de comportamiento más pobre frente muchas otras clases de rocas conocidas.

Estas rocas sedimentarias se producen por la depositación de sedimentos de tamaño de partícula muy pequeño tipo limo y arcilla, sumado a los diferentes fenómenos diagenéticos en los cuales ocurren los procesos de consolidación, compactación y cementación. Finalmente se produce un material laminar, de composición arcillosa y su comportamiento puede variar entre un suelo duro y una roca blanda (Terzaghi y Peck, 1967).

Estos sedimentos provienen de diferentes fuentes, los que son de tamaño tipo arcilla son el resultado de la meteorización química de las rocas superficiales y las de tamaño limo provienen bien sea del producto del desgaste en el transporte fluvial, congelamientos y deshielos, disminución en la presión de confinamiento, en general de cualquier proceso que arroje como resultado una partícula de tamaño más pequeño que la original, o de procedencia biológica, por ejemplo cuando un animal genera un producto a partir de un

grano más grande. (Potter et al, 2005). En la Figura 2.1 se muestran las diferentes fuentes de sedimentos que son parte de las estas rocas y el ciclo de las mismas.

Figura 2.1: Fuentes de sedimento y ciclo de las rocas lodosas.



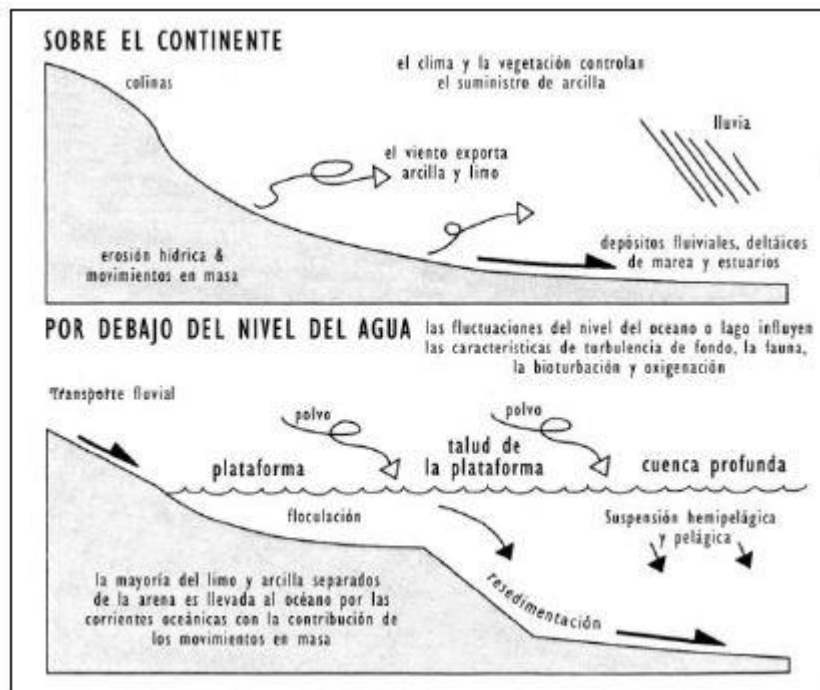
Fuente: (tomado Montero et al., 2012: adaptado de Potter et al., 2005)

2.1.2 Clasificación de las rocas lodosas

Los ambientes sedimentarios son aquellos donde la unión de factores físicos, químicos y biológicos permiten la acumulación de sedimentos e influyen directamente en las propiedades de los mismos, Dumbor y Rodgers en 1957 muestran una de las múltiples clasificaciones de estos ambientes. Cuando se tiene un ambiente con baja energía se puede decir que es un ambiente óptimo para la formación de estas rocas.

Cada tamaño de partícula tiene un mecanismo de transporte diferente (Figura 2.2), por ejemplo, las de tipo limo se transportan tanto de manera superficial como en el fondo del medio mientras que las partículas de tamaño arcilla se transportan por la corriente fluvial de forma suspendida. Cuando la velocidad de las corrientes es mayor a la tasa de asentamiento de partículas, tanto el lodo como el limo fino (< 15 micrones) se transportan de manera suspendida por largas distancias y con diversos niveles de energía. (Krumbein y Sloss, 1951).

Figura 2.2: Transporte de partículas.



Fuente: (tomado Montero et al., 2012; adaptado de Potter et al., 2005)

Los depósitos se generan principalmente por asentamientos por gravedad, fenómenos de floculación y la peletización. Las de tamaño arcilla se depositan mediante los tres mecanismos, la floculación puede ser de tipo físico, donde la carga negativa de las arcillas es contrarrestada por los cationes del medio marino logrando una superficie laminar y la floculación, y de tipo biológico cuando las bacterias y otros seres segregan sustancias mucosas que funcionan como aglutinantes de un conjunto de partículas diminutas tipo arcilla y limo, formando agregados con pesos suficientes para propiciar su sedimentación.

La mayor parte de los lodos se transportan generalmente como agregados y su acumulación es más pronunciada en zonas de baja energía donde las corrientes de fondo no pueden arrastrarlas, o donde la concentración de lodos es tal que contrarresta la energía de las olas. Las partículas de tamaño arcilla se asientan en el fondo donde la turbulencia y energía son muy bajas. Las rocas lodosas del tipo arcillolitas y shale lodoso contienen un gran porcentaje de materia orgánica. (Potter et al., 2005)

La diagénesis y litificación son los cambios que sufren los depósitos sedimentarios cuando se acumulan en cuencas. Las partículas minerales, los fragmentos orgánicos, las sustancias coloidales y mezclas de las mismas forman láminas al depositarse de forma suelta (Krumbein y Sloss, 1951), formando una interfase entre el material existente y el medio de sedimentación. A medida que se va acumulando más lodo se van cerrando los espacios o poros, se va restringiendo el flujo y el confinamiento se va incrementando. Las

bajas temperaturas y presiones favorecen los cambios físico-químicos que acompañan los procesos de litificación en estos materiales.

Todos estos factores van incrementando a medida que aumenta la profundidad del depósito y el material litificado se transforma poco a poco en una roca lodosa. El proceso de consolidación, que sucede de forma paralela genera cambios en la textura y mineralogía del material a raíz de la disipación de las presiones de agua. El lodo depositado reduce su volumen, su porosidad y su permeabilidad, y aumenta su velocidad de onda y densidad. Finalmente, la materia orgánica se comprime y se deforma, junto con la arcilla, alrededor de los granos formados inicialmente, pasando por un proceso de litificación y formando el material rocoso. (Díaz, 2015).

Montero y Torres consideran una clasificación petrológica de campo las categorías planteadas por Lundergard y Samuels en 1980 (Tabla 2.1), esta clasificación es relativamente simple y puede ser determinada mediante una lupa y algo de criterio, los parámetros base son cantidad de material limoso que se pueda apreciar y la laminación que contenga.

Tabla 2.1: Rocas lodosas: clasificación

Clasificación propuesta por Lundergard & Samuels (1980)			
Limo <1/3	Limo 1/3-2/3	Limo >2/3	Laminada
Arcillolita	Lodolita	Limolita	No
Shale arcilloso	Shale lodoso	Limonita laminada	Si
Suave cuando se mastica	Arenoso cuando se mastica	Gran cantidad de limo, visible.	Según criterio de campo
Argilita (se excluye de las rocas sedimentarias)	Con limo y arcilla		No

Fuente: Tomada de Montero et al, 2010 (Lundergard and Samuels, 1980)

Adicionalmente, las rocas lodosas se pueden clasificar dependiendo de la laminación y la fisilidad, si bien autores como Boggs en 2009 proponen clasificar las rocas lodosas con base en la fisilidad, Montero y Torres (2010) prefieren emplear la línea planteada por Lundergard y Samuels (1980) y tratar la fisilidad como algo no genético de la roca sino por el contrario un factor que se encuentra altamente relacionado con el grado de meteorización que ha experimentado el material. La laminación puede separarse a su vez en:

- Laminación por fábrica: De fácil observación con lupa, se refiere a la los granos minerales de poco tamaño que se encuentran laminados en direcciones paralelas.
- Laminación por el tamaño de grano: Depende mucho de la composición de cada material y sus variaciones, usualmente varían entre capas de carbonato, limo-cuarzo o materia orgánica.

- Laminación por color: La principal diferencia se da según la cantidad de materia orgánica y sus variaciones de colores, igualmente es muy dependiente de la variación en la composición de cada material.

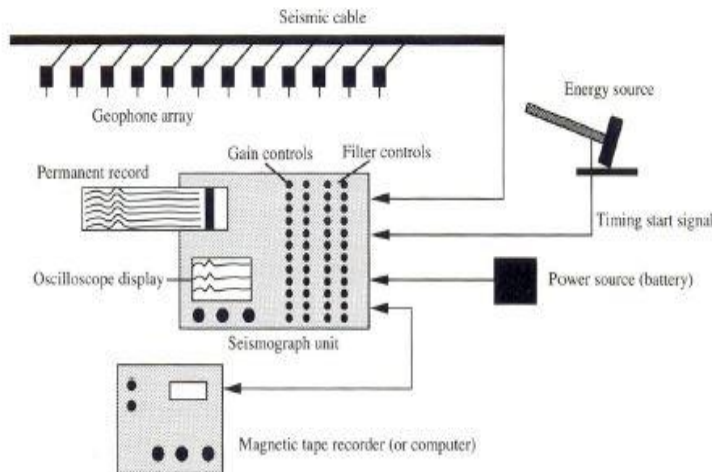
Se podría pensar también en una clasificación de tipo ingenieril que viene a estar muy influenciada por el origen de cada tipo de roca, por ejemplo, los shales de cementación, son de muy alta resistencia y durables ante los efectos ambientales. Los shales de compactación, presentan una cementación pobre y fácil deterioro, una alta tasa de deformación y una resistencia relativamente baja (Mead, 1936).

Es muy habitual ver que se les llame materiales tipo roca a los shales de cementación y materiales tipo suelo a los shales de compactación. En las excavaciones se pueden apreciar los shales de compactación gracias a su desmoronamiento repentino, fácil agrietamiento y turgencia. Cuando la cantidad de minerales expansivos es suficiente las rocas lodosas presentan algunas superficies pulidas o *slickensides* gracias a los cambios volumétricos de los procesos de humedecimiento-secado y la fricción y fenómeno de cizalla que se genera (Montero et al., 2010).

2.2 Ensayos Geofísicos

La investigación sísmica es una forma de la investigación geofísica que tiene como objeto medir propiedades del terreno con base en principios físicos y las propiedades elásticas del medio. Se puede detectar la forma y profundidades de las estructuras geológicas mediante su respuesta a ondas elásticas sísmicas. Existen varias fuentes de energía a utilizar dependiendo el estudio específico, se debe garantizar que la energía de aplicación sea suficiente para que la señal sea recibida lo suficientemente amplia y clara, se utilizan frecuentemente tres tipos de fuentes de energía: La caída de pesos, siendo esta la más usada en profundidades menores a cincuenta metros que consiste en emplear un martillo de tres o cinco kilogramos para golpear una placa metálica en el suelo y así transmitir la energía del golpe al medio, se usa también la dinamita o compuestos químicos para profundidades mayores y los cañones de aire utilizados en la prospección sísmica en el agua. Además, dependiendo de la importancia y el presupuesto del proyecto se pueden utilizar diferentes equipos, pero en términos generales estos equipos deben cumplir como mínimo estas tres funciones: La detección del movimiento del suelo, acondicionamiento de la señal detectada y registro de la señal (Estrada, 2008).

Un equipo utilizado para profundidades pequeñas debe constar como mínimo de geófonos, cables sísmicos, fuentes de energía, registrador, filtros y controladores de energía (ver Figura 2.3)

Figura 2.3: Equipo sísmico común utilizado para pequeñas profundidades.

Fuente: (Estrada, 2008)

Algunas ventajas de estos ensayos geofísicos es que cubren un área relativamente grande y se pueden emplear para optimizar la localización de los sondeos in-situ, evalúan las propiedades del medio a pequeñas deformaciones unitarias (del orden de 10^{-5}) por lo que permiten estudiar las propiedades en un rango elástico, son beneficiosos cuando los métodos convencionales de perforación son difíciles de ejecutar o el subsuelo se encuentra contaminado, son relativamente económicos en relación a su área de estudio.

Por otra parte, se pueden detectar ciertas desventajas, funcionan mejor cuando hay grandes diferencias de rigidez o conductividad entre capas de diferentes materiales, se presentan ciertas complicaciones si se trata de definir un perfil estratigráfico detallado cuando se encuentra un material duro sobre uno blando o un resistivo sobre un conductor, depende demasiado de la experiencia el operario y de quien realiza la inspección de resultados, se pueden mejorar los resultados al hacer una complementación con ensayos directos de campo (Srbulov, 2010).

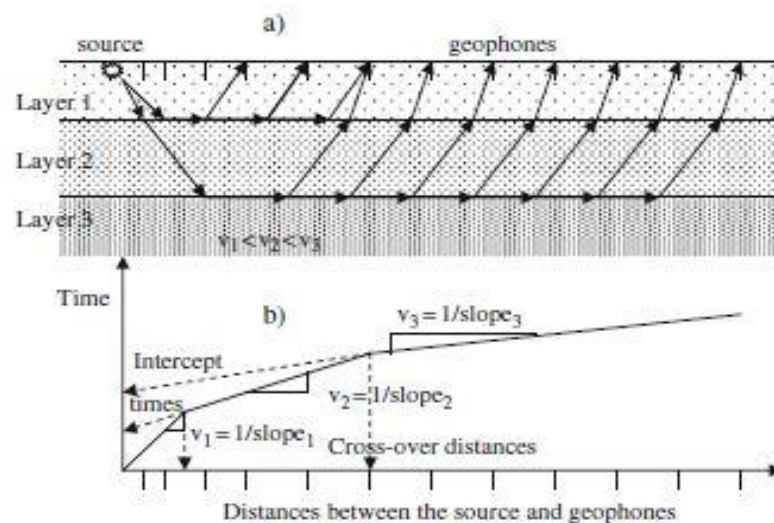
2.2.1 Refracción Sísmica

A continuación, se presenta un breve resumen del ensayo de refracción sísmica tomando como referencia el capítulo tres del libro titulado “Dinámica de suelos práctica – Casos de estudio en terremotos e ingeniería geotécnica”. Vol. 20 por Milustin Srbulov, 2011 y el libro “Ingeniería geotécnica de terremotos” de Ikuo Towhata, 2008.

La refracción sísmica utiliza para su análisis el cambio en la dirección que sufre una onda cuando cambia de materiales, fenómeno conocido como refracción y lo contrasta con las propiedades físico-químicas de estos, determinando la cantidad y espesores de estratos en el medio.

Este método se basa en la medida del tiempo de viaje de propagación de las ondas a partir de una fuente (golpe de martillo, caída de un peso, carga explosiva) a un receptor (geófono) localizado en la superficie del terreno (ver Figura 2.4). Entre los múltiples usos de este ensayo podemos encontrar la determinación de espesores comúnmente de cero a treinta metros de profundidad pero se ha visto situaciones en las que se estudian hasta trecientos metros de capas superficiales (máximo cuatro), determinar los posibles niveles de agua en el terreno, parámetro que es clave en muchos estudios de ingeniería, determinar las velocidades de propagación de ondas longitudinales (estas son las más rápidas y las primeras en llegar), es posible también determinar la velocidad de propagación de ondas transversales.

Figura 2.4: Fundamentos de la refracción sísmica (a) Trayectoria de las ondas refractadas (b) Gráfico de tiempo-distancia para tres capas horizontales.



Fuente: (Srbulov, 2011)

Empleando la teoría elástica y con base en la velocidad de la onda-s V_s se pueden determinar algunas propiedades dinámicas del material como el módulo cortante a pequeñas deformaciones

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2.1)$$

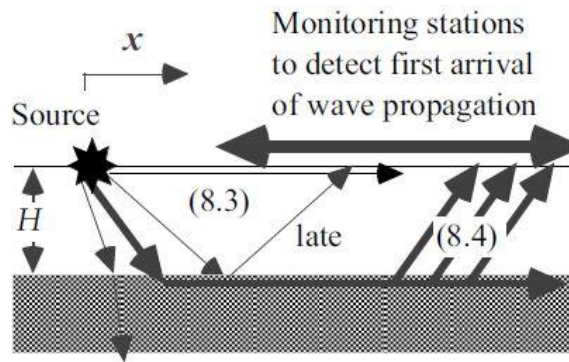
Como todo ensayo, la refracción sísmica para simplificar la toma de datos y el procesamiento del mismo recurre a las siguientes hipótesis como referencia:

- Entre cada capa de material se forman fronteras horizontales o planos con ángulos constantes.
- No se presentan ondulaciones superficiales en el medio analizado.

- c) Cada estrato de material se considera homogéneo (tiene las mismas propiedades en todos sus puntos) e isotrópico (tiene las mismas propiedades en todas las direcciones).
- d) A mayor profundidad se incrementa la velocidad de onda.
- e) Las capas intermedias de material deben tener suficiente contraste en velocidad, espesor y extensión lateral para ser detectadas.

La figura 2.5 (Towhata, 2008) muestra la manera cómo funciona el método de la refracción sísmica, se genera mediante una fuente una onda en la superficie y se propaga a lo largo de todo el medio.

Figura 2.5: Principio básico de la refracción sísmica en depósitos horizontales.



Fuente: (Towhata, 2008)

Cerca de la fuente la vibración del terreno se asocia con la vibración de la capa superficial más blanda con el siguiente tiempo de viaje, este tiempo, T , viene dado por la ecuación 2.2 (Towhata, 2008), donde x es la distancia de la fuente y V_{s1} es la velocidad de onda del medio más blando.

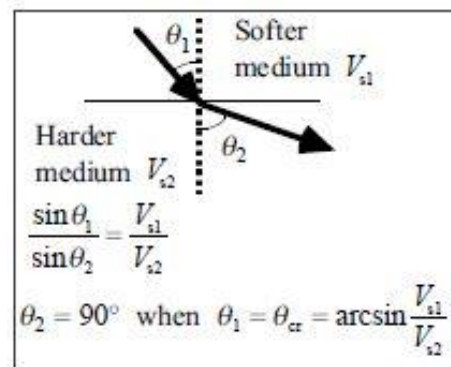
$$T = \frac{x}{V_{s1}} \quad (2.2)$$

Después de cierta distancia la propagación de ondas que se realiza a través de la capa subyacente más dura llega primero. Esto se muestra en la ecuación 2.3 (Towhata, 2008).

$$T = \frac{2H}{\cos \theta_{cr} V_{s1}} + \frac{x - 2H \tan \theta_{cr}}{V_{s2}} \quad (2.3)$$

En las ecuaciones anteriores son incógnitas V_{s1} , V_{s2} y H mientras que θ_{cr} es función de V_{s1} , V_{s2} según la Ley de Snell como se puede observar en la figura 2.6 (Towhata, 2008).

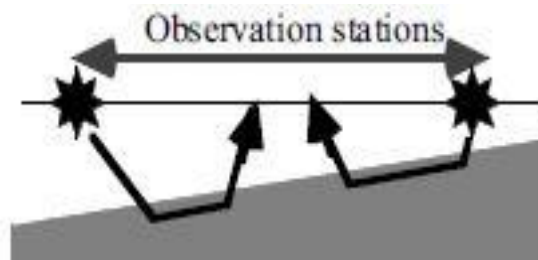
Figura 2.6: Ley de Snell sobre la refracción de onda en la interface entre dos medios.



Fuente: (Towhata, 2008)

Este método funciona bien cuando la capa de material que subyace posee mayor rigidez que la capa de material más superficial (Towhata, 2008). Cuando las capas del terreno están inclinadas la investigación de refracción sísmica se repite en direcciones positiva y negativa de x y y, para determinar la velocidad real y buzamiento de las mismas. Figura 2.7 (Towhata, 2008).

Figura 2.7: Refracción sísmica en capas inclinadas de material.



Fuente: (Towhata, 2008)

Los resultados del método de la refracción sísmica se ven afectados o son sensibles a las vibraciones del terreno de fuentes diversas tales como (Srbulov,2011):

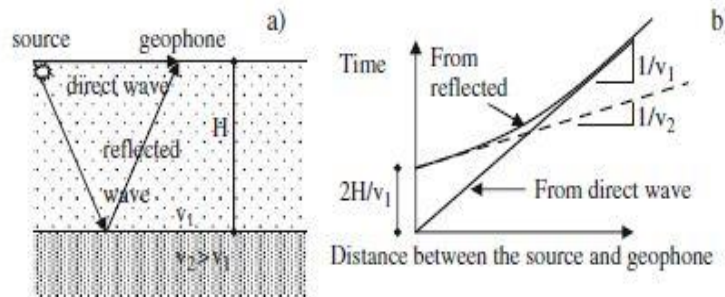
- Fuentes ambientales de ruido como el viento, movimiento del agua como rompimiento de olas en playas, micro-sismicidad natural y caída de gotas de agua sobre los geófonos.
- Fuentes geológicas de ruido incluyendo variaciones verticales y horizontales en la velocidad de ondas como la presencia de bloques de roca grandes.
- Fuentes antrópicas de ruido como movimiento del personal realizando las mediciones, vehículos, actividades de construcción, etc.

2.2.2 Reflexión Sísmica

A continuación, se presenta un breve resumen del ensayo de reflexión geofísica tomando como referencia el capítulo tres del libro titulado “Dinámica de suelos práctica – Casos de estudio en terremotos e ingeniería geotécnica”. Vol. 20 por Milustin Srbulov, 2011, el libro “Ingeniería geotécnica de terremotos” de Ikuo Towhata, 2008, “Innovadora dinámica de suelos en terremotos” de Takaji Kokusho, 2017 e “Ingeniería Geotécnica en Sismos” de Steven L. Kramer, 1996.

Este método se utiliza para determinar la velocidad y el espesor de capas de material de gran espesor en superficie. El funcionamiento y los análisis de la prueba se basan en conceptos bastante sencillos, se genera una onda longitudinal en superficie y se mide el tiempo que tarda en llegar la onda directa y la onda reflejada, la velocidad de onda se calcula de la onda directa y el espesor de la capa se determina de la onda reflejada, asumiendo un material de características isotrópicas (Figura 2.8). Cuando se tienen capas de material con inclinaciones, el espesor de capa y la inclinación se pueden determinar empleando dos receptores, uno a cada lado de la fuente.

Figura 2.8: Trayectorias de onda directa y reflejada, relación tiempo-distancia de ondas directas y reflejadas



Fuente: (Srbulov, 2011)

Algunas de las ondas se dirigen directamente desde la fuente hasta el geófono en el tiempo t_d determinado en la ecuación 2.4 (Kramer, 1996).

$$t_d = \frac{\text{Distancia de viaje}}{\text{Velocidad de onda}} = \frac{x}{v_1} \quad (2.4)$$

Es este caso la velocidad de onda v_1 en la capa superficial se puede determinar midiendo la distancia de viaje y el tiempo t_d . Otra parte de la onda viaja hacia abajo y choca con otro estrato de material formando un ángulo de incidencia mostrado en la ecuación 2.5 (Kramer, 1996).

$$i = \tan^{-1} \frac{x}{2H} \quad (2.5)$$

El tiempo de llegada de la reflejada viene dado por la ecuación 2.6 (Kramer, 1996)

$$t_r = \frac{\text{Distancia de viaje}}{\text{Velocidad de onda}} = \frac{2\sqrt{H^2 + (x/2)^2}}{V_1} = \frac{\sqrt{4H^2 + x^2}}{V_1} \quad (2.6)$$

Conociendo los valores expresados en las ecuaciones anteriores se puede determinar el espesor H de la capa superficial como lo indica la ecuación 2.7 (Kramer, 1996)

$$t_r = \frac{1}{2}\sqrt{t^2 v_1^2 - x^2} \quad (2.7)$$

En este método se pueden encontrar varias limitaciones (Kokusho, 2017), algunas de estas son:

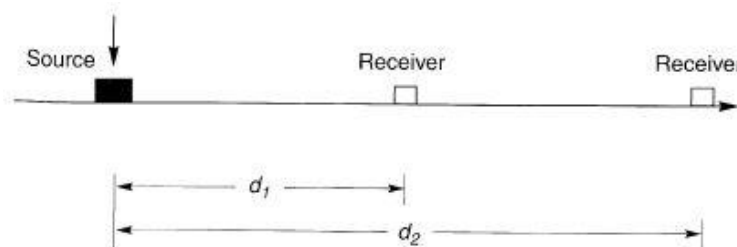
- Comparado con el método de refracción sísmica, en donde solo interesa la llegada de la primera onda, se requiere una mayor experiencia porque las ondas reflejadas llegan normalmente después de las ondas directas o las ondas refractadas y en consecuencia son más difíciles de detectar.
- El método de reflexión sísmica requiere un análisis de computador considerable para filtrar los ruidos, separar las ondas reflejadas en diferentes interfases, y realizar una interpretación adecuada de registros complicados de ondas que consisten de diferentes tipos de onda.

2.2.3 Análisis Espectral de Ondas Superficiales, SASW.

A continuación, se presenta un breve resumen del ensayo de Análisis Espectral de Ondas Superficiales tomando como referencia el libro titulado “Ingeniería Geotécnica en Sismos” de Steven L. Kramer, 1996.

Este ensayo se realiza con dos receptores verticales sobre la superficie del terreno en línea con una fuente generadora de ruido, de tal manera que el distanciamiento entre los dos receptores siempre permanezca constante de la forma $d_1 + d_2$ (Figura 2.9). El registro en el tiempo de los receptores se graba y se transforma al dominio de frecuencias empleando la transformada de Fourier.

Figura 2.9: Configuración típica de las fuentes y los receptores en el ensayo de SASW.



Fuente: (Kramer,1996)

Después de la transformación la diferencia de fase $\phi(f)$ se calcula para cada frecuencia (f). El tiempo de viaje entre receptores se calcula para cada frecuencia según la ecuación 2.8 (Kramer, 1996).

$$\Delta t(f) = \frac{\phi(f)}{2\pi f} \quad (2.8)$$

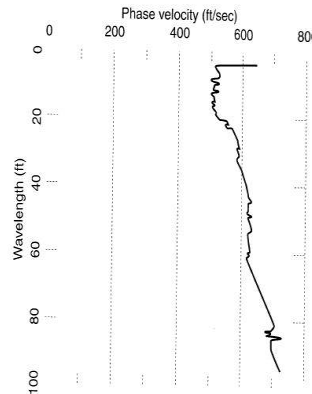
Como se conoce la distancia entre receptores $\Delta d = d_2 - d_1$, se calcula la velocidad de fase y la longitud de onda de las ondas Rayleigh, según las ecuaciones 2.9 y 2.10 (Kramer, 1996).

$$V_R(f) = \frac{\Delta d}{\Delta t(f)} \quad (2.9)$$

$$\lambda_R(f) = \frac{V_R(f)}{f} \quad (2.10)$$

Con la instrumentación actual, estos cálculos se pueden realizar en tiempo real, se procede a graficar la curva de dispersión como en la figura 2.10 (Kramer, 1996) y se repite el proceso para varias distancias entre receptores manteniendo constante la distancia del punto medio de los receptores a la fuente.

Figura 2.10: Curva experimental de dispersión obtenida del ensayo SASW



Fuente: (Kramer,1996).

La determinación del espesor de capa y la velocidad de la onda de corte se efectúa iterativamente por comparación con la curva de dispersión experimental y teórica (según el método de Thomson,1950) ensayando diferentes valores de espesor y velocidad de onda para cada capa. Este procedimiento se denomina inversión (Kramer,1996).

Entre las ventajas del ensayo de SASW se encuentran su rápida ejecución, al ser un ensayo no-invasivo por consiguiente no requiere perforación, puede detectar capas de baja velocidad de onda, alcanza profundidades mayores a 100 m y puede ser empleado en sitios de acceso y muestreo complicado. Por contraparte, en sus desventajas se encuentran los equipos, herramientas y personal especializado y capacitado, además una de las principales limitaciones es que solo se puede aplicar en terrenos que cumplen la

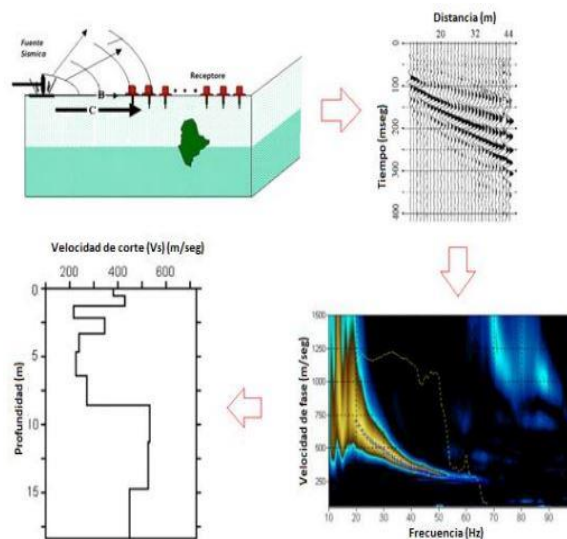
solución de Haskell-Thomson, lo que significa superficies y capas horizontales (Kramer, 1996).

2.2.4 Análisis Multicanal de Ondas Superficiales, MASW.

Este análisis es un método no destructivo, que relaciona el módulo de Corte (G) con la velocidad de onda de corte (V_s), la penetración de las ondas superficiales depende de la longitud de onda: las ondas de mayor longitud de onda penetran con mayor facilidad el terreno, lo que significa que se propagan a diferentes velocidades y con diferentes frecuencias, esta dispersión se debe a propiedades como la velocidad de ondas-P y ondas-S, la densidad y otras propiedades elásticas de los materiales. (Park et al.,1999).

La dispersión en el evento sísmico viene dada por la variación de las frecuencias de las ondas, las ondas superficiales que penetran más profundo viajan con velocidades de onda más rápidas que las longitudes de onda más corta (las cuales tienen mayor frecuencia).

Figura 2.11: Paso a paso en el método MASW



Fuente: (Park et al.,1999).

Fundamentalmente la técnica consiste en adquirir los datos de ondas superficiales de alta frecuencia (ondas Rayleigh) utilizando un sistema de registro multicanal de banda ancha, crear y analizar la curva de dispersión de estas ondas, calcular la variación de la velocidad de onda-S (V_s), estimar las propiedades del material obteniendo una curva de dispersión teórica y así determinar el perfil V_s unidimensional para cada curva, y finalmente realizar, mediante interpolación de los perfiles, un mapa V_s bidimensional 2-D.

Entre algunas de las aplicaciones de este método esta la de estimar las ondas de corte V_{s30} (Valor promedio de ondas de corte de los primeros 30 metros) para clasificar la zona de estudio según los códigos de construcción correspondientes, determinar suelos más

blandos entre estratos más rígidos de material, así como su morfología y espesores, el estado de fracturamiento y los módulos elásticos de deformación, microzonificación sísmica de ciudades.

Las ventajas principales que ofrece este ensayo se pueden describir de la siguiente manera:

- Es económica si se compara con otros ensayos como el Down Hole y el Cross Hole.
- Se pueden detectar inversiones de las velocidades de ondas de corte.
- Se pueden abarcar áreas relativamente grandes en corto tiempo.
- Si se combina con el ensayo de refracción sísmica se obtiene una alternativa de bajo precio para determinar los parámetros elásticos.

Las desventajas principales que ofrece este ensayo se pueden describir de la siguiente manera:

- Se ve afectada por los ruidos externos, tránsito de maquinaria pesada.
- No permite detectar lentes de materiales de poco espesor.
- Se limita al estudio de los 25 a 30 m más superficiales.
- La zona de estudio debe ser casi plana.
- Se recomienda verificar sus resultados mediante perforaciones u otros ensayos directos.

2.3 Modelo de Sheorey

Es un modelo estático de esfuerzos elasto - térmico de la corteza de la tierra, el modelo se basa en la variación de las constantes de elasticidad, la densidad y los coeficientes de expansión térmica. Este modelo sirve para relacionar el esfuerzo vertical con el horizontal mediante el módulo de elasticidad y la profundidad.

Los diferentes estados de esfuerzos son causados por la gravedad, los desplazamientos laterales que son restringidos por el confinamiento (dependientes de la relación de Poisson), el tectonismo, la geología de la zona, las inclinaciones o topografía (morfología) y las propiedades de los materiales. Adicionalmente se suman los procesos de carga y descarga a gran escala, como la sedimentación y la erosión (Sheorey, 1994).

Los diseños, comprobaciones, chequeos, construcción y estabilización de excavaciones subterráneas, sean de poca o gran profundidad, dependen de la dirección y magnitud de los esfuerzos in situ, así como el modo y la severidad de la falla, es por esto que es importante conocer en detalle estas características (Sheorey, 1994).

En la ecuación 2.11 se presenta la propuesta que Sheorey (1994) propuso incorporando el gradiente térmico en la corteza y manto de la tierra, la variación del coeficiente de expansión térmica con la profundidad, la variación del peso unitario en profundidad, variación de la constante de elasticidad y desplazamientos dentro del manto, al modelo planteado por McCutchen W.R. (1982).

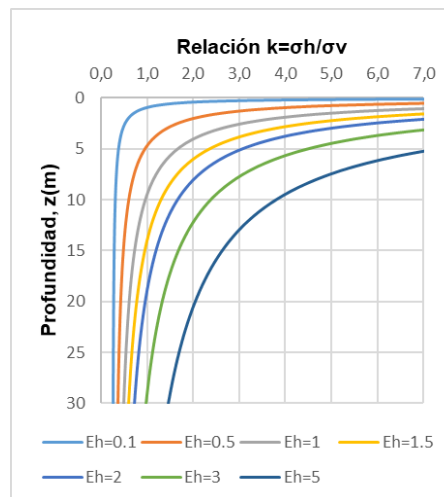
$$K = 0.25 + 7E_h \left(0.001 + \frac{1}{z} \right) \quad (2.11)$$

Donde z representa la profundidad bajo superficie en metros y E_h representa el módulo de deformación promedio de la parte superior de la corteza terrestre se mide en una dirección horizontal en gigapascals.

Las curvas resultantes de esta expresión (figura 2.12) presentan similitud con las expuestas por autores reconocidos en el tema como Brown y Hoek (1978), Herget (1988), por tanto, se puede considerar una estimación lógica en el cálculo de los esfuerzos in situ.

Sin embargo, este modelo no explica los esfuerzos verticales superiores a la presión de sobrecarga, ocurrencia de esfuerzos horizontales muy altos en ciertos sitios, estas condiciones pueden deberse a la geología, geomorfología de la zona de manera tan local que sobrepasa el alcance del modelo (Barton, 2007).

Figura 2.12: Relación de los esfuerzos verticales y esfuerzos horizontales en función de la profundidad para diversos módulos de deformación según el modelo de Sheorey (E_h en GPa).



Fuente: Adaptación propia (Tomada de Sheorey, 1994)

3.Marco teórico

3.1 Evaluación de los Estados de Esfuerzos in situ

3.1.1 Importancia en los proyectos de ingeniería.

En ingeniería muchas veces se hacen ciertas aproximaciones o simplificaciones para lograr resolver problemas que de otra manera serían demasiado complicados de solucionar, un ejemplo de esto son los geomateriales, los cuales son materiales discontinuos formados por sólidos, agua y aire y espacios vacíos, materiales heterogéneos (sus propiedades varían punto a punto), materiales anisotrópicos (las propiedades cambian según la dirección en que se midan en un mismo punto), la relación entre las fuerzas que se aplican y sus deformaciones no son estrictamente lineales, cuando los materiales se descargan presentan deformaciones recuperables y permanentes (comportamiento elastoplástico), la historia de esfuerzos influye en gran medida en sus propiedades, todas estas limitantes y otras más, hacen que realizar análisis y planteamientos sin ningún tipo de simplificación sea muy complejo, por tanto se aproximan a materiales CHILE (materiales continuos, homogéneos, isotrópicos, lineales y de comportamiento elástico). Los macizos rocosos debido a su composición mineralógica, la orientación de las partículas, porosidad, microfisuración, fracturamiento deben ser estudiados de manera especial. Un caso muy común son los desplazamientos, deformaciones y cambios en los estados de esfuerzos al momento de ser intervenidos por actividades antrópicas, específicamente por excavaciones.

Los estados de esfuerzos son generados por variaciones en las fuerzas que actúan sobre los macizos rocosos, ya sean de superficie o de cuerpo y para estimarlos se debe conocer su magnitud y dirección llevando a cabo pruebas de campo.

Es importante que en los proyectos de ingeniería sin interesar las dimensiones y escalas de los mismos se realice un análisis profundo de los estados de esfuerzos in situ en los macizos rocosos, algunas de las principales razones son las siguientes:

- Los estados de esfuerzos pueden brindar una mejor interpretación de la geología estructural mezclada con análisis ingenieriles, dando respuestas a preguntas tan comunes como el tipo de fractura y la deformación del material.
- Los macizos rocosos tienen unos esfuerzos pre- existentes. Se puede decir que se encuentran precargados, y esto se debe comprender para aplicarlos a los análisis y diseños ingenieriles.
- Los estados de esfuerzos durante acciones externas pueden presentar variaciones considerables a causa de la redistribución de los mismos, esto ocurre en las excavaciones.

Las excavaciones se pueden ver afectadas en una manera muy significativa si el esfuerzo principal mayor es superior a la resistencia a la compresión inconfiada de la roca en un 25% (Goodman, 1989). Para rocas de naturaleza arcillosa la concentración de esfuerzos puede llevar a la condición de falla generando grandes deformaciones de material presentando un fenómeno de squeezing dentro de la excavación (el material se puede observar cómo extruido).

Definitivamente medir y entender estos estados de esfuerzos in situ en macizos rocosos no es tarea sencilla, para estimarlos los materiales sufren un proceso de alteración, los estados de esfuerzos varían a nivel puntual, local y regional por tanto una medida específica no logra representar de manera general los estados de esfuerzos, estas medidas pueden llegar a ser costosas y usualmente requieren perforaciones Hudson et al. (2003).

Hudson et al. (2003), indica que los esfuerzos varían según su procedencia. Estos son los esfuerzos naturales existentes antes de cualquier obra de ingeniería, los esfuerzos inducidos producidos como efecto de alguna actuación antrópica, los esfuerzos gravitacionales causados por el peso de la roca superior, el esfuerzo térmico causado por los cambios de temperatura, los esfuerzos históricos que ya no tienen efecto alguno en la actualidad, los esfuerzos residuales causados por una actividad tectónica anterior y los causados por el constante movimiento de las placas terrestres o esfuerzos tectónicos. Estos últimos son el resultado de energía de deformación elástica almacenada y puede llegar a liberarse mediante desplazamientos en zonas de fallas, fracturas, movimientos tectónicos y deformaciones.

Torres (2011), indica que las excavaciones o cualquier actividad antrópica afectan en cierta manera los estados de esfuerzos en los macizos rocosos, de diversas maneras particularmente por ciclos de carga-descarga y ciclos de humedecimiento-secado.

3.1.2 Fundamentos en la estimación de los estados de esfuerzos.

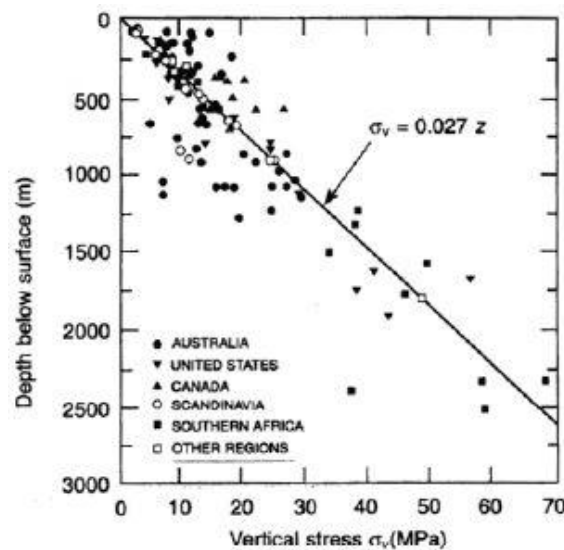
Los esfuerzos residuales son los que permanecen almacenados en los macizos rocosos, los esfuerzos inducidos son generados por modificación o redistribución de los estados de esfuerzos in-situ cuando su origen es de tipo antrópico, los esfuerzos de cuerpo son producidos por el peso de los materiales, por las fuerzas de la naturaleza como la gravedad, el electromagnetismo, la fuerza nuclear fuerte y la fuerza nuclear débil, por tanto, si no se consideraran cambios en los esfuerzos, la magnitud de los esfuerzos verticales y horizontales variará según su punto de evaluación (González de Vallejo et al., 2002).

Cuando el terreno es horizontal y homogéneo, la componente del esfuerzo vertical viene dada de multiplicar el peso unitario del material por la profundidad, según la ecuación 3.1.

$$\sigma_v = \gamma z \quad (3.1)$$

Donde z es la profundidad medida en metros desde la superficie y γ el peso unitario de los materiales, el cual en promedio es cercano a 0.027 MN/m^3 (Figura 3.1), aunque para rocas puede oscilar entre 0.020 y 0.030 MN/m^3 .

Figura 3.1: Relación de los esfuerzos verticales y la profundidad en múltiples proyectos.



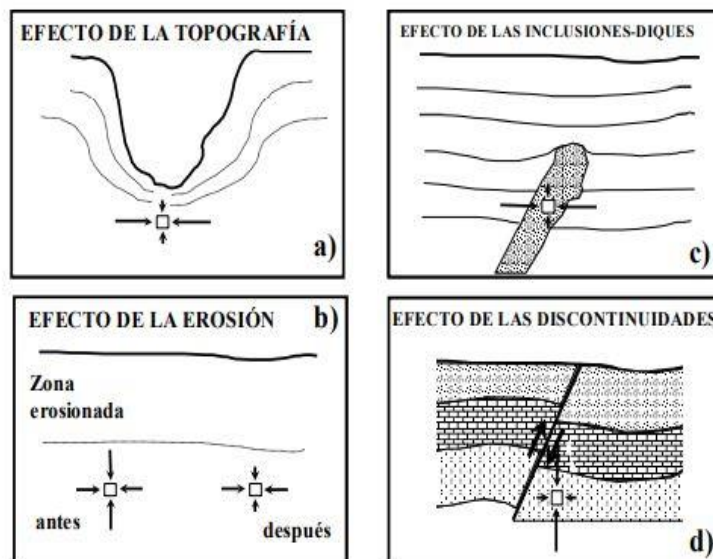
Fuente: (Hoek y Brown, 1980)

3.1.3 Factores que afectan los estados de esfuerzos.

Existen varios factores que pueden afectar los estados de esfuerzos en los macizos rocosos y por ende deberían ser tenidos en cuenta a la hora de realizar los análisis, modelos y construcción de obras de ingeniería, particularmente de excavaciones y túneles. La topografía es uno de estos factores y juega un papel importante en el estado de esfuerzos de zonas donde los esfuerzos horizontales pueden llegar a ser mayores que los verticales ($\sigma_H > \sigma_V$), las fases de erosión pueden disminuir en gran parte los esfuerzos presentes y afectar el comportamiento de los materiales, (Figura 3.2). Torres en 2011 presenta los resultados de su estudio sobre este fenómeno en las rocas lodosas y como se pueden ver afectadas por los ciclos de carga-descarga y de humedecimiento-secado.

Los cambios de rigidez afectan los estados de esfuerzos debido a la concentración de esfuerzos en un punto (relacionado con la energía almacenada), ejemplo de esto es la intrusión de un dique sumada a un efecto de compresión. Finalmente, en las fallas se tiende a convertir toda la energía almacenada en deformaciones, en macizos rocosos donde por efectos tectónicos los esfuerzos de compresión son muy altos ($\sigma_H > \sigma_V$) y se presenta un fenómeno de falla o rotura, todos los esfuerzos tienden a liberarse y a producirse deformaciones (liberación de energía almacenada), por lo tanto, los esfuerzos verticales y horizontales presentarán variaciones importantes según la dirección de la falla, propuesto por Bjerrum, 1967 (citado por Ramírez y Alejano, 2004).

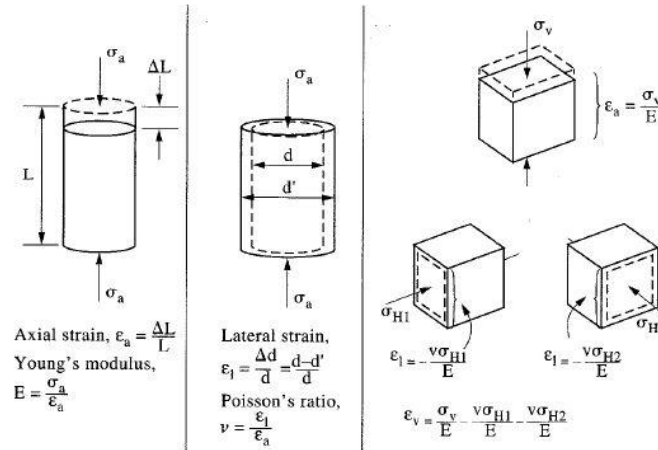
Figura 3.2: Cambios en los estados de esfuerzos producidos por la topografía, la erosión, las inclusiones o diques y las discontinuidades.



Fuente: (Ramírez y Alejano, 2004)

El esfuerzo horizontal se puede estimar tomando los principios de la teoría elástica (Figura 3.3), si se aplica presión a lo largo de cualquier eje de un cubo de poca profundidad las deformaciones totales se pueden derivar a partir de la deformación generada por el esfuerzo axial, restando las deformaciones debidas a los esfuerzos perpendiculares.

Figura 3.3: Relación esfuerzo-deformación según teoría elástica.



Fuente: (Hudson y Harrison,1997)

Para lograr realizar una estimación inicial de los esfuerzos horizontales se suponen dos premisas claves, la primera es que los dos esfuerzos horizontales son iguales y la segunda es que debido al confinamiento por la roca adyacente no se genera deformación horizontal, lo que significa que tanto ϵ_{H1} como ϵ_{H2} son cero.

$$\epsilon_v = \frac{\sigma_v}{E} - \frac{\nu \sigma_{H1}}{E} - \frac{\nu \sigma_{H2}}{E} \quad (3.2)$$

$$\epsilon_{H1} = \frac{\sigma_{H1}}{E} - \frac{\nu \sigma_{H2}}{E} - \frac{\nu \sigma_v}{E} \quad (3.3)$$

Una vez se asumen estas dos condiciones y partiendo de las ecuaciones previas se puede tomar $\epsilon_{H1}=0$ como lo describe la ecuación 3.4

$$0 = \frac{\sigma_{H1}}{E} - \frac{\nu \sigma_{H2}}{E} - \frac{\nu \sigma_v}{E} \quad (3.4)$$

Y como se mencionó previamente $\sigma_{H1} = \sigma_{H2}$, el esfuerzo horizontal, en un proceso unidimensional de deformaciones, se puede escribir como lo indica la ecuación 3.5

$$\sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v \quad (3.5)$$

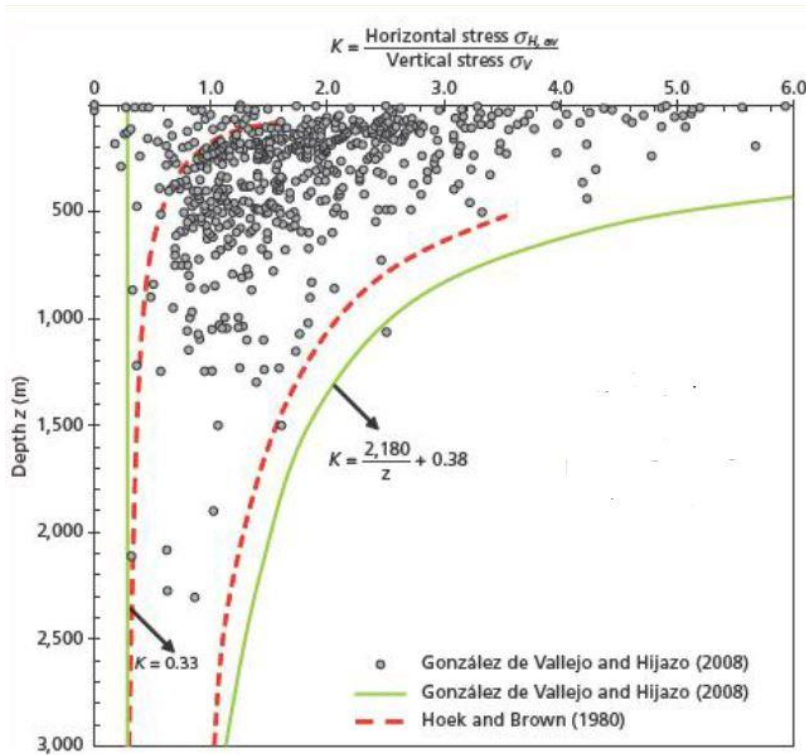
La relación entre el esfuerzo horizontal σ_H y el esfuerzo vertical σ_v se conoce como k_0 y puede ser expresada en función de la relación de Poisson y. Ver figura 3.6 y 3.7.

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3.6)$$

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3.7)$$

En los macizos rocosos que han sufrido ciclos de carga-descarga o están fracturados, este comportamiento no se puede considerar elástico (ver figura 3.4), un ejemplo claro de esto son los estudios realizados por Hoek y Brown (1980) y Gonzales de Vallejo et al. (2002), en donde para grandes profundidades la relación de los esfuerzos horizontal y vertical (k), varía entre 0.5 y 1.5 y para profundidades más someras este valor puede superar fácilmente el 1.5, mientras que según la teoría elástica con valores de la relación de Poisson admisibles (0.1-0.5) la máxima relación de esfuerzos que se lograría obtener es de $k=1$.

Figura 3.4: Variación de la relación entre los esfuerzos horizontales y verticales en función de la profundidad, según diversos autores.



Fuente: (Hudson et al., 2003)

3.2 Modelo para estimar los estados de esfuerzos propuesto por Díaz y Torres (2015)

En múltiples proyectos de ingeniería, especialmente los que están relacionados con procesos de excavaciones y cortes, determinar los estados de esfuerzo in situ de los materiales toma una importancia significativa para lograr realizar un mejor entendimiento de la zona en cuestión, de su comportamiento esfuerzo-deformación. Sin embargo, su aplicación generalmente tiende a ser compleja y costosa, en muchos escenarios no se toman en consideración a la hora de plantear la exploración del subsuelo.

La litología de la zona de interés juega un papel importante en los estados de esfuerzos in situ. Las discontinuidades, los pliegues, las fallas y la actividad tectónica puede ser el resultado de liberación de energía de deformación almacenada en los geomateriales y sus efectos se pueden manifestar en deformaciones no esperadas.

Díaz (2015) en conjunto con Torres, desarrollaron un modelo que permite lograr una estimación de los estados de esfuerzos en los macizos rocosos tomando como referencia los valores de las velocidades de ondas V_s y V_p , medidas de los ensayos geofísicos como la técnica de la refracción sísmica y el análisis multicanal de onda superficial (MASW), y presenta una medida indirecta de la energía de deformación almacenada.

3.2.1 Proceso metodológico.

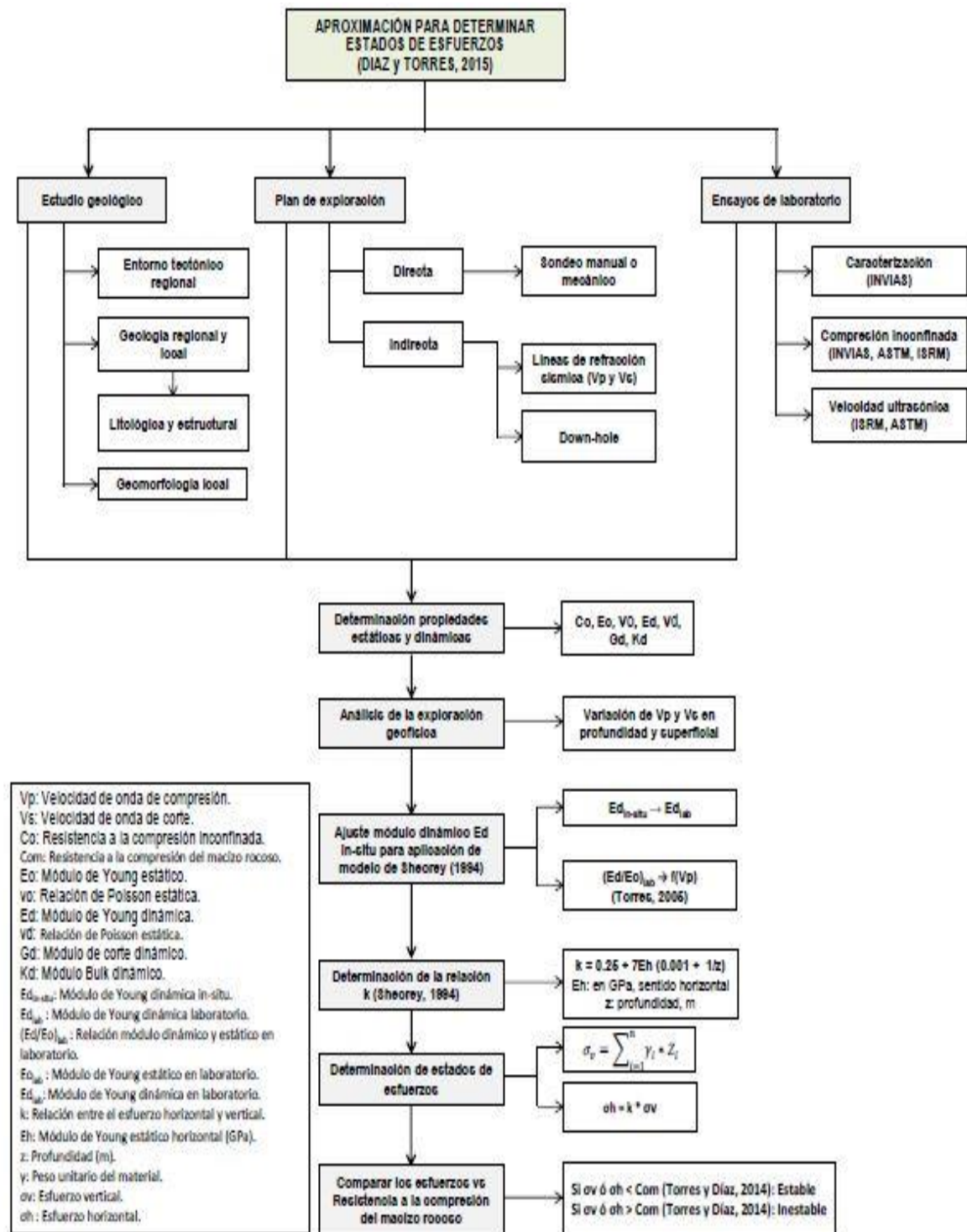
La base de esta metodología se puede resumir de manera muy específica en los siguientes nueve pasos según Díaz y Torres (2015):

1. Es esencial realizar ensayos geofísicos in-situ como el ensayo de refracción sísmica y el ensayo de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), o ensayos tipo down-hole, pero estos tienen la desventaja de presentar un costo más elevado y su aplicación no es tan sencilla.
2. Lo importante de realizar estos ensayos es estimar las velocidades de ondas de los materiales, tanto las ondas de corte V_s como las ondas de compresión V_p .
3. Utilizar la teoría de la elasticidad y sus fundamentos para estimar las propiedades dinámicas de los geomateriales.
4. Modificar el módulo de deformación dinámico in situ obtenido ($E_{d\text{in-situ}}$) a un módulo de deformación dinámico en laboratorio ($E_{d\text{lab}}$), utilizando el factor de reducción de propiedades macizo-laboratorio descrito en Torres, 2005.

5. Aplicar la planteada por Torres en 2005, para ajustar este módulo de deformación dinámico en laboratorio ($E_{d\text{lab}}$) a un módulo de deformación estático de laboratorio ($E_{o\text{lab}}$).
6. Emplear el modelo de Sheorey (1994) para estimar la relación k entre el esfuerzo horizontal σ_h y el esfuerzo vertical σ_v , teniendo como parámetros el módulo previamente determinado y la profundidad a la que se quieren determinar los esfuerzos.
7. El esfuerzo vertical σ_v se asume a partir de una condición de esfuerzos principales y su valor vendrá dado por su peso unitario y el espesor de material sobre el punto evaluado.
8. Una vez se tiene el esfuerzo vertical σ_v y la relación de esfuerzos k , se puede estimar el esfuerzo horizontal σ_h .
9. Finalmente se procede a comparar los esfuerzos obtenidos con la resistencia a la compresión del macizo rocoso (C_{om}), si el esfuerzo principal es mayor a la resistencia a la compresión del macizo se considera una condición estable ($\sigma_{h,v} < C_{om}$), por el contrario, si el esfuerzo principal es menor a esta resistencia se considera una condición inestable ($\sigma_{h,v} > C_{om}$) (Torres y Díaz, 2015).

En la figura 3.5 se presenta un esquema del paso a paso para lograr desarrollar esta metodología planteada.

Figura 3.5: Metodología propuesta para la estimación de los estados de esfuerzo por Díaz y Torres (2015).



Fuente: (Díaz y Torres, 2015)

3.3 Liberación de energía de deformación.

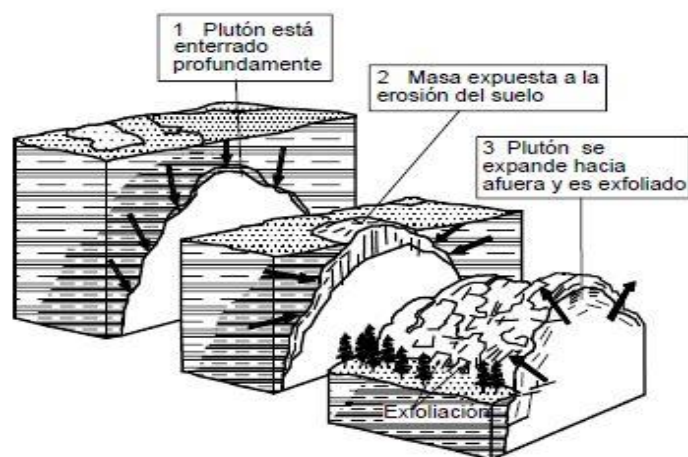
Uno de los primeros antecedentes sobre la liberación de energía de deformación se presenta en 1966 por Laurits Bjerrum en un artículo titulado “Falla progresiva en taludes de arcillas plásticas sobreconsolidadas y shales arcillosos” (Bjerrum,1967), en el cual menciona los diferentes modos y mecanismos de falla en taludes constituidos por materiales de origen arcilloso, menciona que variaciones en los esfuerzos horizontales generarían concentraciones de esfuerzos en el frente del deslizamiento, siempre y cuando las propiedades de los materiales arcillosos le permitan almacenar una cantidad considerable de energía de deformación recuperable para lograr generar la expansión del mismo en la dirección del movimiento y la resistencia al corte residual sea considerablemente más baja que la resistencia al corte pico. Toda esta energía almacenada de deformación recuperable está altamente ligada a los enlaces diagenéticos que se formaron durante la consolidación de las rocas (Torres, 2008).

Estos enlaces se van rompiendo cuando la arcilla más cercana a superficie sufre múltiples procesos de meteorización o fenómenos de descarga (Torres, 2011). Durante esta destrucción de los enlaces. La energía almacenada de deformación se libera en el tiempo. En las arcillas con los enlaces más débiles, la mayor parte de la energía de deformación almacenada se recupera durante el proceso de descarga. Su movimiento se genera casi sin restricciones y la relación entre sus esfuerzos horizontales a verticales aumenta, gracias a la poca deformación lateral, estos materiales tenderán a expandirse horizontalmente. Las lutitas con enlaces diagenéticos fuertes almacenan la energía de deformación durante un proceso de descarga, los esfuerzos horizontales son relativamente menores y las propiedades expansivas en el sentido horizontal se ven limitadas. Sin embargo, según Torres en 2011 si estos materiales se ven sometidos a fenómenos de “carga-descarga y humedecimiento-secado”, se romperán los enlaces diagenéticos por fuertes que sean y se generará una expansión considerable, los esfuerzos en dirección paralela a la superficie aumentarán y a su vez se presentará una tendencia a expandirse en este sentido. Bjerrum (1967), demostró que las propiedades de cada tipo de arcillas sobreconsolidadas hacen variar las fallas progresivas pero que además es altamente dependiente de la manera y el tiempo en que se libere la energía de deformación almacenada.

Bjerrum también plantea que los materiales de mayor cuidado son las lutitas o las arcillas sobreconsolidadas que han desarrollado fuertes enlaces durante su proceso de origen y formación y que se ven sometidos a fenómenos importantes de meteorización o procesos de carga-descarga y humedecimiento-secado. Por consiguiente, se libera toda esta energía de deformación almacenada ocasionando mayores esfuerzos laterales y una tendencia del material a expandirse generando posibles afectaciones sobre las obras de ingeniería. Finalmente, las arcillas sobreconsolidadas con enlaces diagenéticos débiles y las lutitas sobreconsolidadas no meteorizadas con enlaces fuertes son menos problemáticas debido a la resistencia que presentan a liberar esta energía de deformación almacenada (Bjerrum, 1967).

De manera general se puede decir que en el proceso de formación de las rocas intervienen grandes presiones, las cuales en un futuro al verse afectadas por unos fenómenos erosivos pueden llevar a una relajación de esfuerzos en el material (Nichols y Abel, 1975). La energía generada en esta relajación de esfuerzos puede desarrollar nuevas fracturas que pueden ser paralelas a la superficie del terreno o siguiendo la trayectoria de discontinuidades existentes, de un plano de estratificación o de una fractura como se ilustra en Figura 3.6.

Figura 3.6: Efecto de la relajación de esfuerzos por procesos erosivos



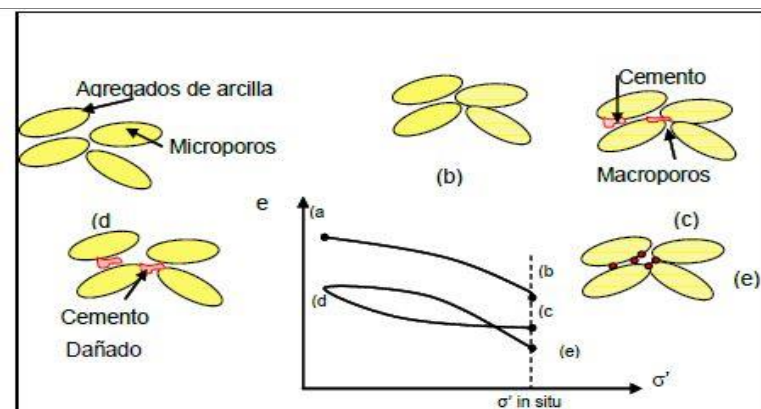
Fuente: (Price, 1995)

Estas nuevas fracturas generadas por la liberación de la energía almacenada de deformación se pueden ver afectadas por los esfuerzos de cambios térmicos o los cambios volumétricos ocasionados por la descomposición química. Adicionalmente la suma de estos factores más la destrucción de los enlaces y el decremento de las propiedades de los materiales pueden ocasionar el colapso del material o de cualquier obra de ingeniería que se encuentre involucrada (Price, 1995).

Los materiales no se ven solo afectados por los fenómenos erosivos o de descarga, además existe el proceso humedecimiento-secado que contribuye a la destrucción de los enlaces diagenéticos y la consecuente liberación de energía almacenada, especialmente en materiales como las lutitas. Estos fenómenos son muy comunes en obras de ingeniería que dejan la superficie de los materiales expuestas, ya sean taludes o excavaciones. Uno de los principales inconvenientes ocurre cuando los componentes arcillosos de estos materiales empiezan a expandirse debido al contacto con el agua o simples cambios de humedad relativa, la superficie de los taludes puede presentar descascaramiento y los materiales involucrados en excavaciones pueden llegar a generar deformaciones importantes (Torres, 2011).

Torres et al. (2011) plantearon en el trabajo titulado “*Aproximación numérica al comportamiento mecánico de rocas lodosas*” que los efectos de la meteorización atacan los cementos del material, como bien se puede observar en los fenómenos de relajación de esfuerzos, ocasionando que cierta energía logre dañar los enlaces y se cambie el módulo de deformación (figura 3.7).

Figura 3.7: Carga-descarga y sus efectos en la resistencia de la roca



Fuente: (Pinyol et al., 2007).

Adicionalmente, se han desarrollado diversos trabajos investigativos sobre la energía almacenada de deformación y su proceso de liberación, Torres (2011) en su rigurosa investigación de tesis doctoral *“Efectos de los ciclos de carga-descarga y humedecimiento-secado en el comportamiento geomecánico de rocas lodosas de los andes colombianos”* en el capítulo 5. Análisis integrado del comportamiento geomecánico de rocas lodosas laminadas, indica que cuando se llega a la resistencia pico de un material aún puede existir cierta cantidad de energía elástica en el material que la que se necesitó para alcanzar esta resistencia (curva σ/ε clase II), esta teoría tiene sus fundamentos en las curvas de esfuerzo vs deformación planteadas por Wawersik y Fairhurst en 1970 que se muestran en la figura 3.8

Figura 3.8: Curvas esfuerzo vs deformación clase I y clase II



Fuente: (Wawersik y Fairhurst, 1970)

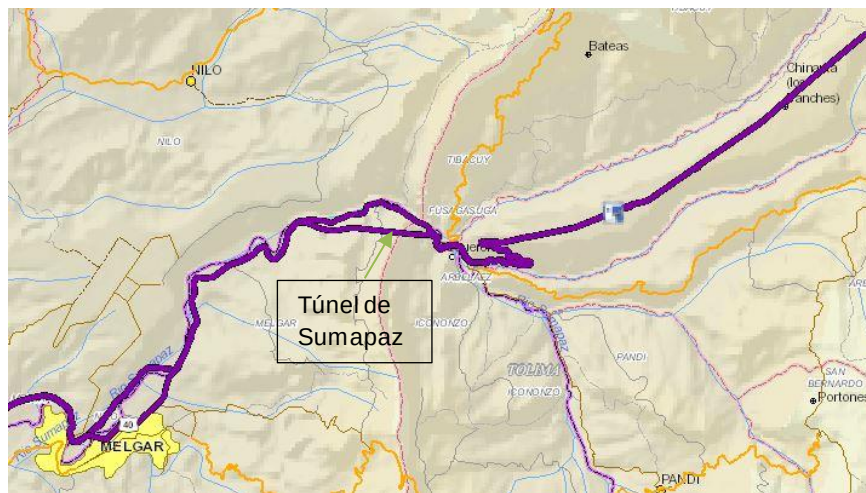
Sin embargo, las pruebas y metodologías para desarrollar este tipo de curvas esfuerzo-deformación de tipo clase II son muy complejas y requieren equipos especializados de tipo compresional con regulación termo-rígida.

4. Metodología

4.1 Descripción de la problemática en la solera del túnel

El túnel de Sumapaz o túnel Guillermo León Valencia fue construido entre los años 2006 y 2010, hace parte del corredor vial Bogotá-Girardot (figura 4.1), consta de una longitud aproximada de 4.173 metros y dos carriles de 3.65 metros de ancho en el sentido Girardot hacia Bogotá. Posee franjas de seguridad internas y andenes laterales y para su proceso constructivo se empleó el método NATM o nuevo método austriaco de construcción el cual se resume en que según sea la calidad geotécnica del terreno excavado, así será el sostenimiento a colocar para hacer frente a los esfuerzos desestabilizadores que se generen en el paramento de excavación. Su recubrimiento fue realizado con carros de encofrados que avanzaron por los dos frentes de forma hidráulica por medio de rieles, para el proceso de impermeabilización se emplearon geomembranas termosoldadas en par con concreto lanzado y vibrado inmediatamente.

Figura 4.1: Localización del túnel de Sumapaz



Fuente: (Adaptación propia de mapa de red vial INVIAS)

Para facilitar el análisis de la situación del túnel se realizó una equivalencia entre los puntos de referencia establecidos en los diseños iniciales y los PK correspondientes asignados en el proyecto de tercer carril Bogotá-Girardot, de la siguiente manera. El portal de entrada Melgar corresponde al PR37+156 y al PK equivalente 89+544 y el portal de salida Boquerón corresponde al PR41+122 y al PK equivalente 85+578.

En la tabla 4.1 se pueden observar algunos detalles característicos de la sección del túnel de Sumapaz.

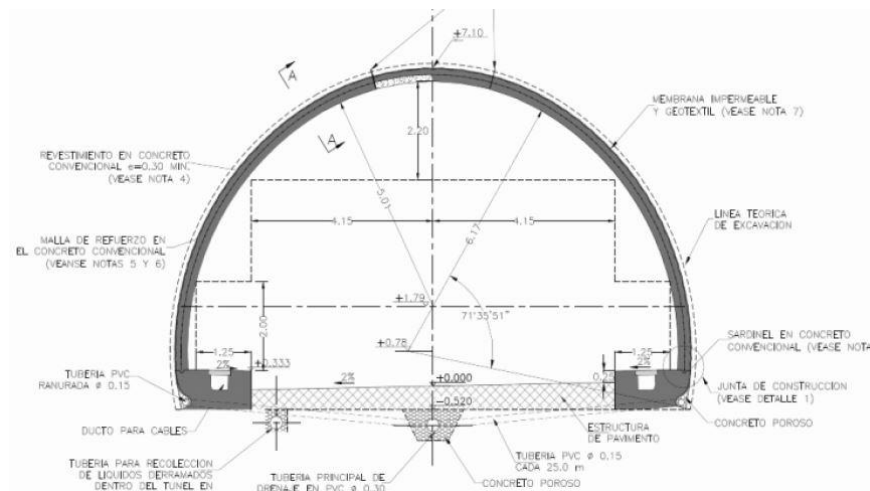
Tabla 4.1: Características de la sección del túnel de Sumapaz

Ítem	Longitud (m)
Largo del túnel	3.966
Largo del túnel ventana	207
Largo total	4.173
Ancho de cada carril	3,65
Ancho de franja de seguridad	0,50
Ancho del andén	1,25
Gálibo mínimo	4,60

Fuente: (adaptación propia)

A lo largo de todo el túnel se utilizó un pavimento rígido de espesor 0,30 m de placa, con pendiente longitudinal máxima de 4,16% (ubicada en el túnel ventana) y en promedio dentro del túnel de 1,82%, con un peralte máximo del 2,0% y pendiente por bombeo del 2,0%.

La sección del túnel se muestra en la Figura 4.2, según la inspección y diagnóstico para la ampliación del tercer carril Bogotá-Girardot.

Figura 4.2: Sección transversal del túnel.

Los pasadores para las juntas de dilatación se componen de barras lisas, rectas y redondeadas, sin irregularidades de caras lisas en los extremos, recubiertos en dos tercios de la longitud con aceite o grasa para evitar la adherencia de alguna de las losas que forman la junta. Los pasadores para las juntas de dilatación tienen en el extremo de cada barra una cápsula de 50 y 100 mm que contiene un relleno de material compresible. Se usaron barras de anclaje en las juntas longitudinales para desarrollar adherencia con el concreto, dotadas con la longitud necesaria y ganchos.

Cuaternario: La extensión de coluvión afectada por el túnel está ubicada entre las abscisas K87+600 y K85+750, presentando un espesor de entre 50 y 60 m, y estando compuesto en general por bloques y cantos de arenisca con un diámetro máximo de alrededor de 4 m, en una matriz limo-areno-arcillosa.

(Neógeno) Terciario: Existen rocas que constituyen la Formación Gualanday (Tg), la cual se localiza en un extremo del túnel de Sumapaz. La Formación Gualanday está constituida por arcillolita de tonos rojizos con presencia de arenisca y conglomerados, mientras que en la zona superior predomina el conglomerado de cuarzo, fragmentos de rocas ígneas y chert, el cual poseen intercalaciones delgadas de arcillolita y areniscas cuarzosas, de grano fino a medio. Su unión con las Formaciones del Cretáceo es discordante.

Esta formación conforma el núcleo de dos estructuras sinclinales cuyos ejes se encuentran ubicados aproximadamente en las abscisas K88+300 y K89+050.

Cretácico: Se pueden destacar el grupo Guadalupe (Kg) y la Formación Villeta (Kv).

El primero se encuentra constituido descendiendo en profundidad por las siguientes formaciones.

- Arenisca Tierna (Kgt): Esta formación está constituida por arenisca cuarzosa, de color blanco a amarillo claro, de grano fino a grueso.
- Arenisca de Labor (Kgl): Esta Formación existe en varios tramos a lo largo del alineamiento del túnel y está constituida primordialmente por capas de arenisca cuarzosa, de color amarillo claro a ocre, predominantemente de grano fino, con algo de arcillolita.
- Plaeners (Kgp): Esta Formación existe en varias zonas del área en estudio y está constituida por capas de arcillolita, de color gris claro, sílicea y lidita gris.

- Arenisca Dura (Kgd): Existe en el centro y costado oriental del túnel y está constituida por arenisca cuarzosa, predominan los tonos claros de gris y amarillo, granos finos y medios, compacta, masiva, en estratificación muy gruesa, con presencia de arcillolita café y algo de lidita en lentes muy delgados.

Formación Villeta (Kv): Constituida por lutitas con algo de arenisca y cuarzo en tonalidades grises claras y oscuras, grano generalmente fino y lentes de limolita. Debido al alto contenido de lutitas, es probable que al excavar esta Formación se encuentren concentraciones considerables de gas metano.

Sinclinal El Poblado: Constituido inicialmente por materiales de la Formación Gualanday (Tg), se encuentra ubicada en el entorno de la abscisa K89+140. Su costado oriental se encuentra invertido, su eje va en dirección N45°E y su plano axial está inclinado hacia el oriente 40°.

Anticlinal El Poblado: El núcleo de esta estructura está constituido por rocas de la Formación Arenisca Dura (Kgd) que se localiza en la abscisa K88+850., la cual se trata de una estructura asimétrica cuyo flanco occidental se encuentra invertido y cuyo eje presenta una dirección N 45° E.

Sinclinal de Cascada: Principalmente desarrollada sobre la cuenca de la quebrada del mismo nombre. Compuesta por materiales de la formación Gualanday y su eje se atraviesa en la abscisa K88+300, la cual se trata de una estructura amplia cuyo eje tiene un rumbo predominante N 35° E en la quebrada y N 15° E hacia el cañón del Río Sumapaz.

Anticlinal la Palmita: Compuesta principalmente por el grupo Guagalupe y la formación Guaduas, tiene una inclinación de los estratos en la misma dirección a través de grandes extensiones. Tiene un rumbo en profundidad de NE – SW y buza en dirección Este. Se ubica aproximadamente entre K86+814 y K85+516.

Falla de Melgar: Esta falla es de tipo inverso con buzamiento 45° al oriente y su trazo, con un rumbo N 35° E, se encuentra en su mayoría cubierto por los depósitos del cuaternario. El bloque del costado oriental se monta sobre el bloque del costado occidental enfrentado la formación Guanlanday con materiales de las formaciones arenisca de Labor y arenisca Tierna.

Falla de Quinini: Falla de tipo inverso, coloca en contacto las Formaciones Plaeners y Arenisca Dura con la Formación Villeta con un coluvión de gran magnitud. Presenta una dirección de N 15° E y se ubica a 100 metros por el occidente de la quebrada de Serranías del Sumapaz.

En la figura 4.2 se puede observar que a lo largo del túnel se presentó una zona con terrenos especialmente malos (alternancia de terrenos tipo IV con $20 < RMR \leq 40$ y tipo V

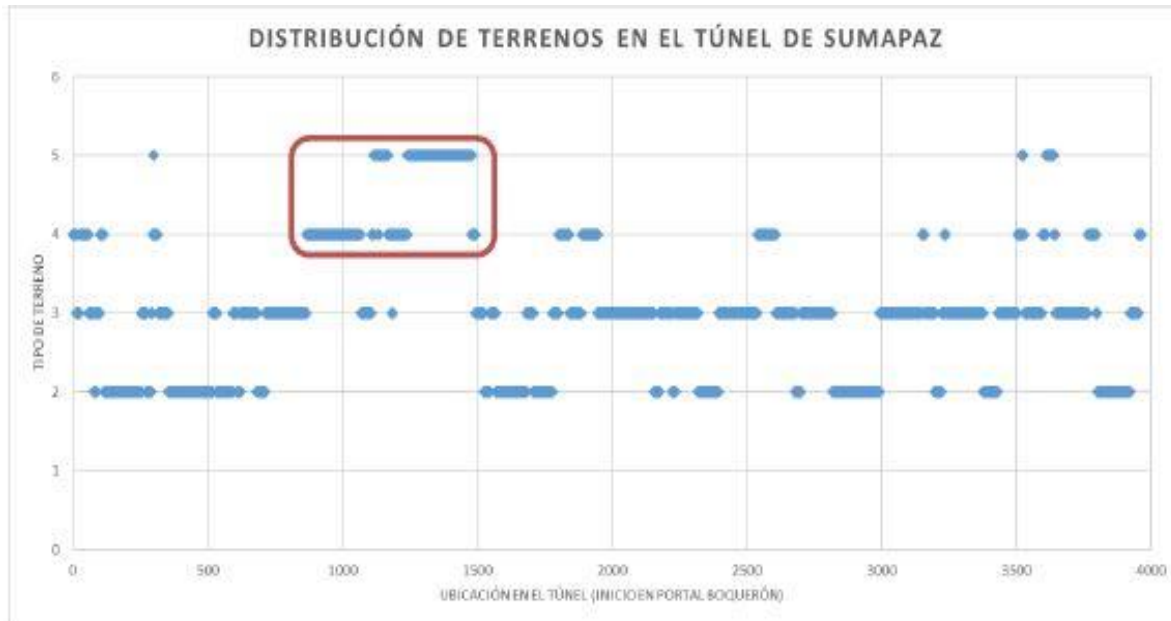
con $RMR \leq 20$), localizada en una zona comprendida entre 870 y 1500 m desde el portal Boquerón (K86+448 – K87+078).

Tabla 4.2: Clasificación de los macizos rocosos según el RMR.

RMR	<20	21-40	41-60	61-80	81-100
Categoría	V	IV	III	II	I
Criterio	Muy malo	Malo	Medio	Bueno	Muy bueno

Fuente: (Adaptación propia).

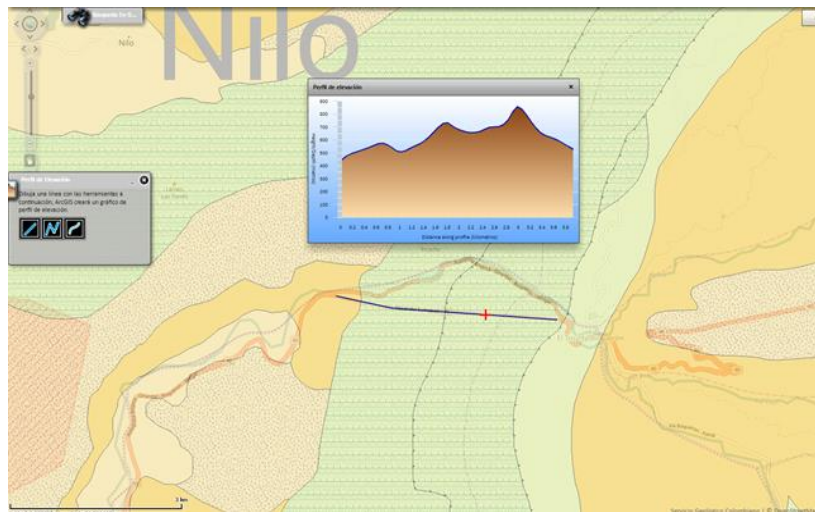
Figura 4.3: Distribución de terrenos en el túnel de Sumapaz.



Fuente: (Diseño de la rehabilitación de obra civil para el túnel Sumapaz, 2018).

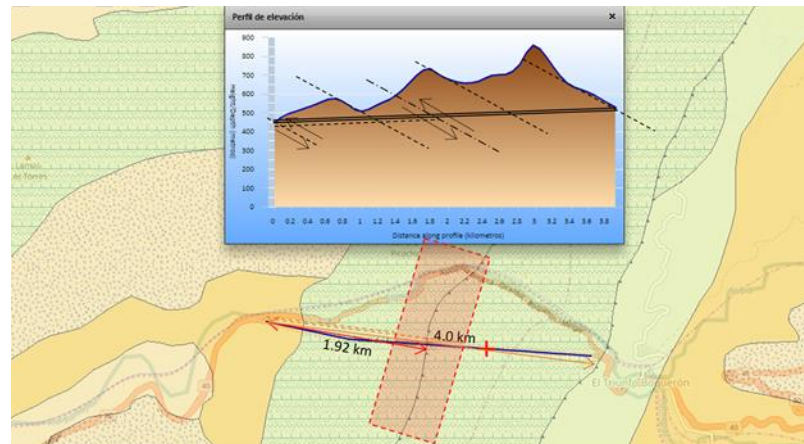
En la Figura 4.4 se presenta una imagen de la geología regional de la zona de túnel, obtenidas del Mapa Geológico del Servicio Geológico Colombiano (Esc. 1:1'000.000). Cabe resaltar que antes del túnel y después del mismo, se encuentran depósitos coluviales y abanicos aluviales (Q-ca), así como rocas arcillosas de la Formación Guaduas a la salida del túnel (k6E1-Stm). El término Stm representa las rocas sedimentarias de ambientes marinos y transicionales que se desarrollaron en el paleoceno.

Figura 4.4: Alineamiento de falla geológica que atraviesa transversalmente la mitad del túnel.



Fuente: (Informe de Visita Unidad Funcional Dos – Proyecto 3er Carril Bogotá-Girardot, 2017)

Figura 4.5: Lineamientos de fallas de cabalgamiento que afectan el sector de interés del túnel, aproximadamente 750 m a 1.000 m de longitud.



Fuente: (Informe de Visita Unidad Funcional Dos – Proyecto 3er Carril Bogotá-Girardot, 2017)

Ahora bien, pese a la sola presencia de los lineamientos de fallas geológicas de cabalgamiento no se explicaría toda la fenomenología de deformaciones presentes, ya que igualmente se observaron deformaciones importantes a nivel de la solera del túnel. Dicha falla es conocida como zona de daño en la solera de túneles en terrenos expansivos, o terrenos que empujan como es el caso de las rocas lodosas, las cuales almacenan importantes niveles de energía de deformación almacenada. Debido a esto, la energía se empieza a ser liberada frente a la pérdida de confinamiento natural a la que se expone con

motivo de la construcción de la excavación, además de los ciclos de humedecimiento – secado asociados a los cambios de humedad relativa que se registran al interior del túnel (Torres, 2011).

Las rocas del Túnel de Sumapaz no se consideran como expansivas dado que ello se asocia más a la composición química-mineralógica. Esto se da cuando hay minerales propiamente expansivos. Para este caso se puede decir que es más una fenomenología asociada a liberación de energía de deformación almacenada propuesta por Bjerrum (1967).

Desde la puesta en funcionamiento de este túnel hasta la fecha se han venido presentando problemáticas sobre el pavimento del mismo, a tal punto de que en ciertas se ocasiona el cierre del mismo. Estas afectaciones son recurrentes y a pesar de los diversos estudios y soluciones planteadas siguen desarrollándose en el tiempo.

4.1.1 Comunicado de la ANI en 2014

En una visita técnica realizada por especialistas de la ANI (Agencia Nacional de Infraestructura) se reportaron alrededor de 230 losas de concreto que estaban afectadas (figura 4.6) a pocos años de la inauguración del túnel en 2011. Inicialmente la concesionaria indicó que se eran 600 metros lineales de losas afectadas. Sin embargo, estas no se encontraban contiguas y que aproximadamente 1.800 m² se deberían intervenir. La ANI reportó que estas cifras eran poco creíbles y que adicional a la cantidad anterior se deberían reparar otros 1.280 m². Considerando, solo 200 losas afectadas, este valor equivale a un 9,3% del área total del túnel.

Figura 4.6: Grietas reportadas por los especialistas.



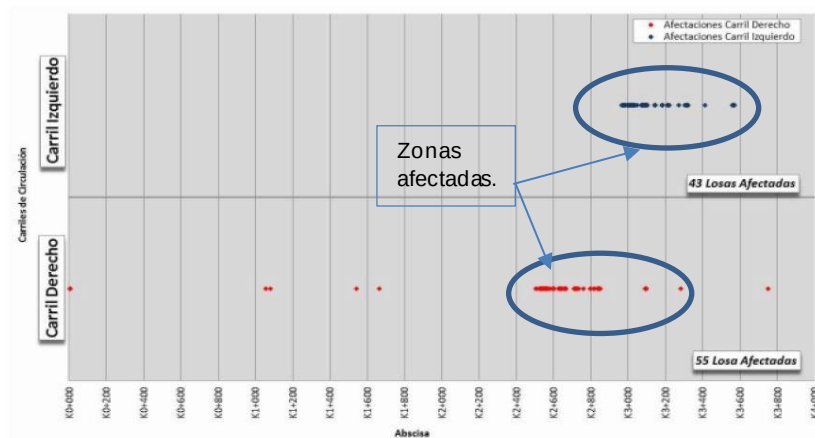
Fuente: (Comunicado ANI en 2014).

Adicionalmente, como parte del diagnóstico para el proyecto de tercer carril corredor Bogotá-Girardot en septiembre de 2014 se emitió un documento cuyos principales apuntes sobre el estado del pavimento se refieren a:

- Grietas divisorias, las losas quedan divididas en pedazos.
- Los bordes de las losas están destruidos en las juntas.
- En las esquinas de las losas también existen grietas, estas se unen con las demás grietas y constituyen un problema particular.
- Las fracturas causan el patrón de falla denominado losa dividida.
- Además, se reportaron parcheos de diferentes magnitudes, mostrando reemplazo parcial del material original.

La figura 4.7 muestra la distribución de las losas afectadas en ambos carriles, mostrando que los daños se concentran en una zona en particular.

Figura 4.7: Afectaciones del pavimento en ambos carriles.



Fuente: (Informe diagnóstico proyecto tercer carril Bogotá-Girardot, 2017).

4.1.2 Visita realizada por los especialistas de la interventoría Consorcio SEG-Incoplan

En abril de 2017 se realizó una visita técnica por los especialistas de la interventoría Consorcio SEG-Incoplan a la unidad funcional dos del proyecto tercer carril Bogotá-Girardot en donde se localiza el túnel de Sumapaz, en la cual se reportó una falla del pavimento. Dichos defectos son informados por los operadores quienes fueron los que expresaron su inquietud por el estado en el que se encontraba un tramo del pavimento gravemente deteriorado y presenta deformaciones importantes. Por este motivo se realizó un recorrido caminando en compañía de los especialistas de pavimentos de la

Interventoría., el cual se hizo en el mismo sentido del flujo vehicular unidireccional, (más o menos a 2,0 km) hasta el PR 39+750.

En las figuras 4.8 y 4.9 se puede observar la problemática por la que estaba ocurriendo en dicho tramo, se puede notar inicialmente una deformación longitudinal que afectaba en forma de ondulaciones el tramo en cuestión, en conjunto con severas deformaciones laterales.

Figura 4.8: Deformación excesiva y patrón de falla



Fuente: (Informe Interventoría-tercer carril Girardot-Bogotá, 2017)

Figura 4.9: Levantamiento del andén a lo largo del tramo estudiado



Fuente: (Informe Interventoría-tercer carril Girardot-Bogotá, 2017)

En las fotografías de las Figuras 4.8, 4.9 y 4.10 se observa un modo de falla del pavimento caracterizado por importantes niveles de deformación tanto longitudinal (con ondulaciones a lo largo del tramo) como transversal (con cierre de la solera, manifestado en deformaciones de los elementos que conforman las losetas de los andenes laterales,

desportillamientos permanentes de los bordillos de los andenes (Figura 4.10) y fracturamiento de las placas que conforman el pavimento en este tramo). Los efectos que ello puede conllevar sobre la transitabilidad y seguridad vial, debido a esto los vehículos deben reducir drásticamente su velocidad de operación.

Figura 4.10: Desprendimiento de bordillo por presión



Fuente: (Informe Interventoría-tercer carril Girardot-Bogotá, 2017)

Analizando esta situación a detalle, estudiando el marco geológico y geotécnico, la información presente es poca e insuficiente para establecer las causas reales de las deformaciones, las cuales están concentradas en un tramo cuya longitud puede oscilar entre 750 m y 1000 m aproximadamente. Se destaca que no se observan desprendimientos o afectaciones en el techo ni los hastiales u hombros del túnel.

4.1.3 Diseño de la rehabilitación de obra civil para el túnel de Sumapaz

El Consorcio Vía 40 Express realizó un informe diagnóstico sobre el aspecto general del túnel de Sumapaz, como parte del proyecto tercer carril Bogotá-Girardot para determinar la calidad del mismo y específicamente encargó a Ingeniería y Gestión Vial – GEVIAL S.A.S la auscultación del pavimento.

La siguiente información toma como referencia el informe presentado por Gevial en 2017 llamado “Auscultación del pavimento para la rehabilitación del túnel de Sumapaz” y su propósito es mediante la toma de datos y comparación con parámetros de calidad de diferentes ensayos generar un diagnóstico de la condición existente del pavimento dentro del túnel.

La conclusión general del informe se presenta en la Tabla 4.3, la cual lista según el índice de condición de pavimento (PCI), los tramos del pavimento del túnel que se encuentran en una condición mala, muy mala y fallada.

Tabla 4.3: Tramos del pavimento del túnel de Sumapaz según el PCI.

PCI	Clasificación	Porcentaje (%)
100-40	Excelente a regular	91
40-25	Mala	4
25-10	Muy mala	2
10-0	Fallada	3

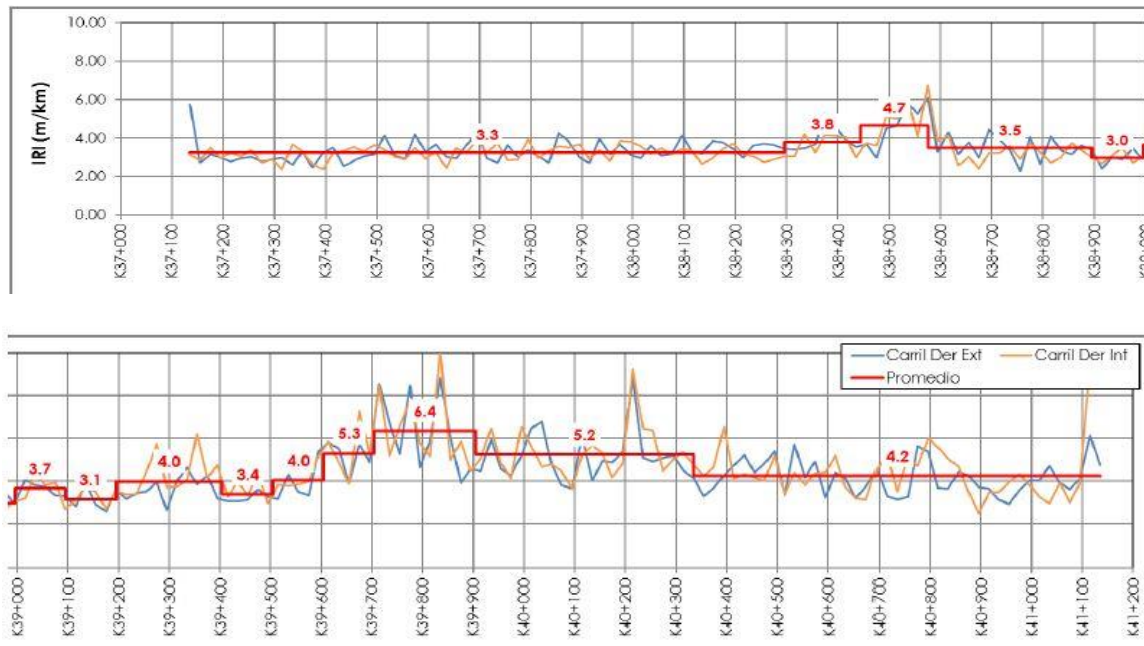
Fuente: (adaptación propia)

De la tabla anterior se puede deducir que un porcentaje del pavimento del túnel estaba en muy mal estado, este tramo es el mismo que se ha descrito en ítems anteriores y que se encuentra aproximadamente entre las abscisas K87+078 y K86+448.

A continuación, representan algunos de los resultados obtenidos mediante el informe diagnóstico del estado de pavimento del túnel de Sumapaz por GEVIAL S.A.S:

-Índice de Rugosidad Internacional (IRI): Este indicador da una idea de la rugosidad a lo largo de todo un trazado, se mide cada 100 metros y su unidad está dada en mm/km. El valor de aceptación para cada unidad de análisis debe satisfacer que el valor puntual del IRI sea menor o igual a 3,5 mm/m o un valor medio menor o igual a 3,0 mm/m. La figura 4.11 tomada del informe de Gevial muestra mediciones cada 20 metros y demostró que gran parte del pavimento del túnel no satisfacía este indicador.

Figura 4.11: IRI a lo largo del túnel de Sumapaz



Fuente: (GEVIAL, 2017)

-Capacidad Estructural: Mide la deflexión al emplear un deflectómetro de impacto FWD. Consiste en medir mediante geófonos las deformaciones producidas al aplicar una carga dinámica ocasionada por la caída de unas masas, dependiendo el equipo, sobre una superficie circular de diámetro 0,30 metros. Adicionalmente se puede evaluar la transferencia de carga y el módulo de reacción K según la metodología AASHTO 93. La Figura 4.12 muestra un ensayo en ejecución.

Figura 4.12: Ejecución del Deflectómetro de impacto FWD



Fuente: (GEVIAL, 2017)

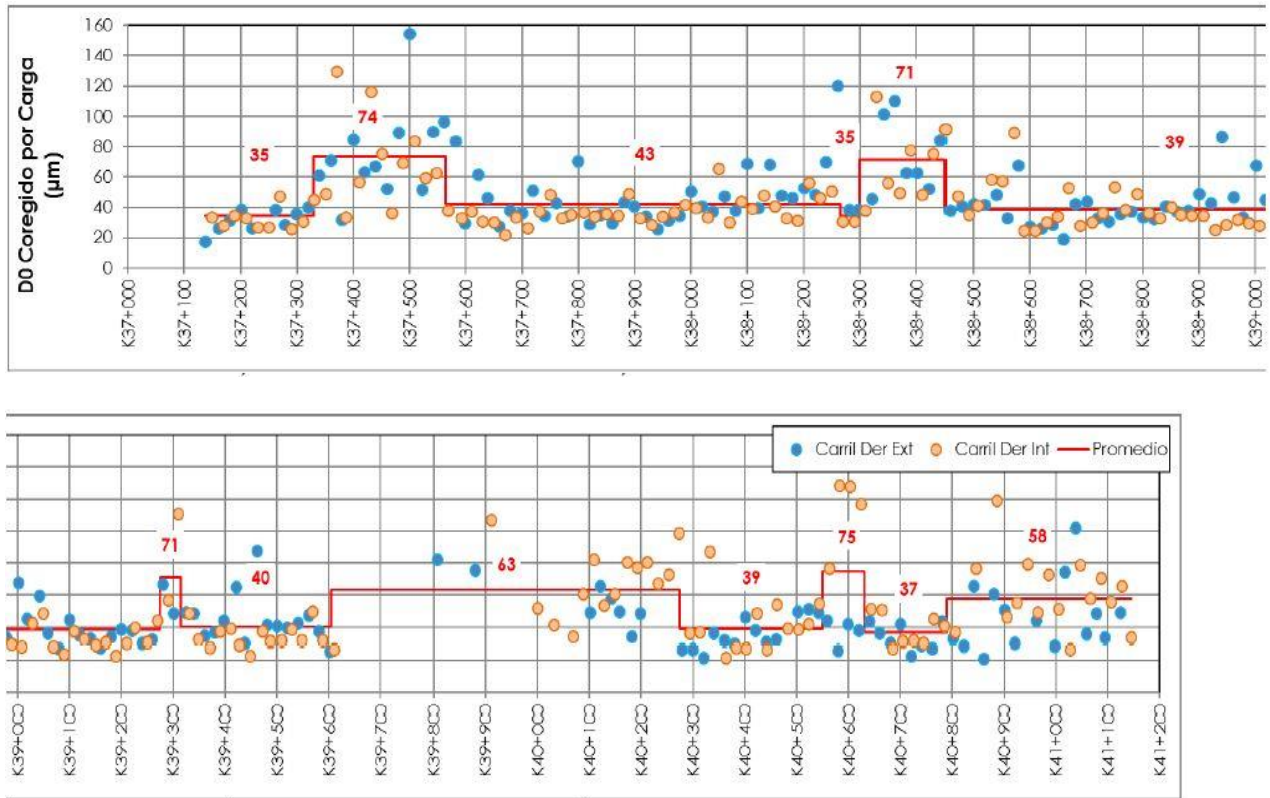
Considerando que el nivel de tráfico en el túnel de Sumapaz es de NT-3 o lo que es lo mismo que presenta un N_{80kN} o número de ejes equivalentes de 80 kN en el carril de diseño en millones > 5 según el informe de tráfico realizado por Steer Davies Gleave en marzo de 2017 (tabla 4.4). Para lograr cumplir satisfactoriamente este factor cada sector analizado debe presentar un valor medio de deflexión D_c menor a 60×10^{-2} mm o 600 μm .

Tabla 4.4: Proyección de los ejes equivalentes para la Unidad Funcional del proyecto
tercer carril Bogotá-Girardot

AÑO	UF2
2016	7.198.113
2017	1.482.752
2018	7.790.715
2019	8.212.057
2020	8.668.883
2021	9.120.734
2022	7.992.670
2023	7.481.898
2024	7.808.157
2025	7.848.997
2026	8.067.261
2027	8.285.525
2028	8.527.087
2029	8.722.052
2030	8.940.316
2031	9.121.061
2032	9.327.290
2033	9.482.550
2034	9.663.295
2035	9.844.040
2036	10.019.075
2037	10.141.576
2038	10.293.700
2039	10.448.105
2040	10.607.689
2041	10.710.940
2042	10.844.827
2043	10.953.275
2044	11.093.117
2045	11.173.436

Fuente: (Adaptación propia)

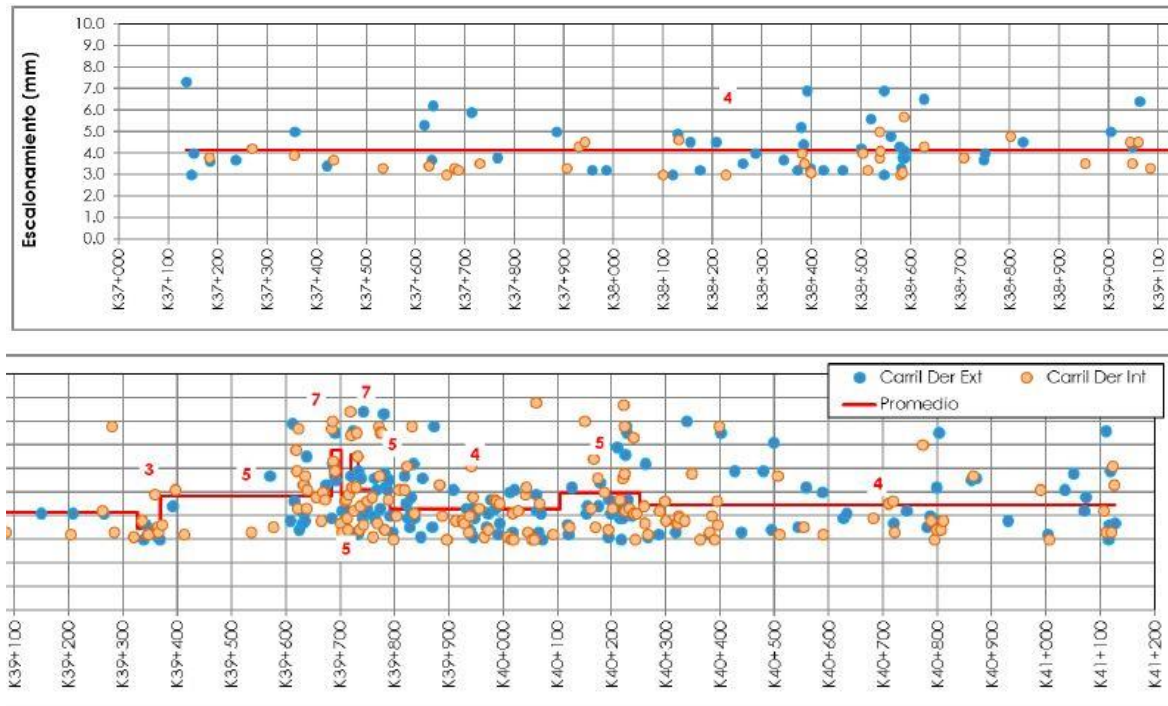
Los valores de deflexión obtenidos por Gevial (2017) muestran en la figura 4.13, y se puede concluir que cumplen con la capacidad estructural del pavimento del túnel de Sumapaz dado que todos los valores son menores al máximo establecido.

Figura 4.13: Deflexión central a lo largo del túnel de Sumapaz

Fuente: (Gevial, 2017).

-Escalonamiento: Se utilizó el perfilómetro láser (RSP) y la inspección visual. El procedimiento consiste en revisar todas las juntas longitudinales y transversales detectando las que presentan escalonamientos superiores a 5,0 mm según lo planteado en el manual de inspección de pavimentos rígidos del INVIAS. En la Figura 4.14 se presentan los resultados del diagnóstico de escalonamiento, se puede apreciar que en general se presenta escalonamiento a lo largo de toda la longitud del pavimento del túnel con magnitudes entre 3 mm y 10 mm.

Figura 4.14: Escalonamiento a lo largo del túnel de Sumapaz.



Fuente: (Gevial, 2017)

En la Tabla 4.5 se puede apreciar que la zona comprendida entre el K39+400 (PK 87+300) y el K40+300 (PK86+400), aproximadamente 900 metros, presenta los mayores valores de escalonamiento. Los daños se atribuyeron a erosión de los materiales bajo la losa, asentamientos por comportamiento de materiales blandos y cambios de temperatura y humedad que afectan el comportamiento de los materiales de apoyo. Sin embargo, se debe considerar teorías como la liberación de energía de deformación almacenada planteada inicialmente por Bjerrum en 1967.

Tabla 4.5: Número de chequeos puntuales que no cumplen el criterio de aprobación

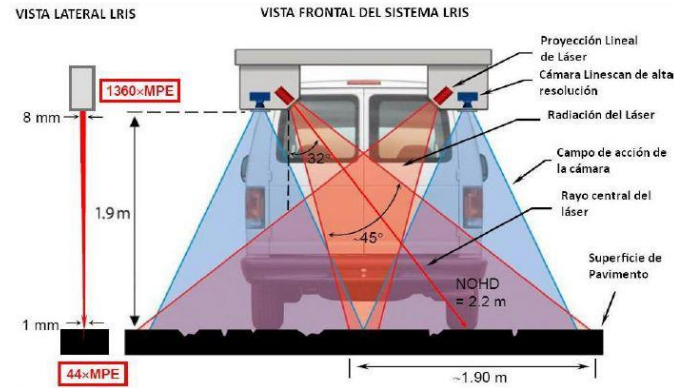
Comienza	Finaliza	Cantidad de valores puntuales que no satisfacen los 5,0 mm.
89+549	88+700	6
88+700	87+700	7
87+700	86+700	60
86+700	85+573	43

Fuente: (Adaptación propia)

-Grietas: Se realizó una inspección visual de las grietas mayores a 3,0 mm (área afectada por kilómetro) tomando en cuenta el nivel de severidad por losa.

Para este diagnóstico se empleó un equipo capturador de imágenes como se muestra en la Figura 4.15. Este sistema permite detectar y caracterizar daños sobre el pavimento mediante un sistema LRIS compuesto por cámaras de alta velocidad llamadas linescan y láser proyectores de gran potencia apoyadas en un vehículo que recorre la zona de interés.

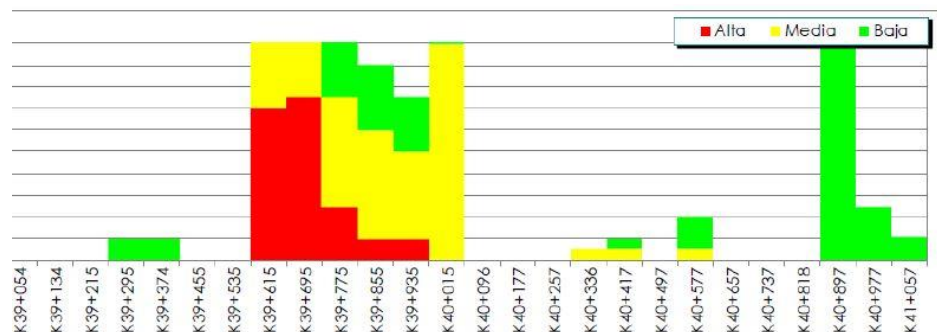
Figura 4.15: Funcionamiento del sistema LRIS



Fuente: (Gevial, 2017)

En la Figura 4.16 se presenta la distribución de grietas lineales paralelas a la vía siendo esta la tipología de daño de pavimentos más común y encontrándose en un alto porcentaje en la zona comprendida entre K39+615 (PK87+085) y K40+096 (PK86+604), aproximadamente 500 metros.

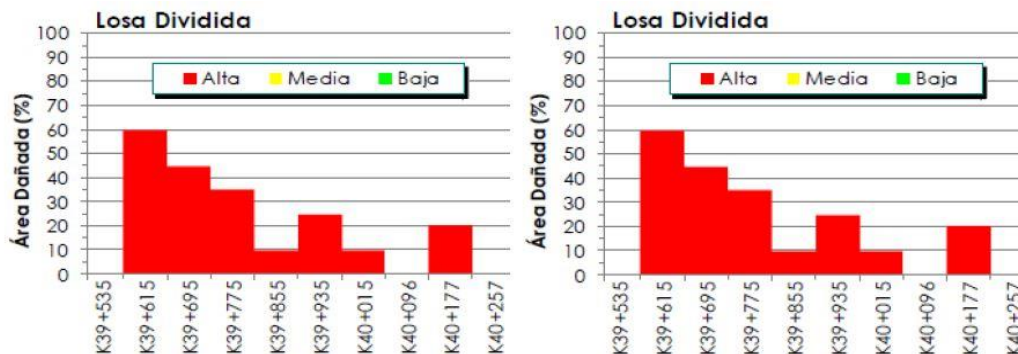
Figura 4.16: Grietas lineales a lo largo del túnel.



Fuente: (Gevial, 2017)

Otro daño importante es la losa dividida con porcentajes en ambos carriles de hasta el 85%, lo que puede generar una pérdida de la capacidad de soporte por parte de la losa, La mayor concentración de esta afectación se ilustra en la Figura 4.17 en una zona de casi 600 m de longitud.

Figura 4.17: Losa dividida a lo largo del túnel, carril exterior e interior



Fuente: (Geval, 2017)

-Eficiencia de transferencia de carga: Al igual que para determinar la deflexión central se utilizó el deflectómetro de impacto. La manera cómo funciona este diagnóstico es seleccionar aleatoriamente cada 100 metros juntas transversales y se aplica la prueba de carga a la losa empleando el FWD. El martillo se sitúa en la losa inmediatamente anterior y se mide la diferencia de deflexiones entre losas, el valor esperado de transferencia de carga debe superar el 70%.

La ecuación 4.1 muestra la eficiencia de transferencia de carga por junta según las deflexiones obtenidas al aplicar el FWD. Esta relaciona la transferencia de carga en la junta d_{junta} , la deflexión en la junta de la losa no cargada d_u , y la deflexión de la losa cargada d_1 .

$$d_{junta} = \frac{d_u}{d_1} \times 100 \quad (4.1)$$

La Figura 4.18 representa el caso donde se tiene una transferencia de carga muy pobre y una transferencia de carga óptima. Para optimizar estos resultados los sensores y el plato de aplicación de carga deben quedar muy bien colocados sobre la losa cerca de las juntas.

Figura 4.18: Ejemplos de transferencia de carga, a la izquierda una eficiencia nula y la derecha una eficiencia óptima.



Fuente: (Geval, 2017)

Los resultados del diagnóstico de transferencia de carga obtenidos por GEVIAL en el año 2017 se puede apreciar en la Figura 4.19, dando como conclusión que 378 juntas y losas evaluadas no cumplen el criterio de aceptación.

Figura 4.19: Transferencia de carga al largo del túnel de Sumapaz.



Fuente: (Gevial, 2017)

Los demás daños se incluyen en el anexo 1 el cual contiene el diagnóstico de daños reportados por Gevial (2017). Se concluye que los daños más severos sobre el pavimento dentro del túnel se concentran en una zona en específico, localizada desde el PK87+270 al PK86+462, aproximadamente entre 750 m y 1.000 m.

4.1.4 Reporte del estado del pavimento en 2018

En el año 2018 se realizó un diagnóstico del estado del túnel de Sumapaz por parte de la interventoría con el objetivo de determinar si los problemas internos del mismo detectados en visitas previas ya habían sido subsanados.

Las visitas constantes a este proyecto resaltan la importancia que presenta una obra tan crucial como lo es el túnel de Sumapaz para la comunicación de varias regiones del país, si bien las intervenciones deben ser rigurosas, también deben velar por la comodidad del conductor, es por tal motivo que cerrar el túnel y cortar el flujo vehicular por completo es una decisión muy complicada y por tal motivo estos estudios deben realizarse con una periodicidad menor con el fin de generar obras de mitigación más prácticas, rápidas, económicas y sencillas.

Es importante demarcar el control y seguimiento de zona con deformaciones en zonas entre K87+072 y K86+766 donde la solera ha venido presentando ciertos inconvenientes hasta llegar a levantarse. El plan de exploración de esta problemática realizado por el concesionario Vía 40 demostró que esta zona se encontraba cerca a la falla de Quininí y problemas de escalones en las losas de pavimento y grietas longitudinales y transversales que permanecían constantes como se puede observar en las Figuras 4.20 y 4.21.

Figura 4.20: Levantamiento de las losas de los andenes



Fuente: (Camacho, 2018)

Figura 4.21: Grieta longitudinal



Fuente: (Camacho, 2018)

Cabe resaltar que en esta zona comprendida entre el K87+072 y K86+766, no presenta evidencia de la construcción de una solera curva sobre los materiales clasificados como tipo IV y tipo V, lo cual ignora las recomendaciones de los diseños iniciales.

Si bien la construcción de un elemento de mayor rigidez hubiera significado una solución temporal a las deformaciones presentadas, múltiples factores intervienen en fenómenos tan particulares.

La Figura 4.22 tomada de la tesis de maestría de Camacho en 2018, adaptada del informe diagnóstico del túnel de Sumapaz muestra una distribución de las afectaciones en el túnel, en el sentido Girardot-Bogotá, donde se muestran las zonas donde se construyó una solera curva y la influencia de la falla de Quininí sobre las deformaciones en el pavimento.

Cabe resaltar que si bien el constructor no realizó la solera curva en el tramo comprendido entre el K2+400 y K3+150, lo cual facilita la convergencia de los arcos y facilita la deformación resultante del pavimento, no garantiza un final para las afectaciones que se observan y su progresión en el tiempo. Una estructura tan rígida en el terreno clasificado como tipo IV y tipo V de la zona deberá obedecer más a las propiedades de los materiales y quizás pueden ser atacadas desde el punto de vista de teorías como es la liberación de energía de deformación almacenada planteada inicialmente por Bjerrum en 1967.

4.2 Modelación del estado inicial de esfuerzos del Túnel de Sumapaz

La evaluación de la condición inicial de esfuerzos del túnel es clave para ver cómo ha sido el cambio en los estados de esfuerzos en el tiempo y cómo su desarrollo o alteración puede afectar la estructura del pavimento al interior del túnel. Para ello, el primer paso es realizar los análisis iniciales en el diseño del Consorcio INGETEC S.A -BATEMAN INGENIERIA LTDA – PIV INGENIERIA tomando en cuenta los estudios efectuados e investigación del subsuelo, los ensayos de laboratorio realizados y los criterios ingenieriles aplicados en estos análisis.

Los datos y parámetros iniciales de diseño que se muestran en la Tabla 4.6 fueron extraídos del informe de estudios y diseños del consorcio previamente mencionado y del informe geológico realizado por Ponce de León y Asociados S.A. Los parámetros para las etapas de diseño se pueden consultar en el anexo 2. (Parámetros de diseño).

Tabla 4.6: Parámetros geotécnicos de diseño iniciales.

Formación Geológica	Tipo de material	Resistencia a la compresión inconfiada (MPa)	Cobertura máxima de diseño (m)	Constantes					Módulo de Young (GPa)	Peso unitario (kN/m ³)	Angulo de fricción interna (°)	Cohesión (MPa)
				m _i	m _b	s _i	s _r	a				
Guaduas Tkg	Arcillolita	2,5	40	4	0,45	1	0,0001	0,5	0,5	21,58	27	0,04
Arenisca Tierna Kgst	Arenisca	55	240	19	5,44	1	0,02	0,5	7,60	22,56	47	2,05
Arenisca de Labor Kgsl	Arenisca	55	240	19	6,28	1	0,03	0,5	7,6	22,56	48	2,35
Plaeners Kgsp	Limolita y lutita	30	250	9	2,08	1	0,011	0,5	0,9	22,07	39	0,9
Arenisca Dura Kgsd	Arenisca	60	300	19	5,1	1	0,04	0,5	10	22,56	45	2,12
Villeta Kv	Lutitas	7	280	6	1,16	1	0,006	0,5	0,9	22,07	34	0,18
Gualanday Tg	Conglomerados	15	130	20	5,15	1	0,015	0,5	4,9	21,58	47	0,51

Fuente: (Adaptación propia)

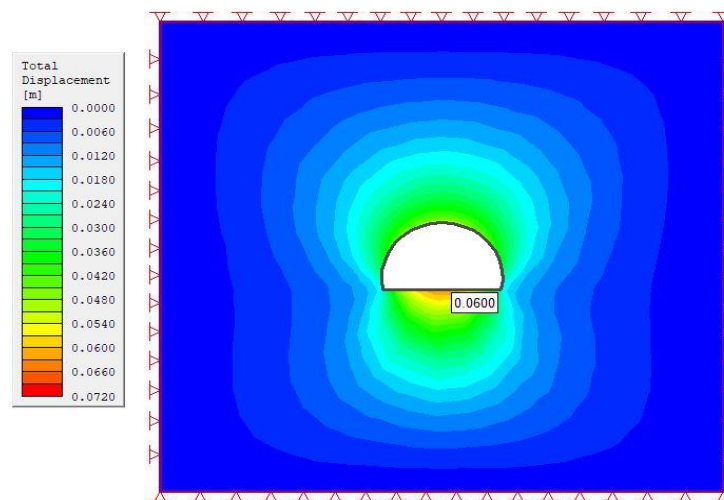
De la figura anterior se puede concluir que los parámetros geomecánicos de las lutitas pertenecientes a la Formación Villeta Kv representa una roca blanda y de baja resistencia, adicional a esto, el módulo de elasticidad tan bajo en comparación con los demás materiales de la zona da evidencia de un posible problema de rigideces.

Para realizar la estimación de los esfuerzos bajo la solera del túnel, no se tiene en cuenta el efecto de la columna de suelo hasta la superficie, con el propósito de compatibilizar los análisis numéricos con los cálculos de la metodología planteada por Díaz y Torres (2015).

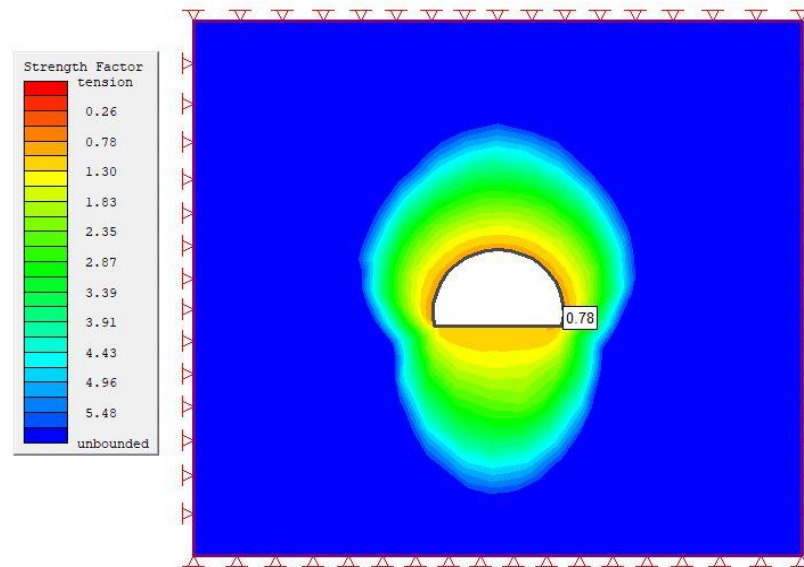
Las dimensiones del túnel son las presentadas en el informe diagnóstico proyecto tercer carril Bogotá-Girardot (2017), los modelos constitutivos empleados fueron Mohr-Coulomb y Hoek-Brown, las dimensiones del modelo cumplen una condición mayor a 5 veces el ancho de la zona de interés y las propiedades de cada elemento se presentaron en la tabla 4.6.

Las Figuras 4.23 y 4.24 ilustran los resultados de los análisis iniciales realizados por el autor de este trabajo, mediante el uso del software Phase 2.0® versión 5.0 año 2007 del grupo de programas de estudios geotécnico de Rocscience inc®.

Figura 4.23: Desplazamientos máximos



Fuente: (Adaptación propia)

Figura 4.24: Factor de seguridad

Fuente: (Adaptación propia).

Por el método del proceso constructivo del túnel de Sumapaz, método NATM, se definieron diferentes sistemas de sostenimiento provisional a medida que se avanza en obra y excavación, idealmente se debe contrastar una curva de diseño con una curva de deformaciones en terreno. Los tipos de sostenimiento varían dependiendo de las solicitaciones requeridas y pueden ser arcos y cerchas metálicas, anclajes de múltiples configuraciones, bulones, concretos rígidos, neumáticos o lanzados (con o sin fibras), concreto y materiales prefabricados, etc. Teniendo en cuenta las magnitudes de desplazamientos y Factores de Seguridad mostrados en las Figuras 4.22 y 4.23, el consorcio diseñador adoptó, según análisis realizados, los sistemas de sostenimiento presentados en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7: Sistema de sostenimiento adoptado en las zonas de interés dentro del túnel de Sumapaz.

Tipo	ST-III	ST-IV	ST-V
Pernos	D=0,025 m, de longitud L=4,50 m en cuadrículas de 1,00 m x 1,50 m.	D=0,025 m, de longitud L= 5,00 m en cuadrículas de 0,75 m x 1,00 m.	D=0,025 m, de longitud L= 5,00 m en cuadrículas de 0,50 m x 1,00 m.
Concreto Lanzado	0,10-0,15 m de HM-28	0,10-0,15 m de HM-28	0,10-0,15 m de HM-28
Arcos metálicos	HEB-100 cada 1,50 m.	HEB-100 cada 1,00 m.	HEB-160 cada 1,00 m.
Tratamientos especiales	Spilling de pernos, L= 6,0	Spilling de pernos, L= 6,0	Spilling de pernos, L= 6,0

Tipo	ST-III	ST-IV	ST-V
	m, separados cada 0,15-0,50 m con traslapes de 3,0 m	m, separados cada 0,15-0,30 m con traslapes de 3,0 m	m, separados cada 0,15-0,30 m con traslapes de 3,0 m
Revestimientos	Solera curva o plana según avance de obra.	Solera curva o plana según avance de obra.	Solera curva o plana según avance de obra.

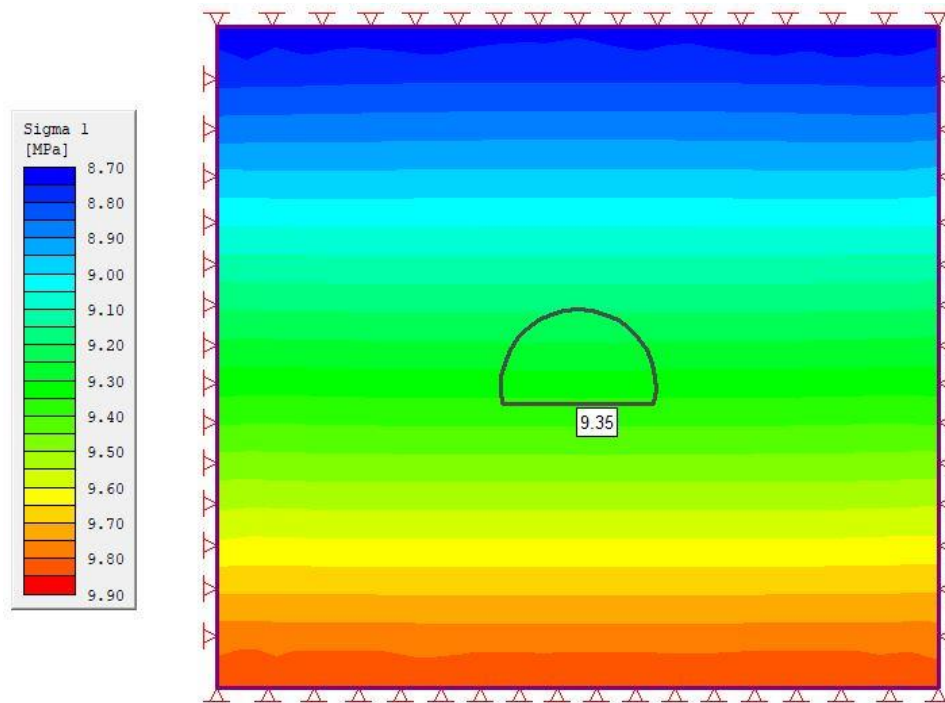
Fuente: (Adaptación propia)

Es importante anotar que, para los diseños iniciales según los informes del consorcio, la cobertura máxima que se estimaba para la zona donde se presentan las deformaciones era de 280 metros, pero en realidad esta cobertura alcanza un valor de 390 metros, una diferencia considerable de magnitud como bien se indica en el informe de diseño de la rehabilitación de obra civil para el túnel de Sumapaz presentado por el Concesionario Vía 40 Express en 2018.

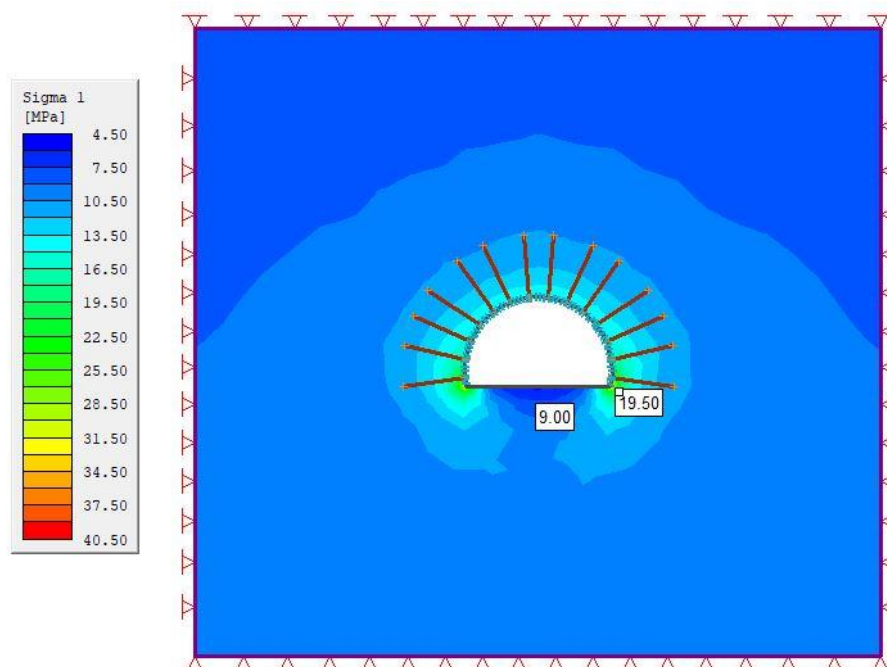
Todos los resultados de las diferentes modelaciones se pueden encontrar en el anexo 3. Resultados de los estados de esfuerzos.

Adicionalmente, se estima que en la zona más cercana a la falla de Quinini las propiedades de los materiales se encuentran en unas condiciones más precarias, en el informe de estudios y diseños iniciales se habla de un ángulo de fricción interna 15° y cohesión 0,02 MPa.

Como elementos base para una comparación con la metodología de interés para la estimación de estados de esfuerzos planteada por Díaz y Torres en 2015, se realizó la modelación de los esfuerzos in-situ con la degradación de los materiales propuestas por Torres (2005) mediante el uso del software Phase 2.0® antes y después de la excavación con los parámetros establecidos en los diseños iniciales, una premisa para poder generar una compatibilidad entre los modelos numéricos y teóricos de la metodología es realizar la medición de los estados de esfuerzo teniendo en cuenta el efecto de la columna de suelo hasta la superficie. Estos resultados se pueden observar en las Figuras 4.25 y 4.26.

Figura 4.25: Esfuerzos antes de la excavación (MPa).

Fuente: (Adaptación propia).

Figura 4.26: Esfuerzos después de la excavación (MPa).

Fuente: (Adaptación propia).

4.3 Ensayos geofísicos para estimación de esfuerzos.

Como un insumo primordial para la estimación de los estados de esfuerzo in-situ empleando la metodología planteada propuesta en 2015 por Díaz y Torres, se recurrió a los estudios de exploración geofísica realizados en 2019 sobre el túnel de Sumapaz realizados para el proyecto ampliación del tercer carril-doble calzada Bogotá-Girardot, contrato de concesión App No. 4 del 18 de octubre de 2016.

En dicho informe se muestran las observaciones, procedimientos y resultados obtenidos sobre los ensayos indirectos de refracción sísmica y análisis multicanal de onda superficial (MASW), en la zona comprendida entre las abscisas K86+362 (PR40+338) hasta K87+349 (PR39+351) con once líneas de sísmica superficial y cinco líneas de refracción sísmica. La localización y distribución de estos ensayos se muestra en las Tablas 4.8 y 4.9.

Tabla 4.8: Localización de líneas MASW.

No.	Abscisa	Este	Norte	Longitud (m)
PT-1	K86+362	946563	963214,2	8
PT-2	K86+462	946463,6	963228,1	8
PT-3	K86+562	946363,9	963239	8
PT-4	K86+662	946264,7	963249,9	8
PT-5	K86+762	946164,8	963260,8	8
PT-6	K86+862	946065,7	963271,6	8
PT-7	K86+950	945978,8	963281,1	8
PT-8	K87+062	945867	963293,4	8
PT-9	K87+161	945768,8	963304,1	8
PT-10	K87+258	945672	963314,7	8
PT-11	K87+349	945582,5	963324,5	8

Fuente: (Adaptación propia de informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019)

Tabla 4.9: Localización de líneas de refracción sísmica.

No.	Este	Norte	Longitud (m)
LS-12	945630,6	963316,5	230
LS-13	945859,2	963291,7	230
LS-14	946087,9	963266,8	230
LS-15	946316,5	963241,7	230
LS-16	946545,1	963217,1	80

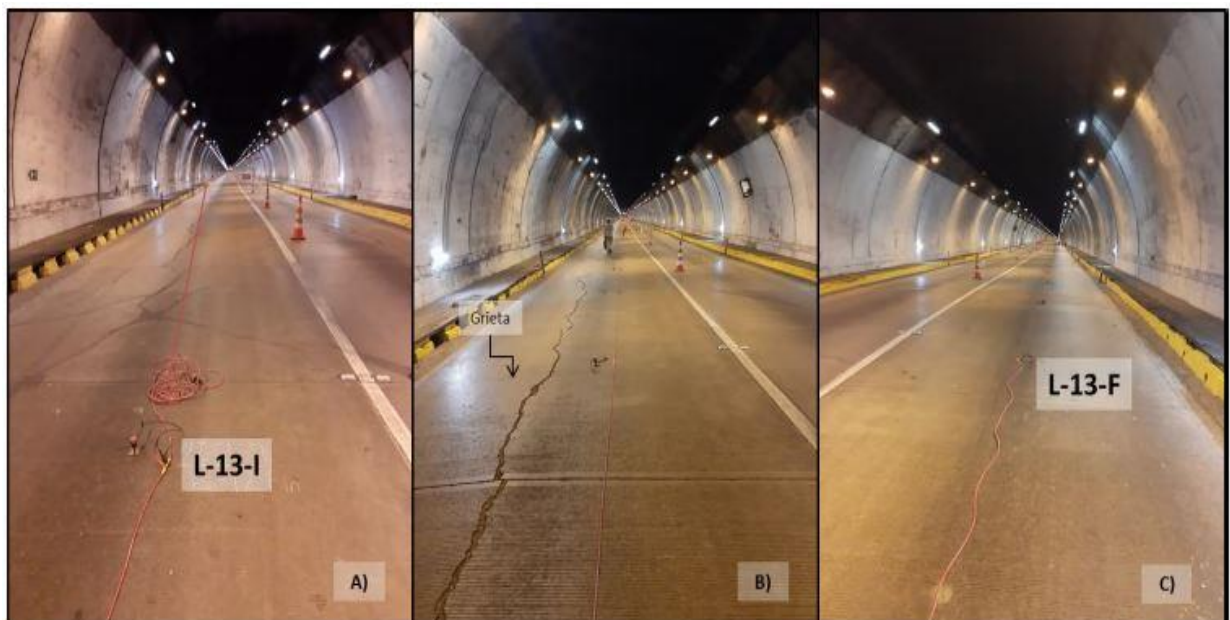
Fuente: (Adaptación propia de informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019)

El plan de exploración geofísica fue realizado por una empresa de alto reconocimiento y gran experiencia en proyectos de ingeniería de importancia a nivel nacional, si bien los ensayos de tipo Remi, refracción sísmica y MASW cuentan con posibles errores de lectura y de apreciación, sumado a los innegables errores humanos, se considera que para efectos prácticos estos errores se pueden despreciar con la respectiva precaución y criterio que ello conlleva, teniendo en cuenta las incertidumbres y factores de seguridad a la hora de realizar los diseños.

Como se mencionó en capítulos anteriores, el ensayo de refracción sísmica consiste en medir los tiempos de viaje de las ondas refractadas en los cambios de estratos en los materiales o en las interfases de materiales con diferentes propiedades, presentan variaciones en la impedancia acústica la cual es dependiente de la densidad y la velocidad de la capa.

La Figura 4.27 presenta la distribución de la línea de refracción sísmica 13 o LS-13.

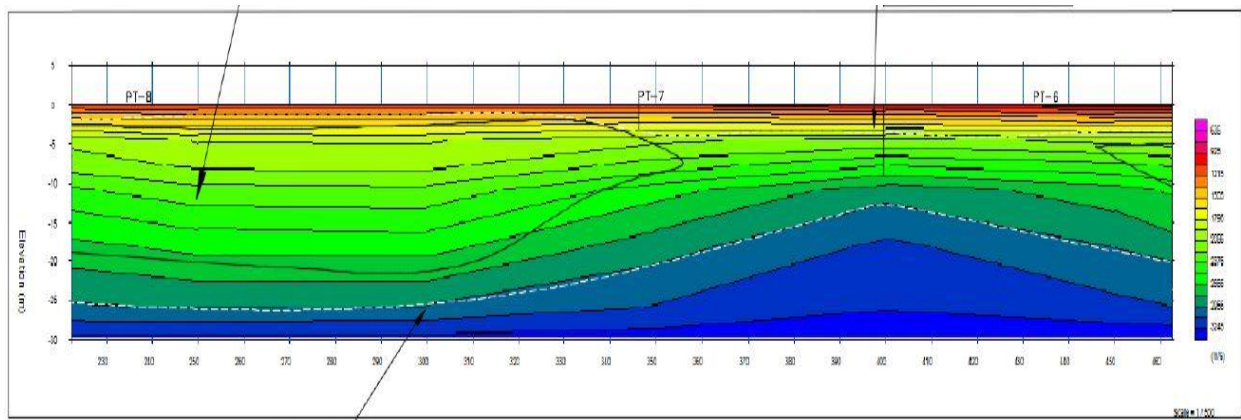
Figura 4.27: Línea de refracción sísmica LS-13.



Fuente: (Informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019).

Los resultados de cada línea de refracción sísmica se presentan en dos modalidades, una tomografía sísmica y un modelo simplificado. El primero modela el subsuelo con métodos de elementos finitos arrojando un resultado detallado con más de 10 capas mostrando la variación de la velocidad de onda de compresión en profundidad como se puede observar en la Figura 4.28.

Figura 4.28: Resultados de línea de refracción sísmica (tomografía sísmica).

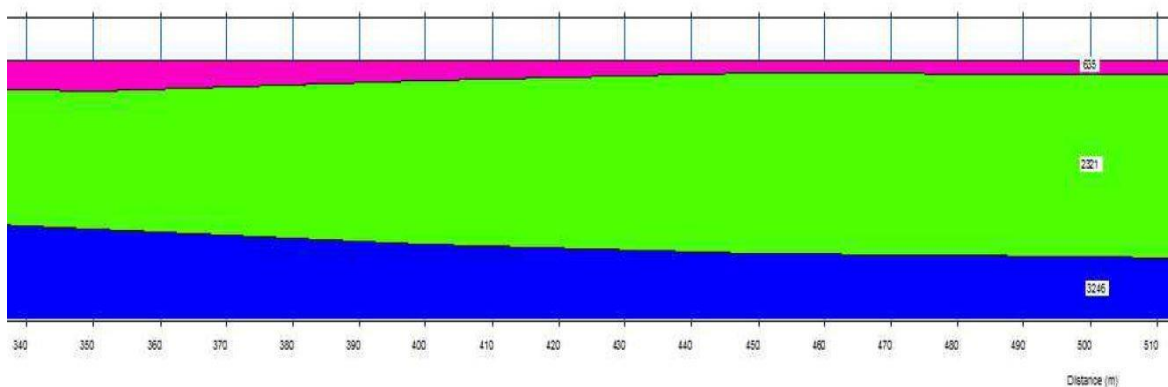


Fuente: (Informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019).

El segundo modelo simplificado es un poco más sencillo, entre dos a cuatro capas ilustrando solo las capas principales del subsuelo, según su velocidad compresional (V_p) y el espesor de cada una. Los resultados de este modelo se pueden apreciar en la Figura 4.29.

Se puede dividir la zona en tres sectores principales, velocidades de hasta 1500 m/s representando un sector superficial heterogéneo, velocidades de hasta 2900 m/s ilustrando las arcillolitas y lodolitas y velocidades de hasta 3245 m/s pertenecientes al basamento rocoso.

Figura 4.29: Resultados de línea de refracción sísmica (modelo simplificado).



Fuente: (Informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019).

Como se puede apreciar en las figuras 4.28 y 4.29, se puede discretizar el área de interés en tres capas según su velocidad de onda de compresión (V_p) y la litología de la zona. La

primera capa con valores V_p máximos de 1.500 m/s, material heterogéneo de la base del túnel y los 2,0 metros más superficiales del ensayo, subyaciendo estos materiales encontramos una capa con valores de V_p de hasta 2.900 m/s relacionados a las arcillolitas y lodolitas de la zona, en general de una alteración considerable que va disminuyendo con la profundidad, pero no de manera uniforme según el reporte y la geometría de las isovelocidades. La capa más profunda presenta velocidades de hasta 3.245 m/s, indicando el basamento rocoso de la zona de interés constituido por una sucesión de lodolitas y arcillolitas algo calcáreas con intercalaciones de arenitas de grano fino. Por otra parte, esta capa va disminuyendo su grado de alteración a medida que se va profundizando.

En los capítulos anteriores se mencionó en qué consiste el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), el fundamento de este ensayo es definir la velocidad de onda de corte de los materiales. Esto en conjunto con un buen plan de exploración del subsuelo y rigurosos ensayos de laboratorio, puede generar una mejor comprensión de factores tan importantes como la rigidez, los espesores y comportamientos específicos debidos a la consolidación de los geomateriales.

Realizando un proceso de inversión sobre las curvas de dispersión características del subsuelo se puede determinar la velocidad de onda de corte V_s y en conjunto con otros ensayos y métodos de exploración geotécnica, se puede establecer un tipo de material según los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 ilustrados en la Figura 4.30.

Figura 4.30: Clasificación del tipo de suelo según la NSR-10.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{\sigma}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> \bar{\sigma}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s $> \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) $> \bar{\sigma}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

Fuente: (Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente, 2010).

La velocidad de corte V_s puede ser estimada mediante diversas maneras, una de ellas es dejar constante la relación de Poisson en un valor determinado y así obtener una relación entre las velocidades de compresión y las de corte, algunos estudios utilizan una relación de Poisson $\nu = 0,33$ obteniendo una relación entre las dos velocidades de V_p y V_s de 2, valor que puede oscilar entre 1,6 y 3,0.

Una vez se tienen las velocidades de compresión V_p , las velocidades de corte V_s y las respectivas densidades de cada material ρ , se pueden emplear las siguientes ecuaciones para estimar los módulos de elasticidad dinámico E_d , módulos de corte máximos G_o y módulo Bulk (de deformaciones volumétricas) K .

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (4.2)$$

Donde ν es la relación de Poisson, V_p es la velocidad de la onda de compresión y V_s es la velocidad de la onda de corte.

El módulo de corte G_o máximo se puede estimar mediante la ecuación 4.3

$$G_o = \rho * V_s^2 \quad (4.3)$$

El módulo de elasticidad dinámico E_d , es bastante complicado de determinar por la dificultad que representa detectar las ondas transversales (Ondas S), representa el módulo de corte convencional evaluado con métodos dinámicos, una alternativa para su estimación es mediante la relación de Poisson y la ecuación 4.4.

$$E_d = 2G(1 + \nu) \quad (4.4)$$

Finalmente, el módulo Bulk (K) puede ser estimado mediante la ecuación 4.5

$$K = \frac{1}{3} \frac{E}{(1 - 2\nu)} \quad (4.5)$$

Mediante la interpolación de datos a cada profundidad de interés se obtienen los perfiles 2D mediante el uso del software SURFER® en espesores de 2 metros cada 8 metros. Es importante destacar que este ensayo solo permite clasificar las velocidades de onda de los primeros 30 metros.

A continuación, se presentan de manera ilustrativa la localización y los resultados de la PT-1 (Figura 4.31).

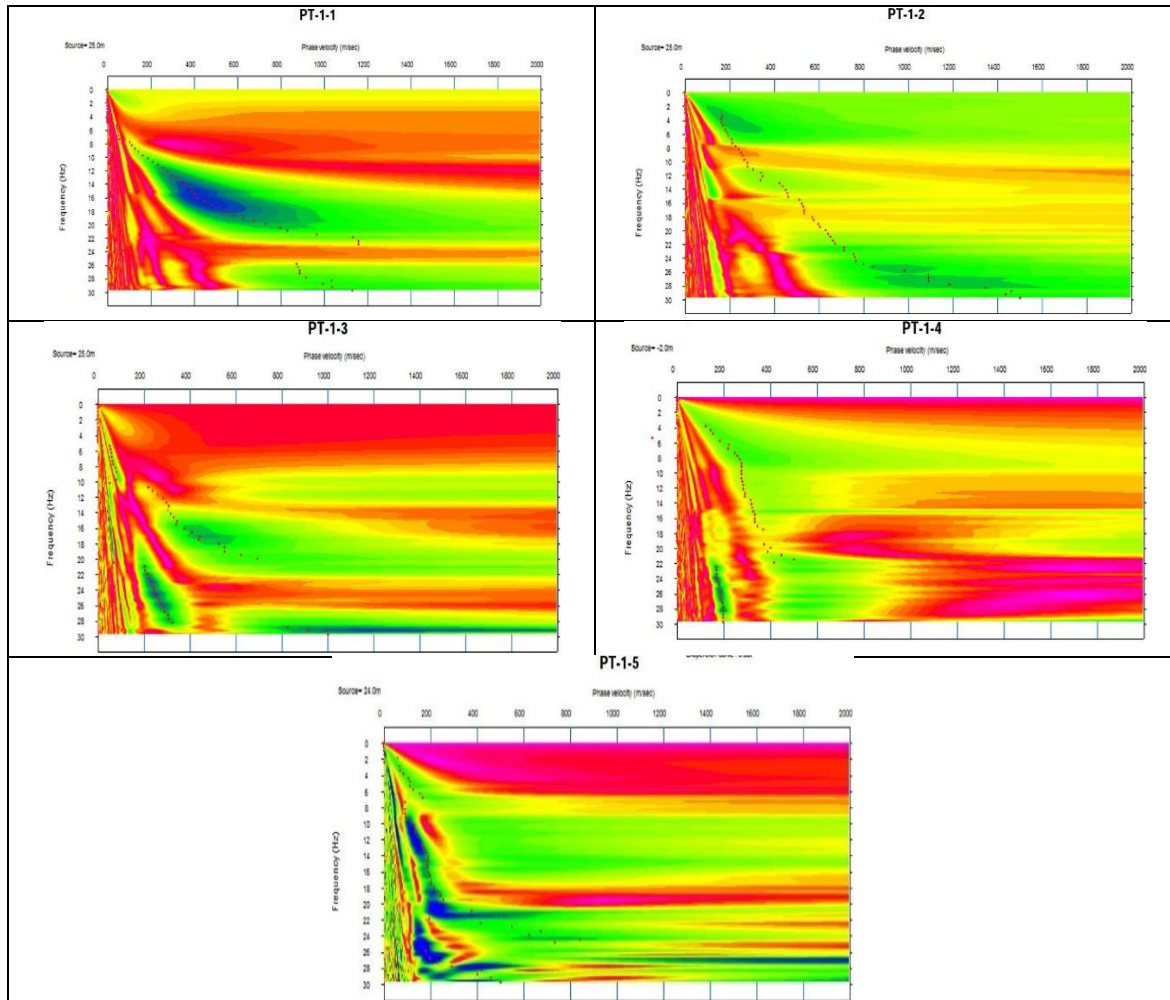
Figura 4.31: Localización PT-1

Fuente: (Informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019).

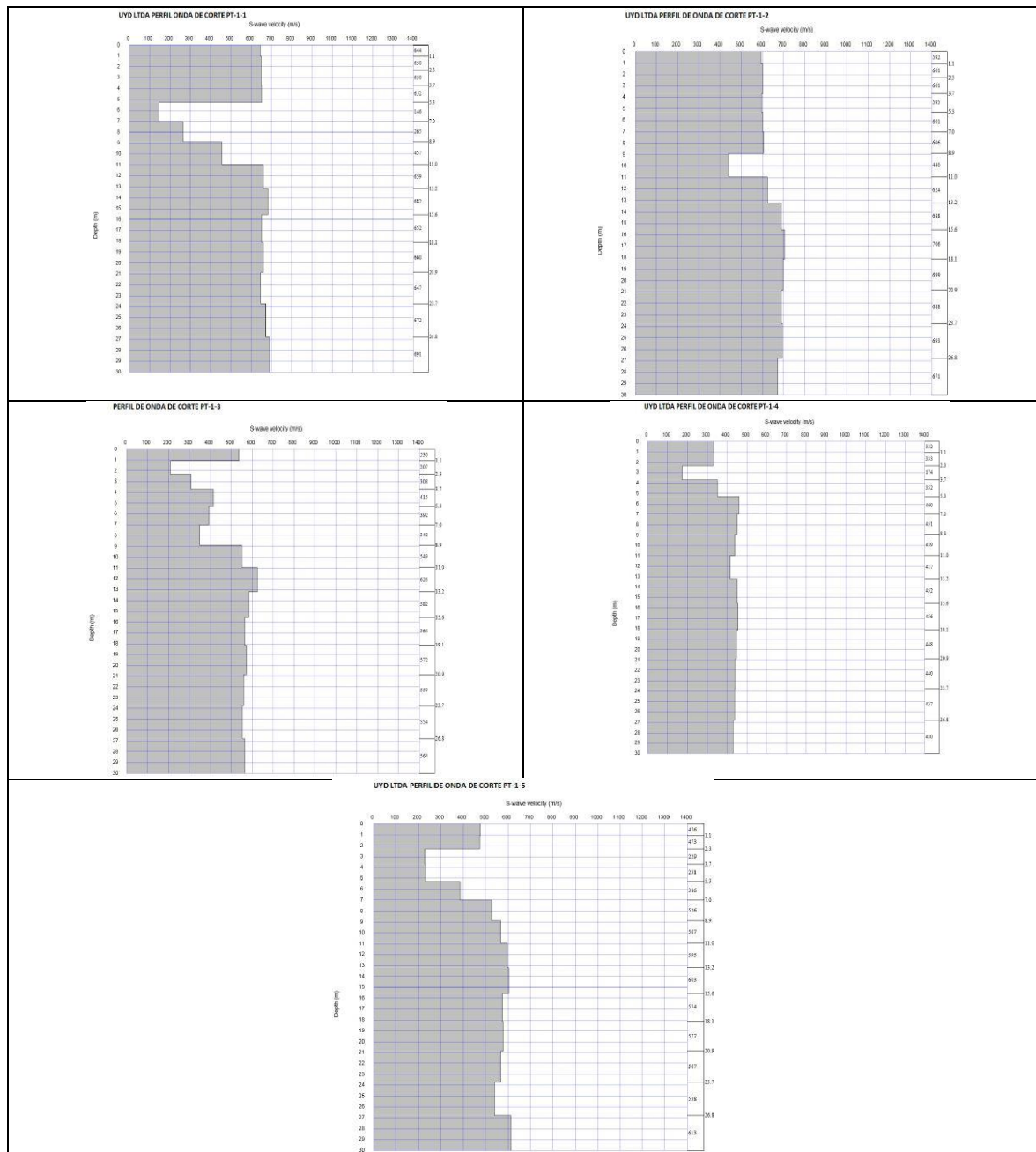
Las líneas de superficie a lo largo de todo el corredor permiten un mejor entendimiento de la zona de interés y los materiales bajo el pavimento al interior del túnel, al igual que con las líneas de refracción sísmica, las once líneas de superficie se logra tener un buen resultado de clasificación. Por otra parte, se debe notar que entre mayor sea el plan de exploración geotécnica menor será el error en la comprensión geotécnica en cuestión, dicho lo anterior se podría complementar este entendimiento con unas perforaciones y ensayos de laboratorio.

La Figura 4.32 muestra los espectros de fase para la PT-1 y la Figura 4.33 presenta los modelos unidimensionales de la misma línea, estos análisis son realizados por cinco tramos medidos y son insumos claves para la obtención del perfil 2D que se presenta más adelante.

Figura 4.32: Espectros de fase PT-1



Fuente: (Adaptación propia de Informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019).

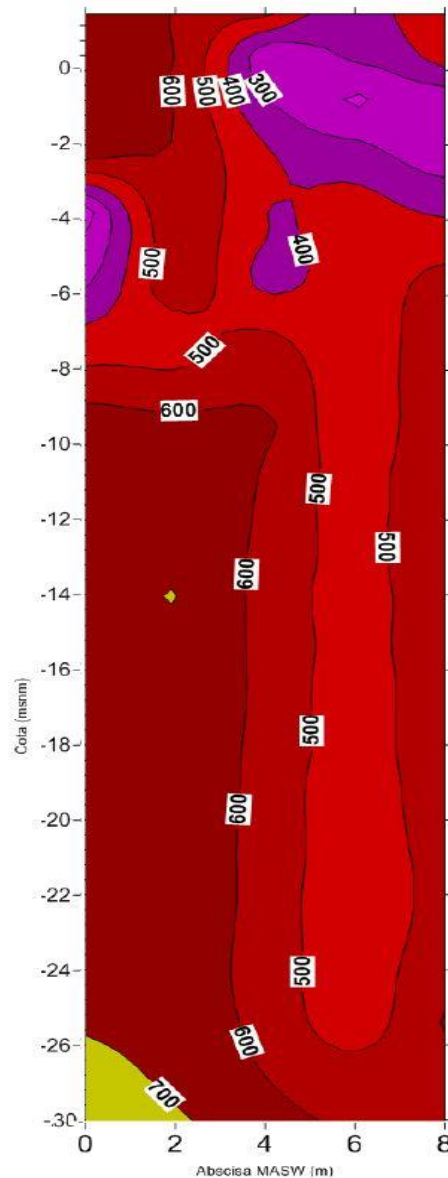
Figura 4.33: Modelo 1D PT-1

Fuente: (Adaptación propia de Informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019).

Para esta línea sísmica los valores registrados van desde 300 m/s hasta 600 m/s en los 20 metros más superficiales con valores promedio de 450 m/s que se pueden relacionar a la litología de la zona, como las lodolitas y arcillolitas presentes, en algunos casos con intercalaciones de arenita de grano fino y algo fracturadas. Ya acercándose a los 30 metros

de profundidad se pueden observar velocidades de 700 m/s como se puede observar en la Figura 4.34 se presenta el perfil 2D obtenido mediante este ensayo MASW en la línea PT-1.

Figura 4.34: Perfil en profundidad PT-1



Fuente: (Informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019).

Los resultados de las velocidades promedio del resultado del ensayo MASW se resume en la Tabla 4.10

Tabla 4.10: V_s promedio (m/s) a lo largo de la zona de estudio

No.	V_s promedio (m/s)
PT-1	497,32
PT-2	593,06
PT-3	586,04
PT-4	607,18
PT-5	564,80
PT-6	610,54
PT-7	643,40
PT-8	721,58
PT-9	727,18
PT-10	876,84
PT-11	819,16

Fuente: (Adaptación propia de informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019)

Relacionando la litología de la zona y los resultados obtenidos de velocidad de onda de corte V_s se pueden describir dos tendencias en los materiales. La primera reúne las velocidades de onda menores a 450 m/s asociadas en las líneas de la PT-1 a la PT-9 a las arcillolitas y lodolitas fracturadas y para la PT-10 y PT-11 se pueden relacionar con las cuarzo-arenitas de grano fino alteradas. La segunda tendencia comprende las velocidades de onda de corte V_s mayores a 450 m/s, en el caso de la PT-1, PT-2, PT-10 y PT-11 hasta 1200 m/s y para las PT-3 a la PT-9 con valores máximos entre 850 m/s y 1000 m/s.

Se pueden apreciar cambios importantes en las velocidades de onda de corte bajo las estructuras de pavimento, en un espesor de dos a tres metros. Estas disminuciones muestran reducciones en la rigidez y la resistencia al corte de los materiales, situación que se ve reflejada en las deformaciones sobre el tramo del túnel de Sumapaz de interés.

Una vez se tienen las velocidades de onda de corte V_s y de onda de compresión V_p , se procede a obtener los parámetros geomecánicos de interés a lo largo de todo el corredor mediante el uso de las ecuaciones 4.2 a 4.5. La Tabla 4.11 muestra un promedio de estos parámetros para la PT-1.

Tabla 4.11: Parámetros geomecánicos de la PT-1.

Profundidad PT-1 (m)	Velocidad de corte V_s (m/s)	Velocidad compresional V_p (m/s)	γ (kN/m ³)	G (MPa)	E_d (MPa)
390,0	644,90	1289,90	26,06	1084	2891
391,1	650,10	1300,15	23,97	1013	2702
392,3	650,10	1300,15	23,41	989	2638
393,7	652,30	1304,54	23,09	983	2620
395,3	146,00	292,02	17,44	37	99
397,0	265,60	531,15	19,59	138	368
398,9	457,30	914,63	21,41	448	1194
401,0	659,60	1319,19	22,44	976	2603
403,2	682,60	1365,80	22,43	1045	2787
405,6	631,80	1263,54	22,10	882	2352
408,1	660,30	1320,64	22,15	966	2575
410,9	647,10	1294,29	22,01	922	2458
413,7	672,80	1345,53	22,05	998	2662
416,8	691,10	1382,14	22,07	1054	2811

Fuente: (Adaptación propia de Informe de exploración geofísica ampliación tercer carril doble calzada Bogotá-Girardot, 2019).

4.4 Estimación de los estados de esfuerzos empleando la metodología de Díaz y Torres.

En capítulos anteriores de este documento se menciona el estudio de los estados de esfuerzos in-situ es una labor no realizada de manera tan constante en los proyectos de ingeniería debido a diversos factores, algunos pueden ser la complejidad de las pruebas en sitio y el requerimiento de un personal capacitado para interpretar los resultados obtenidos, los costos de algunas de estas pruebas que inicialmente no se contemplan en los presupuestos establecidos o simplemente por desconocimiento del personal encargado del proyecto.

Conocer los estados de esfuerzos de los materiales y sus variaciones a lo largo del transcurrir del tiempo nos puede ayudar a comprender los fenómenos de liberación de energía de deformación almacenada planteada inicialmente por Bjerrum en 1967, interpretando la relación y la redistribución de los esfuerzos verticales y horizontales, las propiedades y comportamientos propios de cada material, todo el proceso que abarca su origen, los enlaces o “bonds” que se han formado y se han destruido por diversos fenómenos como la erosión o descarga, la complejidad intrínseca que conlleva trabajar con materiales de tipo lutitas y lodolitas.

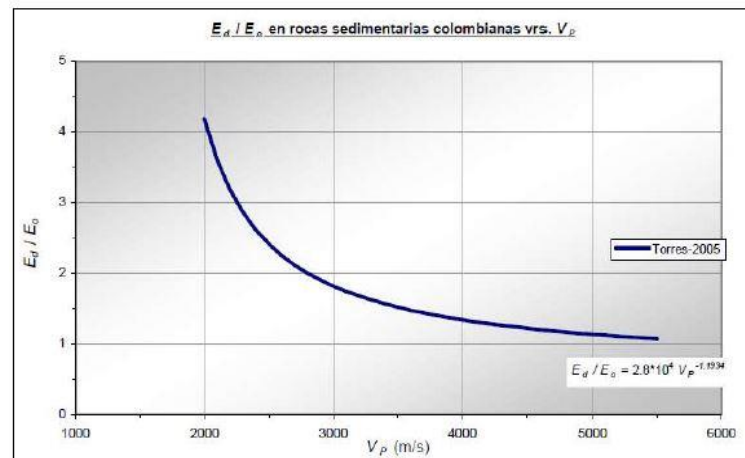
Para lograr acercarse a entender el comportamiento que sufren los materiales a lo largo de la zona de interés dentro del túnel de Sumapaz se recurrió a la metodología planteada por Díaz y Torres en 2015 y los fundamentos claves que plantea la investigación de Torres en 2011 sobre la degradación de estos materiales ante procesos de carga – descarga y humedecimiento – secado.

La metodología utilizada en este trabajo requiere como insumo básico los ensayos geofísicos y su interpretación, los cuales se presentaron en el capítulo anterior. Posteriormente se procede a aplicar un factor de reducción establecido por Torres en 2011 para este tipo de materiales arcillosos que nos permite relacionar el módulo de Young dinámico $E^{\text{m dinámico}}$ obtenido en campo mediante ensayos geofísicos y un módulo de Young dinámico de laboratorio $E^{\text{lab dinámico}}$, este factor es de aproximadamente 0,60 para cierta clase de areniscas y de 0,38 para el tipo de materiales con características similares a los presentes en la geología del túnel, estos datos fueron tomados y tienen sus fundamentos en los estudios realizados y metodologías planteadas por Torres en 2005 y 2011 y sus investigaciones sobre factores de escala de análisis de los materiales en el macizo rocoso y en laboratorio.

Una vez se tiene este módulo $E^{\text{lab dinámico}}$, se procede a aplicar un factor que trata de representar el cambio o disminución de las propiedades en los geomateriales cuando estas son estudiadas en un laboratorio y cuando se realizan sobre el macizo rocoso, este factor es presentado por Torres en 2011 como factor de reducción de escala (condición actual a laboratorio).

Posteriormente a este paso se aplica una relación entre el módulo en cuestión y un módulo de Young estático de laboratorio $E^{\text{lab estático}}$, esta relación está en función de las velocidades compresionales V_p y el componente $E^{\text{lab dinámico}} / E^{\text{lab estático}}$ y es propuesta por Torres en 2005 con errores típicos entre (9-14%) y un $R=0.74$ (Figura 4.35).

Figura 4.35: $E^{\text{lab dinámico}} / E^{\text{lab estático}}$ para rocas sedimentarias vs V_p



Fuente: (Torres, 2005).

Torres (2011), realizó una comparación de velocidades de onda a una escala mega y macro, donde mediante la aplicación de un análisis estadístico encontró que para rocas lodosas la relación de laboratorio a campo se estima en 1:0.03. demostrando que las propiedades geomecánicas del macizo rocoso in-situ son aproximadamente el 38% de las obtenidas mediante ensayos de laboratorio.

En la Tabla 4.12 se presentan los resultados de la estimación de estos módulos para la línea PT-11, siguiendo la metodología de interés y la relación planteada por Torres en 2005.

Tabla 4.12: Obtención del E_o^{lab}

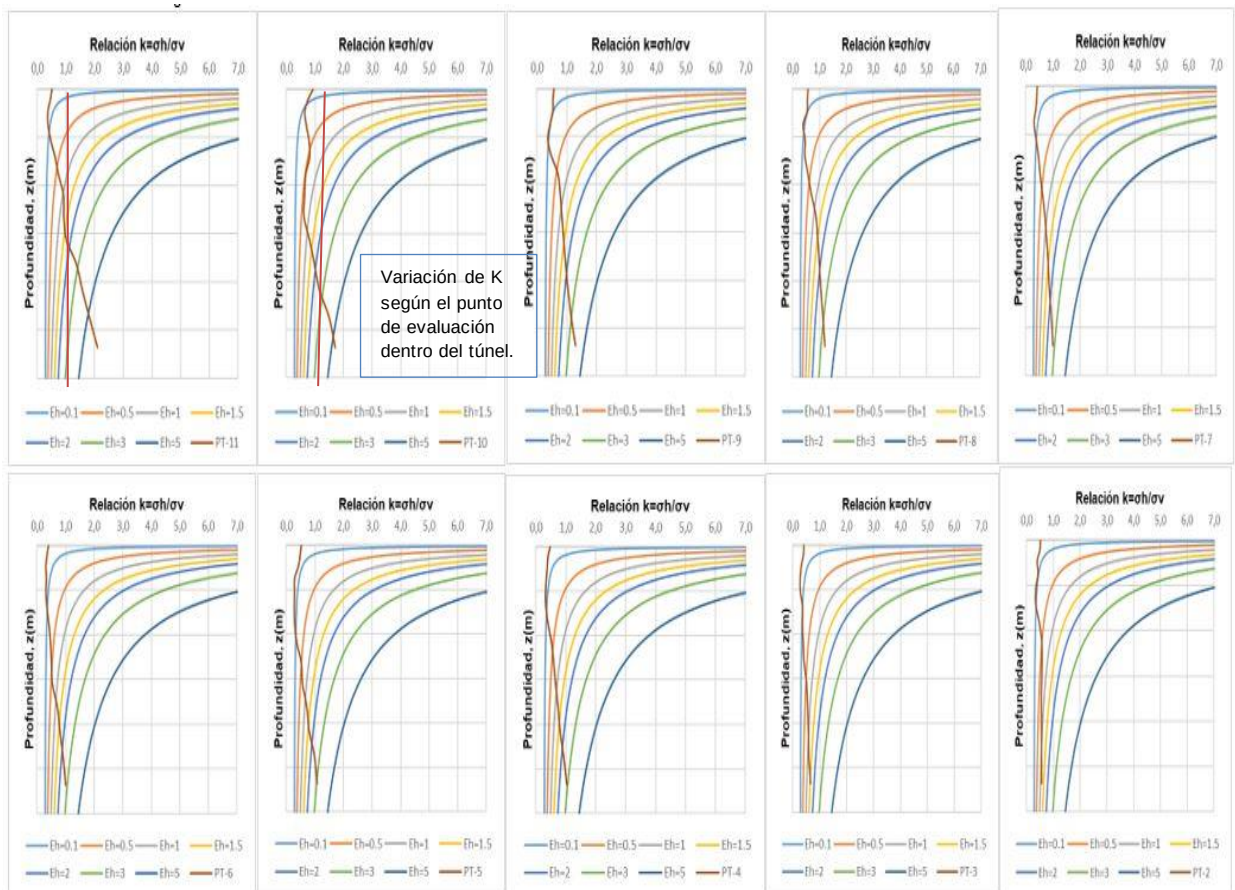
PT-11			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011 38%			$E_d/E_o = 2.8 \cdot 10^4 V_p^{-1.1934}$ Relación MCTS (2005)		
Profundidad (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	G^m dinámico (MPa)	E^m dinámico (MPa)	E^{lab} dinámico (MPa)	$E_{d^{lab}}/E_{o^{lab}}$ b	E^{lab} estático (MPa)	E_o^{lab} estático (GPa)
390,0	1170,4	585,22	896,8	2391,3	6292,8	6,10	1031,4	1,03
391,1	1127,5	563,76	768	2047,8	5388,9	6,38	844,8	0,84
392,3	970,4	485,20	604	1610,9	4239,3	7,63	555,6	0,56
393,7	973,2	486,58	614,8	1639,5	4314,6	7,60	567,4	0,57
395,3	1186,0	592,98	891,6	2377,8	6257,4	6,01	1041,9	1,04
397,0	1385,7	692,84	1201,4	3203,6	8430,6	4,99	1690,3	1,69
398,9	1512,2	756,10	1419,8	3786,3	9963,9	4,49	2217,3	2,22
401,0	1659,7	829,84	1694,8	4519,3	11892,8	4,02	2957,4	2,96
403,2	1669,7	834,84	1657,2	4419,1	11629,3	3,99	2912,6	2,91
405,6	1735,9	867,96	1773,4	4729,3	12445,6	3,81	3265,2	3,27
408,1	1953,1	976,56	2256,6	6017,4	15835,3	3,31	4782,2	4,78
410,9	2071,2	1035,56	2530,2	6747,2	17755,7	3,09	5751,1	5,75
413,7	2185,5	1092,84	2825	7532,9	19823,5	2,90	6845,9	6,85
416,8	2306,6	1153,28	3149,8	8399,2	22103,2	2,72	8140,7	8,14

Fuente: (Adaptación propia).

El siguiente paso para la aplicación de esta metodología es determinar los estados de esfuerzos verticales y horizontales mediante la relación de esfuerzos planteada por Sheorey en 1994 y descrita previamente en el capítulo 2.3.

Como ya se aplicó la relación y los factores de reducción entre los módulos dinámicos en el macizo rocoso y los módulos estáticos en el laboratorio se procede a emplear la ecuación 2.11 presentada anteriormente para estimar los valores de la relación de esfuerzos verticales y horizontales k . El análisis de estos esfuerzos geoestáticos evaluados en un momento específico permitirá ver la condición actual a la que se ven sometidos estos materiales. Los valores obtenidos de k para el corredor se presentan en la Figura 4.36.

Figura 4.36: Relación de esfuerzos horizontales y verticales K según propuesta de Sheorey (1994).



Fuente: (Adaptación propia).

Se observa que los valores de la relación de esfuerzos k es muy variante a lo largo del corredor, con valores más bajos en el costado cercano al portal Boquerón y aumentando poco a poco a medida que se acerca al portal Melgar, esto nos permite de manera indirecta evaluar el comportamiento de los materiales y los estados geoestáticos en el momento de la evaluación.

Posterior a esto se procede a estimar los estados de esfuerzos empleando la ecuación 3.1 para esfuerzos verticales y la relación $\frac{\sigma_H}{\sigma_v}$. La Tabla 4.13 muestra los resultados del cálculo de esfuerzos en la PT-11, en el siguiente capítulo se presentan los resultados a lo largo de la zona de interés dentro del túnel de Sumapaz.

Tabla 4.13: Estados de esfuerzos PT-11

PT-11			
Profundidad (m)	$k=\sigma_h/\sigma_v$ [Sheorey]	σ_v (MPa)	σ_H (MPa)
390,0	0,506	10,142	5,127
391,1	0,453	9,142	4,145
392,3	0,366	8,454	3,093
393,7	0,367	8,476	3,107
395,3	0,462	8,255	3,814
397,0	0,609	8,574	5,225
398,9	0,734	8,808	6,464
401,0	0,910	9,007	8,198
403,2	0,922	9,081	8,373
405,6	1,005	9,098	9,140
408,1	1,353	9,219	12,471
410,9	1,574	9,287	14,620
413,7	1,818	9,370	17,036

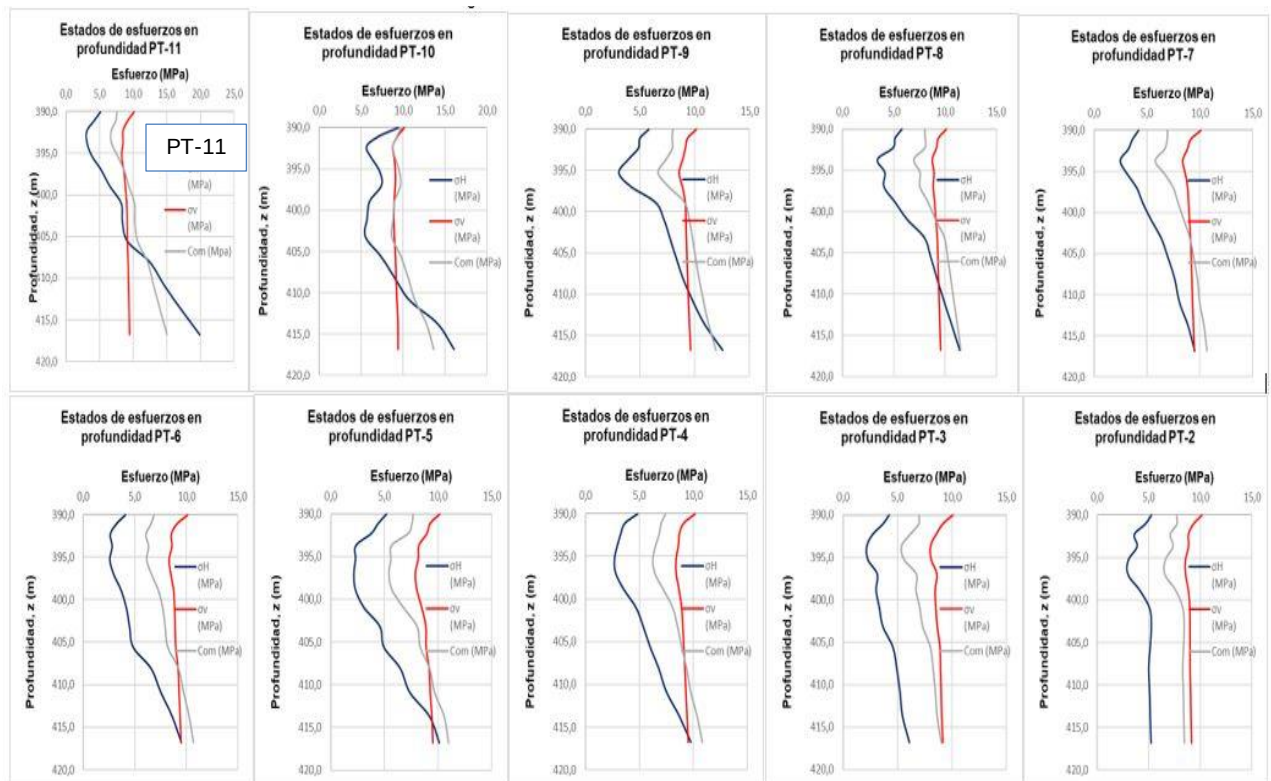
Fuente: (Adaptación propia).

Este procedimiento se repitió a lo largo del corredor y se aplicaron diversas metodologías que esencialmente consisten en aplicar factor de reducción a los parámetros y efectos de escala. Finalmente, siguiendo la metodología planteada por Díaz y Torres (2015) se tomaron los fundamentos y factores que los autores proponen. Estos resultados se incluyen en el anexo 3. Resultados de los estados de esfuerzos.

Como en la estimación de la relación de esfuerzos k , se logra apreciar el cálculo de los esfuerzos horizontales que se presenta una predominancia a estos en el costado más próximo al portal Melgar, y van decreciendo a medida que se acercan al portal Boquerón.

La Figura 4.37 ilustra la distribución de estos esfuerzos en relación a la profundidad (esfuerzo vertical en rojo y esfuerzo horizontal en azul).

Figura 4.37: Esfuerzo vertical (rojo) y esfuerzo horizontal (azul) a lo largo del corredor



Fuente: (Adaptación propia).

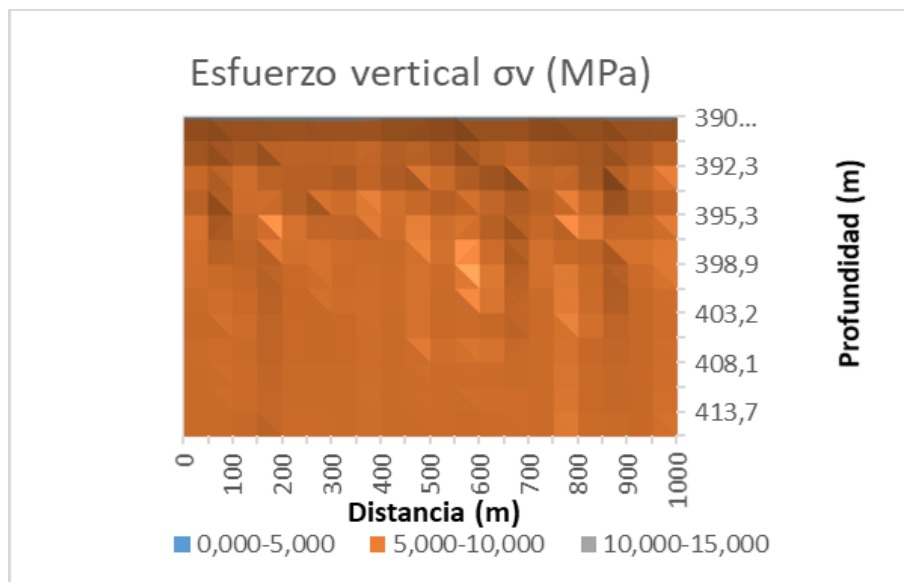
De la figura anterior se puede notar que para la PT-11 utilizando la metodología planteada por Díaz y Torres en 2011 y la teoría de Sheorey en 1994 se tienen valores de esfuerzo vertical en los 30 metros de estudio de 0,607 MPa y de esfuerzo horizontal de 1,478 MPa. Los resultados de aplicar esta metodología a lo largo de toda la zona de interés dentro del túnel de Sumapaz se presentan en el capítulo siguiente resultados y análisis

5.Resultados y análisis

A continuación, se presentan los resultados y análisis de la metodología previamente descrita y su posible aplicación en futuros proyectos de ingeniería.

Inicialmente se estimaron los esfuerzos verticales a lo largo de la zona de interés estudiada dentro del túnel de Sumapaz, estos esfuerzos fueron calculados asumiendo la carga litostática que ejercen los materiales sobre los puntos de interés. Los resultados se pueden observar en la Figura 5.1 y muestran las diferentes zonas con valores similares de esfuerzo vertical.

Figura 5.1: Esfuerzos verticales



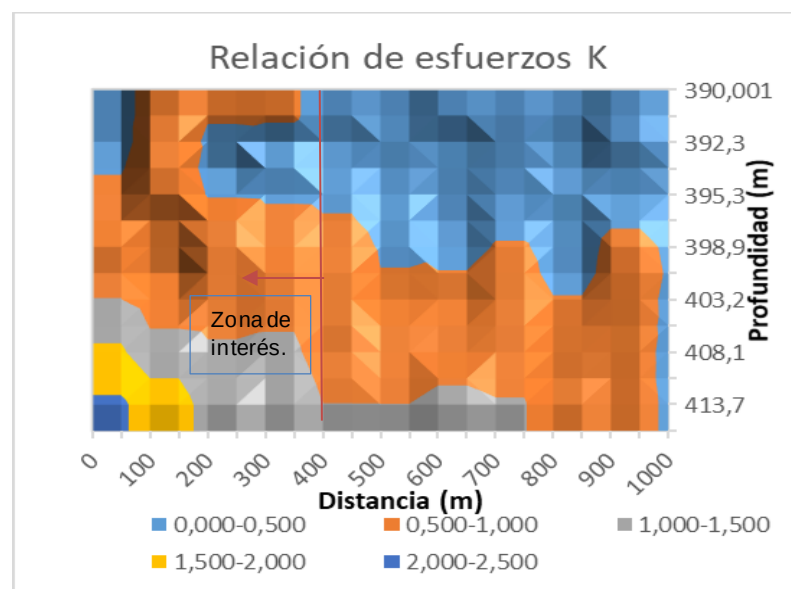
Fuente: (Adaptación propia).

Como ya se mencionó previamente el esfuerzo vertical viene dado por el producto del peso unitario de los materiales por la profundidad correspondiente. Las profundidades de interés son tomadas como referencia del informe de estudios geofísicos realizados en el proyecto

ampliación del tercer carril Bogotá -Girardot y de esta manera se logró tener un punto de comparación.

El siguiente paso en la aplicación de la metodología fue la estimación de la relación k de los esfuerzos horizontales σ_H y verticales σ_V , para esto se empleó la teoría de Sheorey (1994), mencionada en capítulos anteriores y que es una buena aproximación para estimar estados de esfuerzos en obras de ingeniería de la magnitud del túnel de Sumapaz y en materiales tan complejos como lo son los de la zona de interés. Los resultados de la estimación de la relación k se presentan en la Figura 5.2.

Figura 5.2: Relación k en la zona de interés.



Fuente: (Adaptación propia).

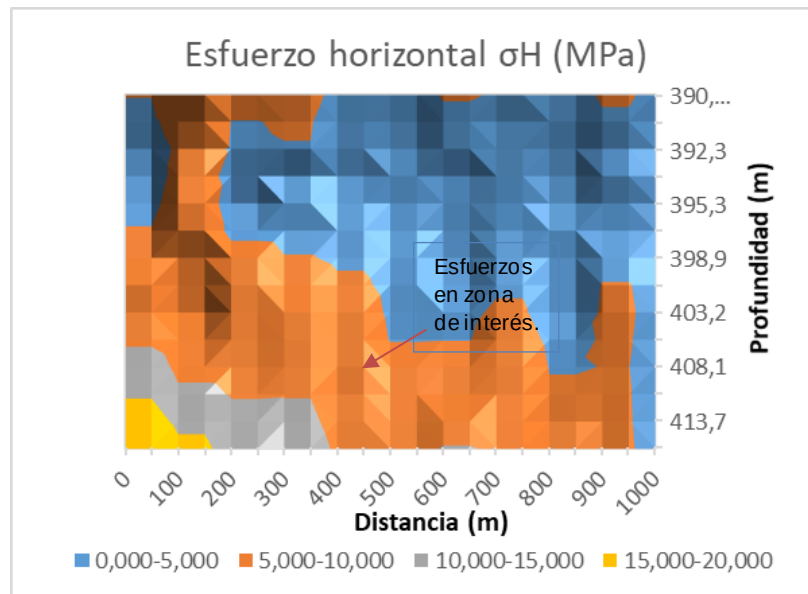
Como se puede observar en la figura anterior los valores de k se pueden distribuir en tres categorías, la primera se encuentra a nivel superficial de la zona de estudio representando el material del pavimento en el interior del túnel y el material heterogéneo, la segunda tendencia se encuentra a partir de los cuatro metros y abarca casi todo el corredor vial entre las abscisas K86+362 hasta K87+161, la tercera y última categoría se encuentra en la abscisa inmediatamente anterior hasta la abscisa K87+349.

Adicionalmente se puede concluir que el sistema de fallas presente en la zona de comportamientos geológicos muy complejos presenta una repercusión en los estados de esfuerzos verticales y horizontales, adicional a lo anterior se puede inferir indirectamente

que ya se ha liberado cierta cantidad de la energía de deformación almacenada por las variaciones que representó la estimación de la relación de esfuerzos k .

Una vez se obtuvo la relación de los esfuerzos se procedió a obtener los esfuerzos horizontales (Figura 5.3) a lo largo de la zona con deformaciones de interés.

Figura 5.3: Esfuerzos horizontales en la zona con deformaciones.

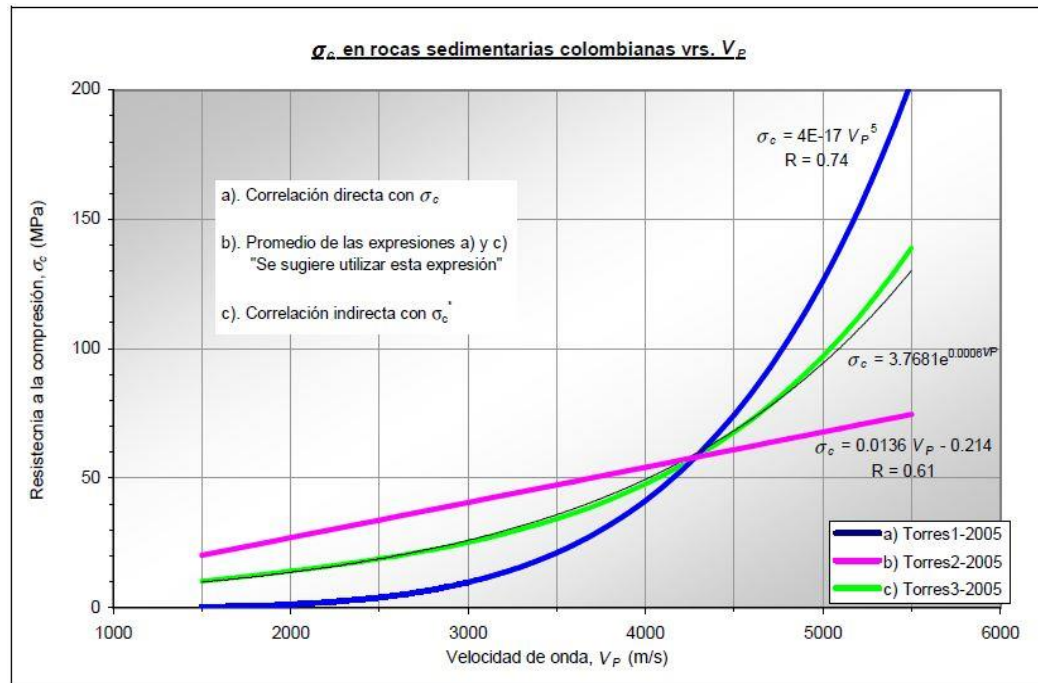


Fuente: (Adaptación propia)

Estimando los esfuerzos horizontales mediante esta metodología se pueden observar dos grandes tendencias, la primera representada en color azul con valor entre 0 y 0,5 MPa muestra valores donde un porcentaje del esfuerzo vertical mayor al esfuerzo horizontal esto valida los reportes de los estudios geofísicos donde se manifiesta que los materiales se encuentran altamente fracturados y/o alterados lo que permite deducir que la energía de deformación que se encontraba almacenada en estos materiales ya fue liberada en gran parte, aunque no se debe descartar la remanencia de cierta cantidad de energía almacenada que se podría tratar de una energía de carácter residual pudiendo generar ciertas afectaciones en el futuro sobre el pavimento o cualquier obra que se plantea. La segunda tendencia, más hacia el costado del portal Melgar presenta un predominio de los esfuerzos horizontales sobre los esfuerzos verticales, permitiendo ver una relación más clara entre las rocas lodosas de la zona y su mayor capacidad de almacenar energía de deformación.

Adicionalmente la metodología de Díaz y Torres en 2015 gracias a los fundamentos que recopila de las arduas investigaciones de Torres en 2005 y 2011, plantea la estimación de una resistencia del macizo rocoso C_{om} (Figura 5.4).

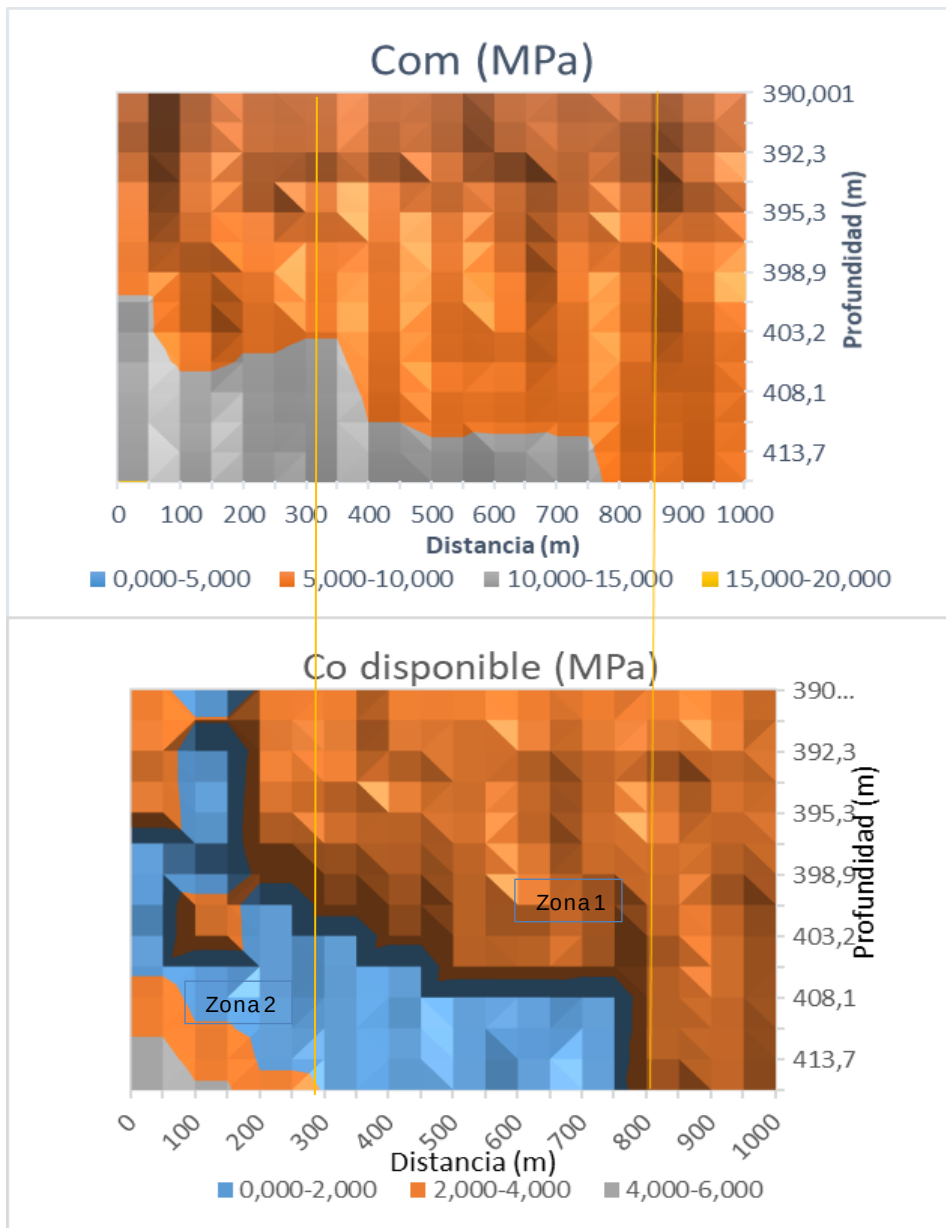
Figura 5.4: Resistencia del macizo rocoso en rocas sedimentaria colombianas según propuestas de Torres (2005)



Fuente: (Torres,2005)

Además, Díaz (2015) plantea que la diferencia entre este valor y el esfuerzo principal mayor se puede interpretar como una medida de la resistencia disponible actual del material. La Figura 5.5 muestra la resistencia C_{om} y la resistencia estimada disponible a lo largo de la zona de interés.

Figura 5.5: C_{om} y C_{o} disponible a lo largo de la zona de interés



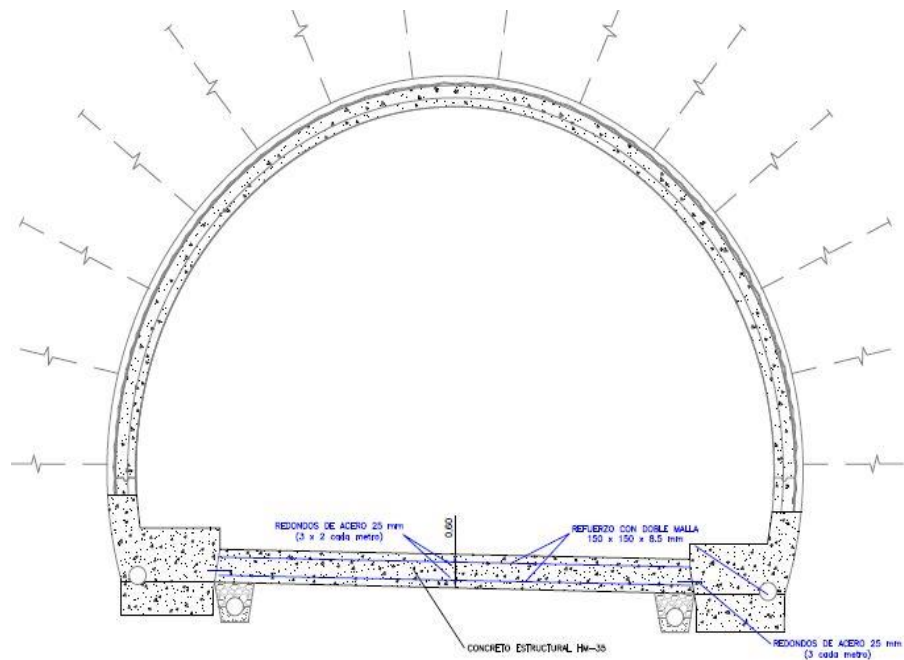
Fuente: (Adaptación propia)

Después de analizar la resistencia disponible se puede observar una zona donde el material ya ha liberado cierta cantidad de energía de deformación almacenada (zona 1), esta se puede relacionar indirectamente con las deformaciones a lo largo de los años de operación que ha experimentado el túnel de Sumapaz, adicionalmente entre las abscisas K87+349 y K86+900 se puede observar la zona 2, donde gracias al comportamiento de tendencia dúctil de este tipo de rocas se puede percibir un mayor almacenamiento de energía de deformación que puede llegar a ser liberada a lo largo del tiempo.

Esta resistencia estimada disponible para materiales similares a los estudiados en proyectos de ingeniería como el túnel de Sumapaz se puede ver afectada por procesos erosivos o por ciclos de carga-descarga durante la excavación y de humedecimiento secado, por filtraciones y movimientos importantes de agua subterránea como bien lo planteó Torres en 2011.

Respecto a las deformaciones presentes en la zona de interés dentro del túnel del Sumapaz, se han planteado diversas soluciones entre ellas aumentar la rigidez de la solera de este tramo (Figura 5.6) mediante un sistema de placas de concreto de entre 60 cm y 80 cm con concreto de alta resistencia y refuerzo con doble malla de acero de 150x50x8.5 mm esperando que esta estructura pueda soportar los esfuerzos naturales que se están presentando. Adicionalmente se ha planteado la adecuación del sistema de drenaje mediante tubos colectores en los extremos de la base del pavimento con el fin de minimizar la degradación progresiva de los materiales que están causando estas deformaciones, procurando no secar el terreno y afectar el recurso agua.

Figura 5.6: Alternativa propuesta de rehabilitación en la zona con deformaciones.



Fuente: (Adaptado de Diseño de la rehabilitación de obra civil para el túnel Sumapaz, 2018)

Si bien el seguimiento y control del flujo bajo el pavimento del túnel es un factor clave en su desempeño, como bien lo sustentó Torres en 2011 mediante los fenómenos de humedecimiento-secado y sus efectos sobre estos materiales, pueden llegar a generar afectaciones importantes en las propiedades de estos materiales. Respecto a las soluciones planteadas y mencionadas previamente, este trabajo considera que una estructura más rígida y pesada sobre la solera podría contribuir en un corto plazo al óptimo desempeño de este corredor, sin embargo, los efectos de una posible liberación de energía

de deformación almacenada en los materiales inferiores podría superar la resistencia de la misma y al ser un conjunto de comportamiento tan frágil se vería incapaz de lidiar con las posibles deformaciones que se pueden llegar a presentar en un mediano y largo plazo.

Según lo anterior, con el propósito de buscar una solución a la problemática de interés y optimizar la circulación por el túnel de Sumapaz, corredor vial de suma importancia, se plantean las siguientes recomendaciones al Concesionario Vía 40 Express y a quien pueda interesar para algún proyecto de ingeniería similar:

- Proponer una rigurosa instrumentación geotécnica para el control de movimientos del terreno, se recomienda usar unos inclinómetros (equipo de instrumentación que permite estudiar desplazamientos) o testigos similares que logren percibir el desarrollo de las deformaciones en el tiempo.
- Adicionar a la instrumentación anterior un sistema de piezómetros (equipo de instrumentación que permite determinar niveles de presión de agua) con el fin de verificar los movimientos de las aguas en los materiales bajo el pavimento.
- Realizar un estudio hidrogeológico a detalle de la zona, que logre determinar los caudales de infiltración y la circulación de flujo sobre los materiales, adicionalmente este estudio deberá enfocarse no solo desde un punto de vista hidráulico sino deberá involucrar el conocimiento de un geólogo, geotecnista o especialista que logre identificar la incidencia de las variaciones y aumentos en los niveles de saturación sobre estos materiales y su desempeño en el tiempo.
- Adicional se recomienda instalar un sistema de drenaje según los resultados del informe y la instrumentación, estos pueden ser de tipo tubería perforadas, drenes franceses, drenes espinas de pescado con inclusión de geotextiles o similares que logren canalizar las aguas bajo el pavimento y así disminuir su afectación en los materiales.
- Realizar una campaña de exploración geotécnica a mayor detalle logre complementar los resultados de las líneas de refracción sísmica y líneas de superficie (cantidad de perforaciones separadas máximo una distancia de 3 veces el ancho de la base del túnel y con profundidad adecuada, como mínimo hasta que se garantice una continuidad del estrato de interés en 5 veces el ancho de la base del túnel) con toda la información posible y el criterio de un especialista en materiales como el de la zona de interés.
- Plantear una rehabilitación temporal de la zona afectada, procurando permitir la circulación normal del flujo vehicular a través del túnel, reparando los daños de tipo grietas transversales y grietas longitudinales, losas partidas y demás afectaciones mencionadas en el capítulo 4 de este trabajo y los observados en el momento de realizar estos trabajos.

-
- Realizar la revisión de los movimientos del terreno cada 15 días, durante como mínimo ocho a doce meses plantear una tasa de deformación, y aplicando la metodología de Díaz y Torres en 2015 o similares, establecer los estados de esfuerzos del terreno, y según criterio de un especialista proceder a realizar obras de rehabilitación del pavimento que involucren todas recomendaciones previamente mencionadas.

6. Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

- Desde la inauguración del Túnel de Sumpaz se han venido presentado ciertas afectaciones en la estructura del pavimento en un sector específico y los diversos estudios que se han realizado no ha podido lograr mitigar el desarrollo de estas deformaciones en el tiempo. La recopilación de información sobre estudios previos, informes de interventoría y otras fuentes de información junto con los análisis realizados sobre las deformaciones presentadas en el túnel de Sumapaz, permite concluir que estas se distribuyen en una zona específica ubicada aproximadamente en el tramo entre las abscisas PK87+300 al PK86+400 y que estos problemas se deben principalmente a las propiedades intrínsecas de los materiales.

La relación de estas deformaciones se vinculó de manera indirecta con la energía de deformación almacenada y su proceso de liberación, inicialmente planteada por Bjerrum en 1967 y muy común en materiales de esta naturaleza. Esta se estimó de manera indirecta empleando una metodología de medición de estados de esfuerzos planteada por Díaz y Torres en 2015, se considera que es una buena aproximación al entendimiento de la problemática de interés y permite dar una idea sobre el desempeño de estos materiales en un corto, mediano y largo plazo.

- La estimación de los estados de esfuerzos in-situ presentan de manera general un elevado costo y difícil aplicación, la metodología que se tomó de referencia es una buena herramienta para acercar un poco más a los ingenieros y generar un entendimiento de los materiales con los que se están enfrentando.

- Es imperativo realizar un mayor estudio en estos tipos de materiales, una mayor exploración geotécnica, mayor cantidad de pruebas que permitan entender mejor el comportamiento de los mismos ante diversas circunstancias y solicitaciones tan complejas a las que se pueden ver sometidos en mega obras de ingeniería tan complejas como los túneles.
- Los principales daños que se evidenciaron en la zona de interés dentro del túnel de Sumapaz son escalonamientos, fracturamiento de las placas, desportillamientos de los bordillos, grietas lineales y grietas transversales, adicionalmente según el índice de condición de pavimento (PCI), algunos tramos del pavimento del túnel se encuentran en una condición mala, muy mala y fallada.
- Los ensayos geofísicos son un insumo primordial para la aplicación de la metodología de Díaz y Torres (2015), los principales resultados que se obtuvieron respecto a las ondas compresional V_p y ondas de corte V_s son los siguientes:

Se puede discretizar el área de interés en tres capas según su velocidad de onda de compresión (V_p) y la litología de la zona. La primera capa con valores V_p máximos de 1.500 m/s, material heterogéneo de la base del túnel y los 2,0 metros más superficiales del ensayo, subyaciendo estos materiales encontramos una capa con valores de V_p de hasta 2.900 m/s relacionados a las arcillolitas y lodolitas de la zona, en general de una alteración considerable que va disminuyendo con la profundidad, pero no de manera uniforme según el reporte y la geometría de las isovelocidades. La capa más profunda presenta velocidades de hasta 3.245 m/s, indicando el basamento rocoso de la zona de interés marcando una sucesión de lodolitas y arcillolitas algo calcáreas con intercalaciones de arenitas de grano fino, igualmente esta capa va disminuyendo su grado de alteración a medida que se va profundizando.

Relacionando la litología de la zona y los resultados obtenidos de velocidad de onda de corte V_s se pueden describir dos tendencias en los materiales, la primera reúne las velocidades de onda menores a 450 m/s asociadas en las líneas de la PT-1 a la PT-9 a las arcillolitas y lodolitas fracturadas y para la PT-10 y PT-11 se pueden

relacionar con las cuarzo-arenitas de grano fino alteradas. La segunda tendencia reúne las velocidades de onda de corte V_s mayores a 450 m/s, en el caso de la PT-1, PT-2, PT-10 y PT-11 hasta 1200 m/s y para las PT-3 a la PT-9 con valores máximos entre 850 m/s y 1000 m/s.

- En la zona de interés se determinó un conjunto de fallas, entre ellas la falla de tipo inverso de Quininí, de comportamiento geológico muy complejo, presenta una incidencia en los estados de esfuerzos, sin embargo, por los valores bajos de k se puede inferir que parte de la energía almacenada de deformación ya ha sido liberada.
- Los movimientos de flujo a través de los materiales de origen arcilloso que se encuentran en la zona de interés o ciclos de humedecimiento-secado generan una gran degradación de las propiedades y el comportamiento de los mismos (Torres, 2011).
- Después de aplicar la metodología de Díaz y Torres (2015), se puede observar que a lo largo del corredor existe una zona donde los esfuerzos verticales predominan sobre los horizontales, esto corrobora los resultados de los ensayos geofísicos donde se muestra un material altamente fracturado, mostrando en cierta manera que la energía almacenada de deformación ya ha sido liberada gradualmente, sin embargo, es posible que aún existe una cantidad de energía residual almacenada. Los materiales de esta zona presentan un comportamiento más frágil, que se relaciona directamente con el nivel de fracturamiento observado. Más hacia el costado del portal Melgar, se logra apreciar una zona donde los valores de la relación k se incrementan y por tanto los esfuerzos horizontales predominan sobre los verticales, esto se puede relacionar con el comportamiento dúctil que tienen este tipo de materiales, su distribución mineralógica, su estructura, su diagénesis y su capacidad de almacenar energía, en esta zona se puede inferir que gran parte de esta energía aún puede ser liberada en el transcurrir del tiempo ya sea por movimientos sísmicos o por procesos de carga-descarga.

- Entre las alternativas propuestas en el documento “Diseño de la rehabilitación de obra civil para el túnel Sumapaz” (2018) se encuentra el desarrollo de una solera rígida para soportar los esfuerzos presentes en la zona. En la tesis se conceptúa que, si bien es una solución a corto plazo, a mediano y largo plazo la energía almacenada dentro de los materiales podría ser liberada y afectar de gran manera esta estructura, por tal motivo se podría evaluar el siguiente procedimiento como método de mitigación de las deformaciones, monitoreando su desempeño en el tiempo:
 - A) Proponer una rigurosa instrumentación geotécnica para el control de movimientos del terreno, se recomienda usar unos inclinómetros (equipo de instrumentación que permite estudiar desplazamientos) o testigos similares que logren percibir el desarrollo de las deformaciones en el tiempo.
 - B) Adicionar a la instrumentación anterior un sistema de piezómetros (equipo de instrumentación que permite determinar niveles de presión de agua) con el fin de verificar los movimientos de las aguas en los materiales bajo el pavimento.
 - C) Realizar un estudio hidrogeológico a detalle de la zona, que logre determinar los caudales de infiltración y la circulación de flujo sobre los materiales, adicionalmente este estudio deberá enfocarse no solo desde un punto de vista hidráulico sino deberá involucrar el conocimiento de un geólogo, geotecnista o especialista que logre identificar la incidencia de las variaciones y aumentos en los niveles de saturación sobre estos materiales y su desempeño en el tiempo.
 - D) Adicional se recomienda instalar un sistema de drenes según los resultados del informe y la instrumentación, estos pueden ser de tipo tubería perforadas, drenes franceses, drenes espigas de pescado, subdrenes perforados con inclusión de geotextiles o similares que logren canalizar las aguas bajo el pavimento y así disminuir su afectación en los materiales, si según un modelamiento hidráulico demuestra que no es la mejor solución, se debe instaurar un sistema que garantice la estanqueidad del túnel para no disminuir el recurso hídrico, garantizando su mantenimiento y revisión en el tiempo.
 - E) Realizar una campaña de exploración geotécnica a mayor detalle logre complementar los resultados de las líneas de refracción sísmica y líneas de superficie (cantidad de perforaciones separadas máximo una distancia de 3

veces el ancho de la base del túnel y con profundidad adecuada, como mínimo hasta que se garantice una continuidad del estrato de interés en 5 veces el ancho de la base del túnel) con toda la información posible y el criterio de un especialista en materiales como el de la zona de interés.

- F) Plantear una rehabilitación temporal de la zona afectada, procurando permitir la circulación normal del flujo vehicular a través del túnel, reparando los daños de tipo grietas transversales y grietas longitudinales, losas partidas y demás afectaciones mencionadas en el capítulo 4 de este trabajo y los observados en el momento de realizar estos trabajos.
- G) Realizar la revisión de los movimientos del terreno cada 15 días, durante como mínimo ocho a doce meses plantear una tasa de deformación, y aplicando la metodología de Díaz y Torres en 2015 o similares, establecer los estados de esfuerzos del terreno, y según criterio de un especialista proceder a realizar obras de rehabilitación del pavimento que involucren todas recomendaciones previamente mencionadas.

6.2 Recomendaciones

- En proyectos de ingeniería con materiales similares a los de este trabajo se recomienda la realización de un plan de exploración geotécnica muy completo, que contenga perforaciones con una cantidad representativa de ensayos de laboratorio, y métodos como líneas de refracción sísmica y down-hole, todo esto con el fin de lograr tener un mejor entendimiento del comportamiento tan complejo que tienen los geo-materiales, en caso particular se recomienda aplicar una campaña de investigación del suelo periódica sobre el túnel para generar un mejor entendimiento en el desempeño de los materiales constituyentes.
- Es necesario crear conciencia entre los ingenieros y directores de proyectos de la importancia que tiene la estimación de los estados de esfuerzo in-situ, si bien es cierto que pueden llegar a presentar un costo elevado y su aplicación es difícil, la inversión inicial puede llegar a ser insignificante comparada con los valores de mitigación y rehabilitación de daños futuros.

- Existen metodologías para determinar los estados de esfuerzos en los macizos rocosos, estas pueden presentar costos elevados y difícil aplicación. Se recomienda la investigación a futuros ingenieros en diversos campos de acción sobre el estudio y entendimiento de estas metodologías y su relación con la geología local.
- Las rocas lodosas son materiales de mucha incidencia en nuestra geología nacional. Sin embargo, aún queda mucho por comprender respecto a las propiedades y comportamiento de este tipo de materiales, se recomienda a los profesionales realizar futuros estudios e investigaciones sobre el tema.
- Si bien existen varias metodologías para estudiar la energía de deformación almacenada, su liberación y sus afectaciones, este trabajo considerará su medición de manera indirecta mediante la estimación de los estados de esfuerzos según la metodología de Díaz y Torres (2015), se motiva a futuros investigadores a realizar trabajos sobre esta línea tan interesante y poco estudiada en la ingeniería geotécnica.

Anexo 1: Informe de daños del pavimento.

Anexo 2: Parámetros de diseño.

Anexo 3: Resultados de los estados de esfuerzos.

7. Bibliografía

- Barton, N. (2007). *Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy*, Londres, Taylor&Francis.
- González de Vallejo, L. I. G., Ferrer M., Ortuño L. , y Oteo C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación, Madrid.
- Goodman, R. (1989). *Introducction to rock mechanics*. United States, John Wiley & Sons.
- Torres, M.C., Alarcón, A., & Berdugo, I. (2008). *Avances recientes en la caracterización de rocas lodosas de los andes colombianos*. Memorias I simposio suramericano de excavaciones en rocas, Sociedad Colombiana de Geotecnia, Bogotá.
- Sheory, P.R. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* Volume 31, Issue 1, February 1994, Pages 23-34.
- Montero, J., Torres, M. C., Palomino, C. A, & Cortés, R. (2010). *Rocas lodosas de la cordillera oriental de Colombia*. Bogotá, Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Bjerrum, L. (1967). Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. *ASCE J. Soil Mech. Found. Div.*, Vol.93, SM5, pp.3-49.
- Kokusho, T. (2017). *Innovative earthquake soil dynamics*, CRC Press, Taylor and Francis Group.
- P. E., Maynard J. B. and Depetris P. J. (2005). *Mud and Mudstones*. Springer, Berlin.
- Montero, J.M & Torres, M.C. (2007). *Comportamiento geotécnico de lutitas en los andes colombianos*. Memorias XIII conferencia panamericana de mecánica de suelos e ingeniería geotécnica, ISSMGE.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*, Prentice Hall.
- Bjerrum, L. (1967). *Engineerin geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings*, *Geotechnique*, 80-120.
- Instituto Nacional de Vías (2018). *Mapa de carreteras nacionales de Colombia*, <https://hermes.invias.gov.co/carreteras/>.

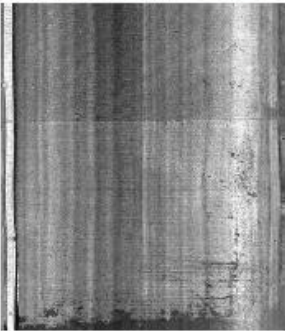
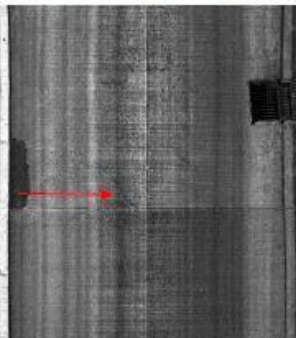
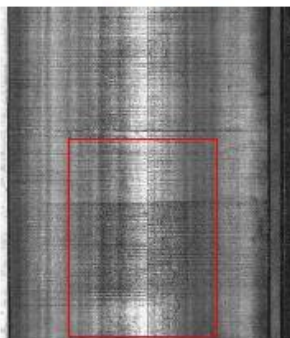
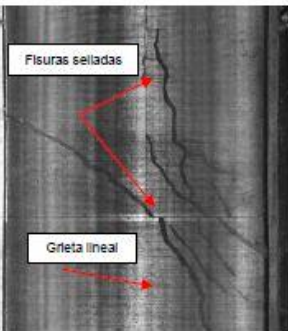
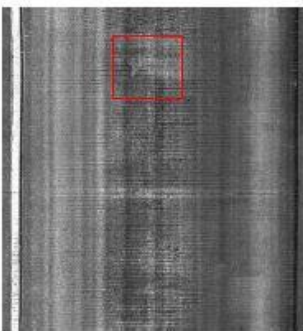
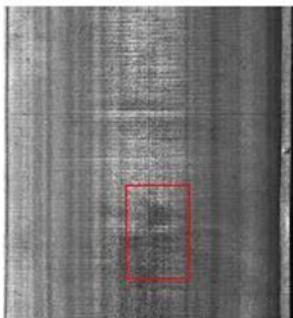
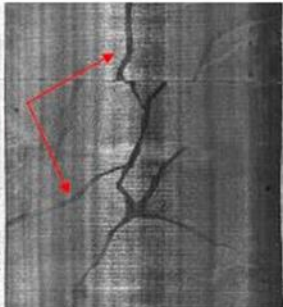
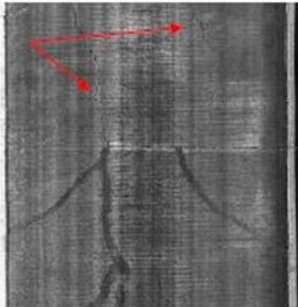
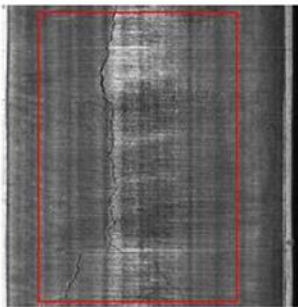
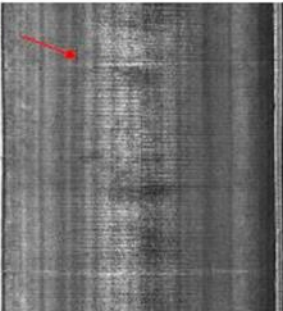
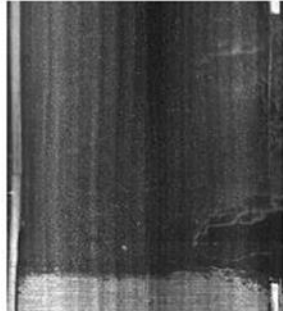
- Servicio Geológico Colombiano. *Portal geológico nacional*, actualización 2015, http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Mapa_Geologico_colombiano_2015
- Thomson, W.T. (1950). *Transmission of elastic waves through a stratified solid*, Journal of applied physics, 90-93.
- Towhata, I. (2008). *Geotechnical earthquake engineering*. Springer.
- Díaz, M (2015). *Estado tensional en macizos de rocas lodosas de la cordillera oriental colombiana (Tesis de maestría)*. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.
- Camacho, M (2018). *Riesgo geológico diseño y construcción del túnel de Sumapaz (Tesis de maestría)*. Universidad Santo Tomás, Bogotá.
- Túneles y asistencia técnica (TATEC) (2018). *Diseño de la rehabilitación de obra civil para el túnel Sumapaz*. Bogotá.
- Conalvias (INFRACON) (2017). *Inspección y diagnóstico túnel de sumapaz*. Bogotá.
- Consorcio SEG-INCOPLAN (2017). *Informe de Visita Unidad Funcional Dos – Proyecto 3er Carril Bogotá-Girardot*. Bogotá.
- Terzaghi, K. and Peck, R. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Edition, John Wiley, New York.
- Krumbein, W.C., and Sloss, L. L., (1951). *Stratigraphy and sedimentation*. San Francisco, W.H. Freeman and Co., 497 p.
- Dunbar, C.O. and Rodgers, J. (1957). *Principles of Stratigraphy*. John Wiley, New York. 356 pp.
- Lundegard, P.D. and Samuels, N.D. (1980). *Field classification of fine-grained sedimentary rocks*. Journal of Sedimentary Petrology 50(3): 0781-0786
- Boggs Jr., S. (2009) *Petrology of Sedimentary Rocks*. 2nd Edition, Cambridge University Press, New York, 600 p.
- Mead WJ (1936). *Engineering geology of damsites*, Transactions. 2nd International Congress on Large Dams, Washington, D.C, 4:183.
- Estrada, A. L., 2008. *Prospección sísmica para geólogos*, Universidad de Tucuman.
- Srbulov M (2010) *Ground vibration engineering – simplified analyses with case studies and examples*. Springer, New York, NY.
- McCutchen W. R. (1982). *Some elements of a theory for in situ stress*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Vol. 19, issue4, 201-203.

- Herget G (1988) Stresses in rock. Balkema, Rotterdam.
- Hudson J.A., Cornet, F.H. and Christiansson, R. (2003). ISRM Suggested Methods for rock stress estimation—Part 1: Strategy for rock stress estimation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Volume 40, Issues 7–8, pages 991-998.
- Ramírez, Pedro, & Alejano, L. R. (2004). *Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes*.
- Hudson, J. A. and Harrison, J. P. (1997), *Engineering rock Mechanics: An introduction to the principles*.
- Nichols T.C, Abel, J. F. 1975. Mobilised residual energy - a factor in rock deformation *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*. 12, 213-225.
- Price D. G., (1995), *Weathering and weathering processes*. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 28, 243-252.
- Wawersik, W.R. and Fairhurst, C. (1970) A Study of Brittle Rock Fracture in Laboratory Compression Experiments. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 7, 561-575.
- Agencia Nacional de Infraestructura (ANI) (2014) Comunicado oficial 2014, Bogotá.
- Geval: Ingeniería y Gestión Vial S.A.S (Geval) (2017). *Auscultación del pavimento para la rehabilitación del túnel de Sumapaz*. Bogotá.
- Geval: Ingeniería y Gestión Vial S.A.S (Geval) (2018). *Auscultación del pavimento para la rehabilitación del túnel de Sumapaz-seguimiento 2018*. Bogotá.
- Consorcio INGETEC S.A-BATEMAN INGENIERÍA LTDA.-PIV INGENIERÍA (1998). *Estudios para la concesión de la carretera Av. Boyacá-Bosa-Granada-girardot*. Bogotá.
- Park, C.B., Miller, R.D., & Xia, J. (1999). *Multichannel analysis of surface waves: geophysics*. Vol.64, 800-810
- Brown, E., & Hoek, E. (1978). *Trends in relationship between measured in-situ stresses and depth*. Gran Bretaña, Pergamon Press Ltd.
- Pinyol, N. Vaunat, J. & Alonso, E.E. (2007). *A constitutive model for soft claeey rocks which includes weathering effect*. *Geotechnique symposium, Stiff sedimentary clay genesis and engineering behavior*.
- Torres, M.C (2005). *“Utilización de los métodos no destructivos-MND-para determinar propiedades físico-mecánicas en rocas sedimentarias” (Tesis de maestría)*. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.

Torres, M.C (2011). *Efectos de los ciclos de carga-descarga y humedecimiento-secado en el comportamiento geomecánico de rocas lodosas de los andes colombianos (Tesis de doctorado)*. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.

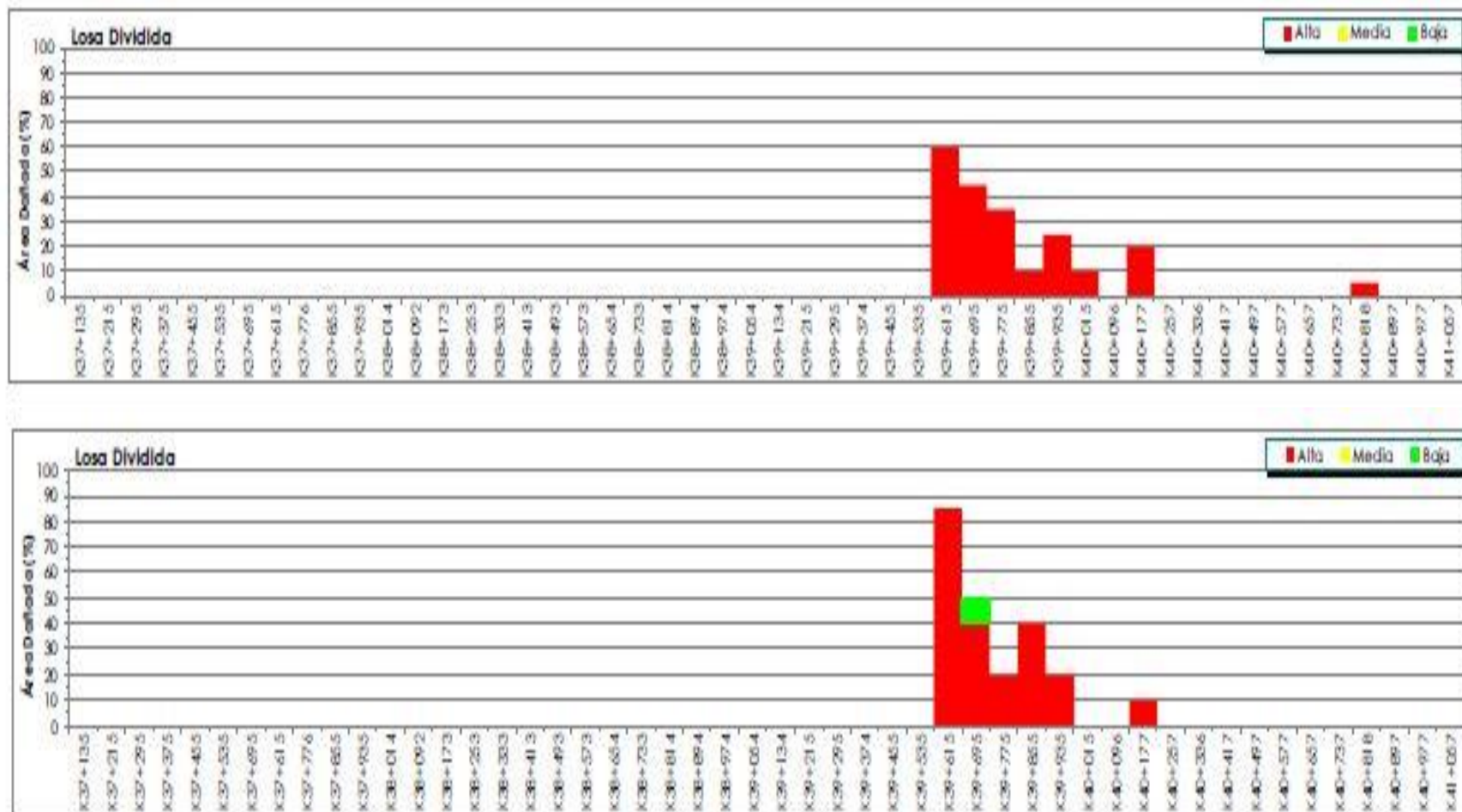
Anexo 1. Informe de daños del pavimento.

1. Registro fotográfico previo al informe del pavimento.

K37+135 Portal de entrada Túnel Sumapaz	K38+790 Grieta de Esquina	K39+320 – Mapa de grietas
		
K39+839 Fisuras selladas	K39+902 Descascaramiento	K40+227 Losa dividida
		
38+285 Desgaste	K39+630 Fisuras selladas	K39+730 Grieta lineal
		
K39+736 Losa Dividida	K39+970 Grieta de Esquina	K41+129 Portal de salida Túnel Sumapaz
		

Fuente: (Geval, 2017)

2. Losa dividida



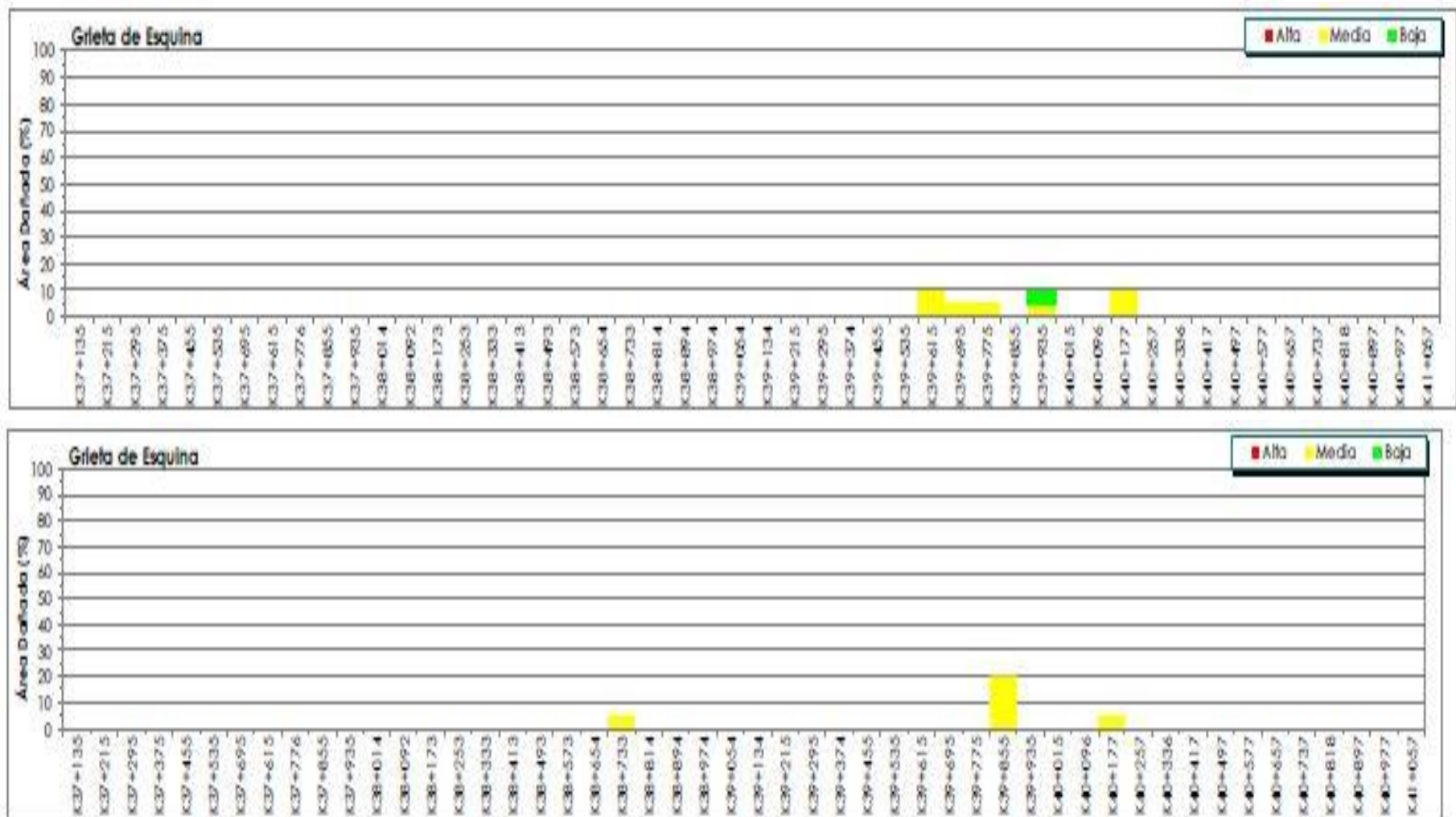
Fuente: (Geval, 2017)

3. Grieta lineal



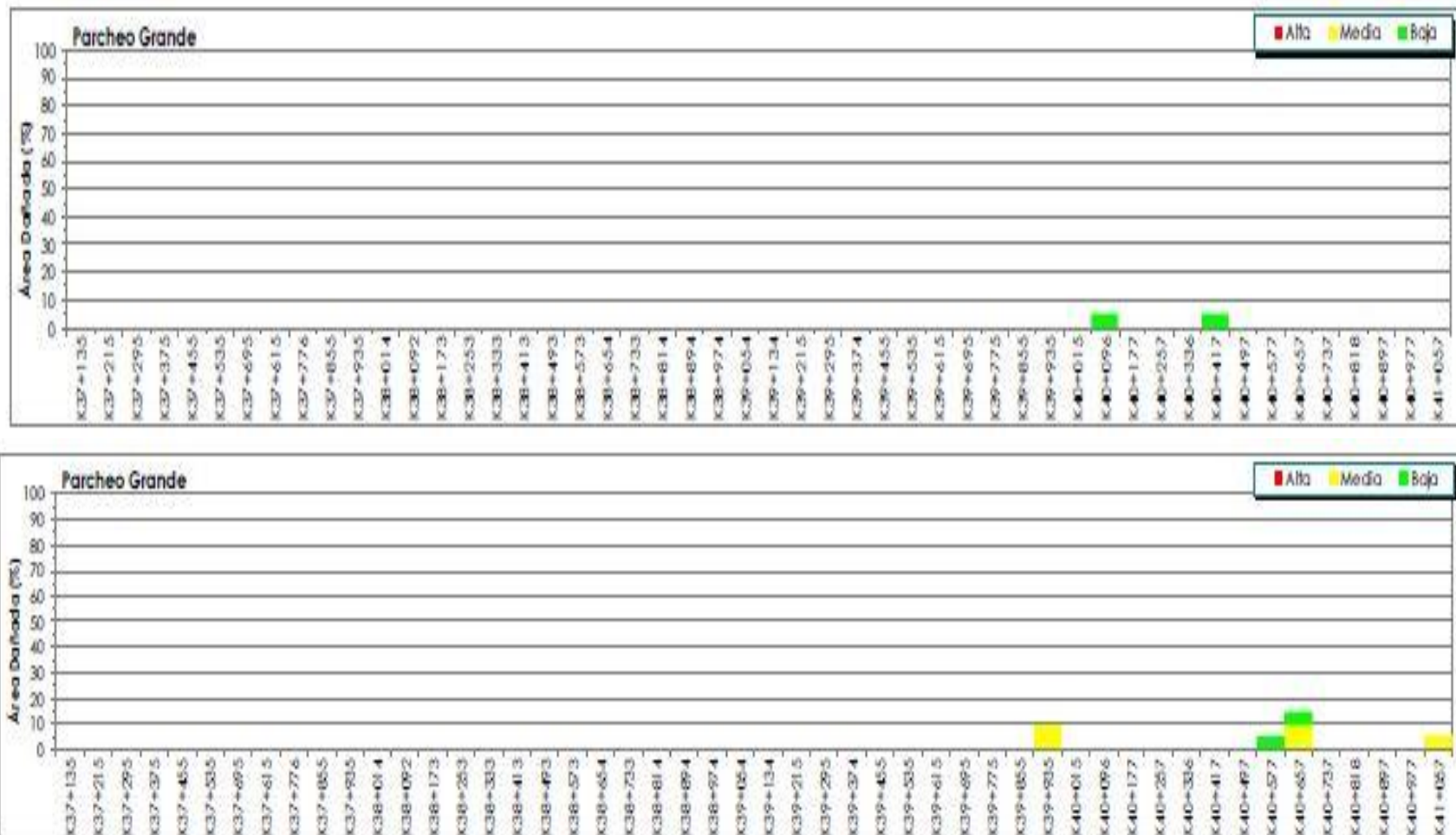
Fuente: (Gevial, 2017)

4. Grieta de esquina



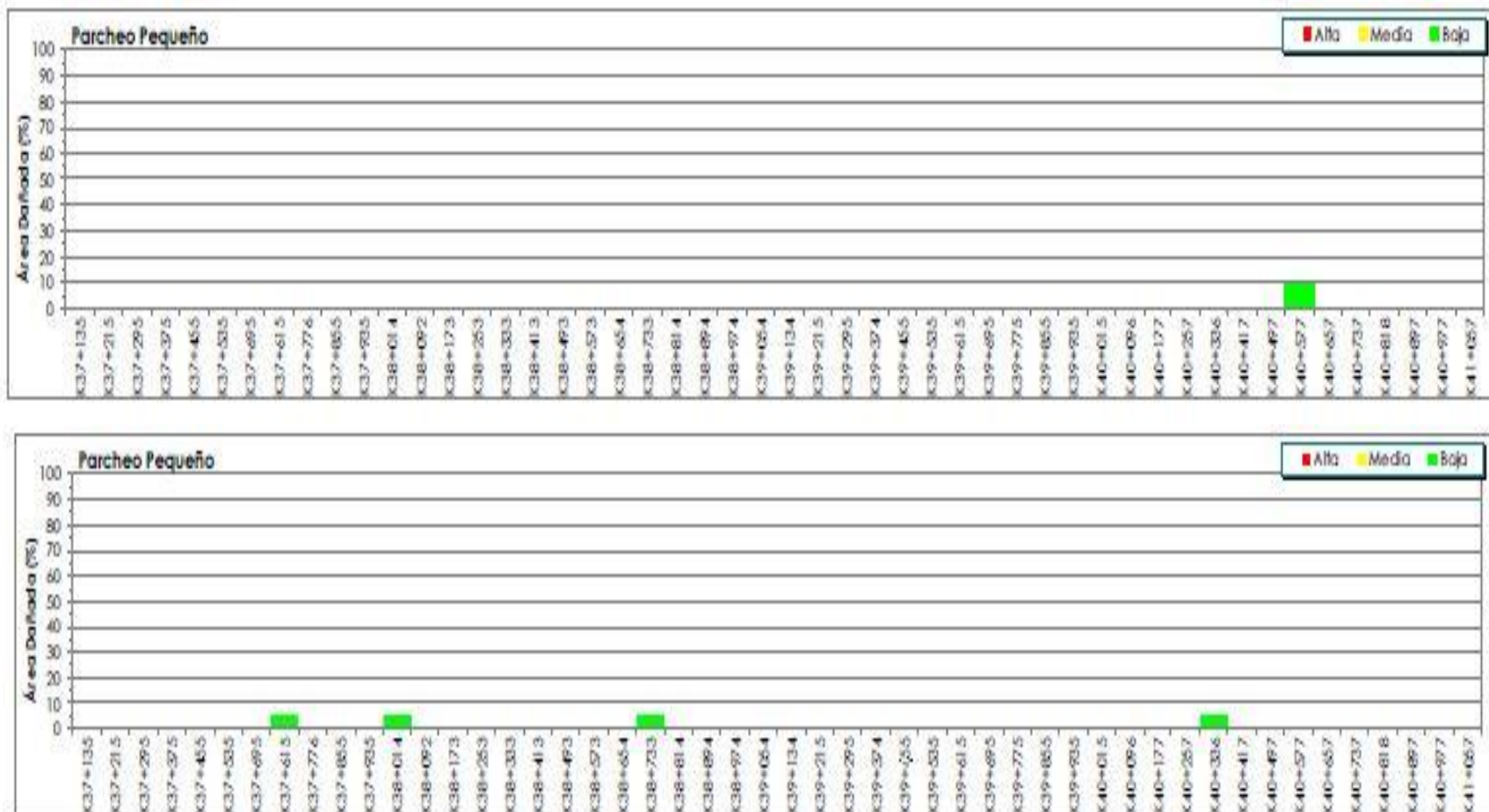
Fuente: (Geval, 2017)

5. Parqueo grande



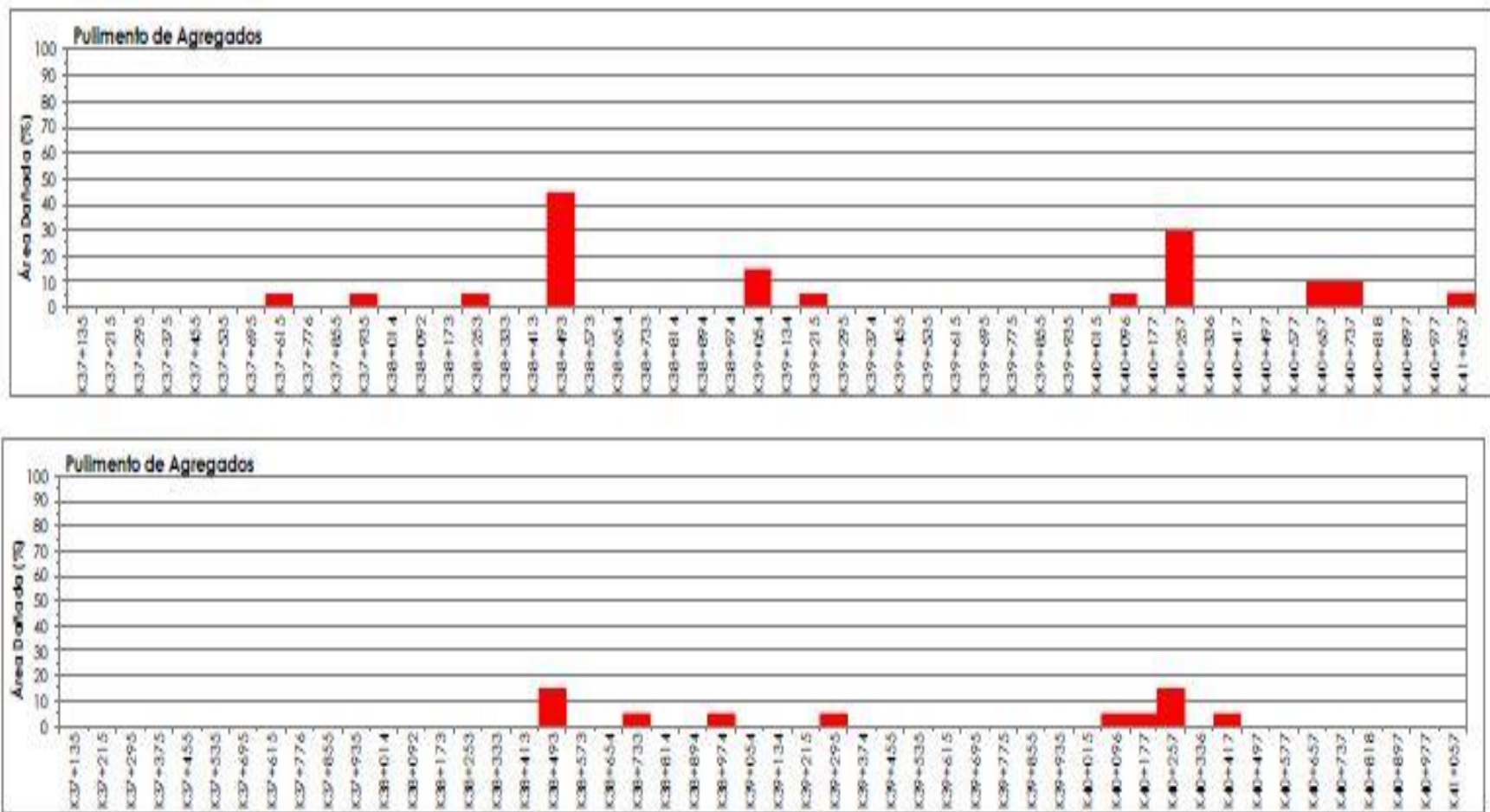
Fuente: (Gevial, 2017)

6. Parcheo pequeño



Fuente: (Gevial, 2017)

7. Pulimento de agregados



Fuente: (Geval, 2017)

8. PCI a lo largo del túnel

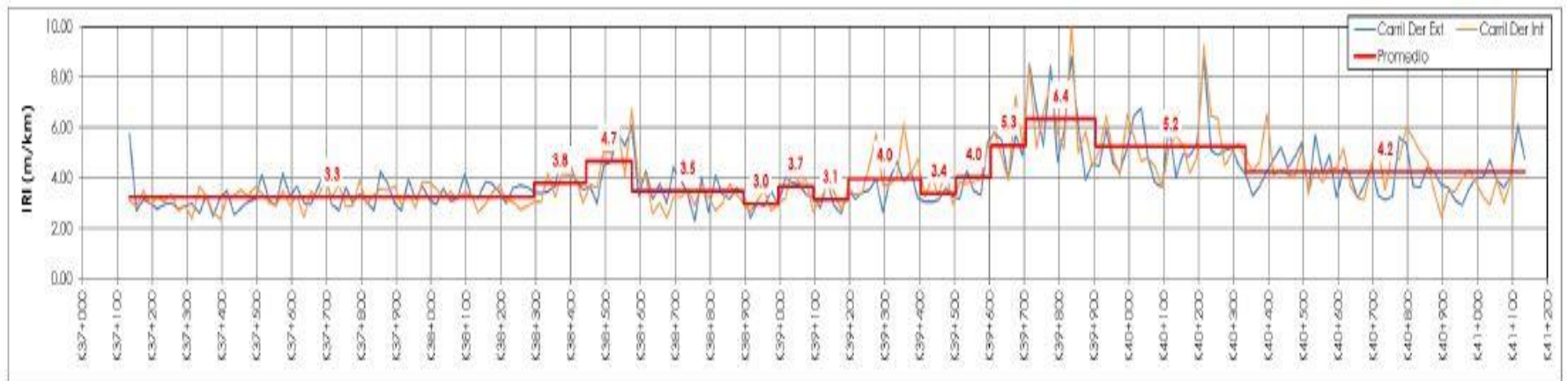
<i>Calzada</i>	<i>Carril</i>	<i>ID Segmento</i>	<i>Unidad</i>	<i>Abscisa Inicial - Eje</i>	<i>Abscisa Final - Eje</i>	<i>PCI</i>	<i>Clasificación de la Condición (ASTM)</i>
Derecha	Externo	1	1-1	37,135	37,215	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-2	37,215	37,295	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-3	37,295	37,375	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-4	37,375	37,455	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-5	37,455	37,535	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-6	37,535	37,615	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-8	37,695	37,776	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-7	37,615	37,695	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-9	37,776	37,855	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-10	37,855	37,935	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-11	37,935	38,014	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-12	38,014	38,092	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-13	38,092	38,173	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-14	38,173	38,253	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-15	38,253	38,333	98	Excelente
Derecha	Externo	1	1-16	38,333	38,413	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-17	38,413	38,493	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-18	38,493	38,573	98	Excelente
Derecha	Externo	1	1-19	38,573	38,654	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-20	38,654	38,733	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-21	38,733	38,814	91	Excelente
Derecha	Externo	1	1-22	38,814	38,894	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-23	38,894	38,974	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-24	38,974	39,054	99	Excelente
Derecha	Externo	1	1-25	39,054	39,134	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-26	39,134	39,215	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-27	39,215	39,295	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-28	39,295	39,374	93	Excelente
Derecha	Externo	1	1-29	39,374	39,455	94	Excelente

Calzada	Carril	ID Segmento	Unidad	Abscisa Inicial - Eje	Abscisa Final - Eje	PCI	Clasificación de la Condición (ASTM)
Derecha	Externo	1	1-30	39,455	39,535	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-31	39,535	39,615	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-32	39,615	39,695	10	Fallado
Derecha	Externo	1	1-33	39,695	39,775	4	Fallado
Derecha	Externo	1	1-34	39,775	39,855	22	Muy Mala
Derecha	Externo	1	1-35	39,855	39,935	34	Mala
Derecha	Externo	1	1-36	39,935	40,015	35	Mala
Derecha	Externo	1	1-37	40,015	40,096	44	Regular
Derecha	Externo	1	1-38	40,096	40,177	99	Excelente
Derecha	Externo	1	1-39	40,177	40,257	46	Regular
Derecha	Externo	1	1-40	40,257	40,336	98	Excelente
Derecha	Externo	1	1-41	40,336	40,417	95	Excelente
Derecha	Externo	1	1-42	40,417	40,497	92	Excelente
Derecha	Externo	1	1-43	40,497	40,577	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-44	40,577	40,657	89	Excelente
Derecha	Externo	1	1-45	40,657	40,737	94	Excelente
Derecha	Externo	1	1-46	40,737	40,818	100	Excelente
Derecha	Externo	1	1-47	40,818	40,897	83	Muy Buena
Derecha	Externo	1	1-48	40,897	40,977	77	Muy Buena
Derecha	Externo	1	1-49	40,977	41,057	87	Excelente
Derecha	Externo	1	1-50	41,057	41,130	91	Excelente
Derecha	Interno	2	1-1	37,135	37,215	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-2	37,215	37,295	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-3	37,295	37,375	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-4	37,375	37,455	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-5	37,455	37,535	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-6	37,535	37,615	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-8	37,695	37,776	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-7	37,615	37,695	99	Excelente
Derecha	Interno	2	1-9	37,776	37,855	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-10	37,855	37,935	82	Muy Buena
Derecha	Interno	2	1-11	37,935	38,014	94	Excelente
Derecha	Interno	2	1-12	38,014	38,092	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-13	38,092	38,173	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-14	38,173	38,253	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-15	38,253	38,333	99	Excelente
Derecha	Interno	2	1-16	38,333	38,413	100	Excelente

Calzada	Carril	ID Segmento	Unidad	Abscisa Inicial - Eje	Abscisa Final - Eje	PCI	Clasificación de la Condición (A STAA)
Derecha	Interno	2	1-17	38,413	38,493	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-18	38,493	38,573	94	Excelente
Derecha	Interno	2	1-19	38,573	38,654	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-20	38,654	38,733	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-21	38,733	38,814	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-22	38,814	38,894	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-23	38,894	38,974	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-24	38,974	39,054	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-25	39,054	39,134	98	Excelente
Derecha	Interno	2	1-26	39,134	39,215	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-27	39,215	39,295	99	Excelente
Derecha	Interno	2	1-28	39,295	39,374	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-29	39,374	39,455	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-30	39,455	39,535	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-31	39,535	39,615	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-32	39,615	39,695	10	Fallado
Derecha	Interno	2	1-33	39,695	39,775	25	Muy Mala
Derecha	Interno	2	1-34	39,775	39,855	28	Mala
Derecha	Interno	2	1-35	39,855	39,935	31	Mala
Derecha	Interno	2	1-36	39,935	40,015	41	Regular
Derecha	Interno	2	1-37	40,015	40,096	87	Excelente
Derecha	Interno	2	1-38	40,096	40,177	99	Excelente
Derecha	Interno	2	1-39	40,177	40,257	63	Buena
Derecha	Interno	2	1-40	40,257	40,336	95	Excelente
Derecha	Interno	2	1-41	40,336	40,417	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-42	40,417	40,497	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-43	40,497	40,577	89	Excelente
Derecha	Interno	2	1-44	40,577	40,657	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-45	40,657	40,737	98	Excelente
Derecha	Interno	2	1-46	40,737	40,818	98	Excelente
Derecha	Interno	2	1-47	40,818	40,897	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-48	40,897	40,977	100	Excelente
Derecha	Interno	2	1-49	40,977	41,057	65	Buena
Derecha	Interno	2	1-50	41,057	41,130	60	Buena

Fuente: (Gevial, 2017)

9. Índice de rugosidad internacional IRI



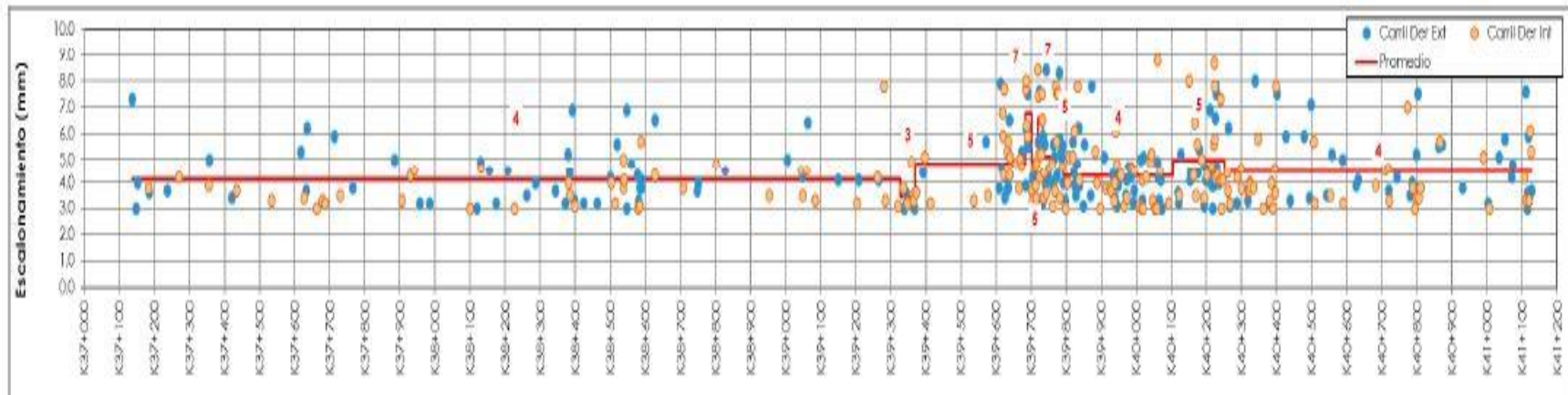
Fuente: (Gevial, 2017)

10. Gráfico profundidad de perfil estimada (ETD-mm)



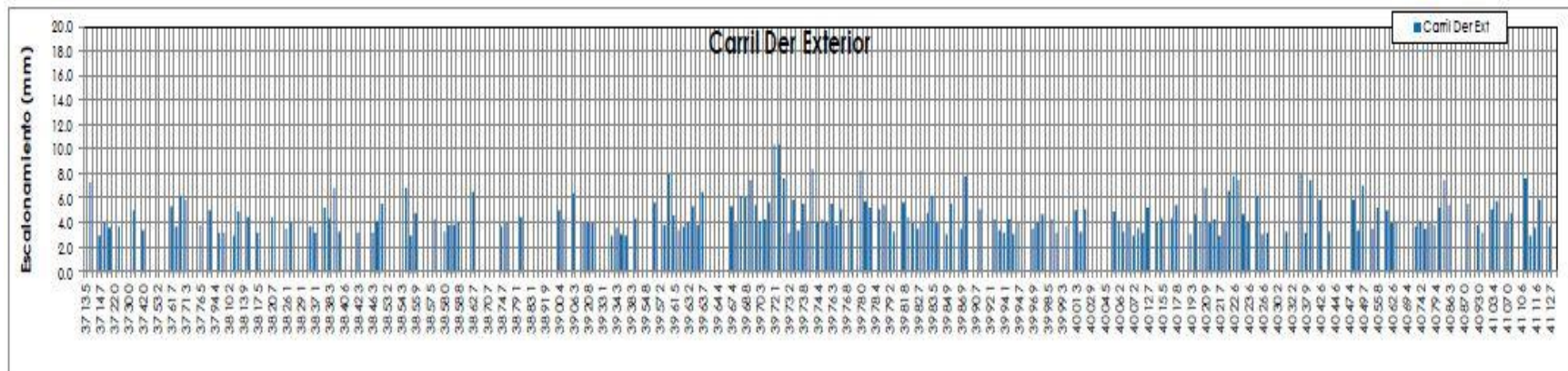
Fuente: (Gevial, 2017)

11. Escalonamiento medido con equipo RSP



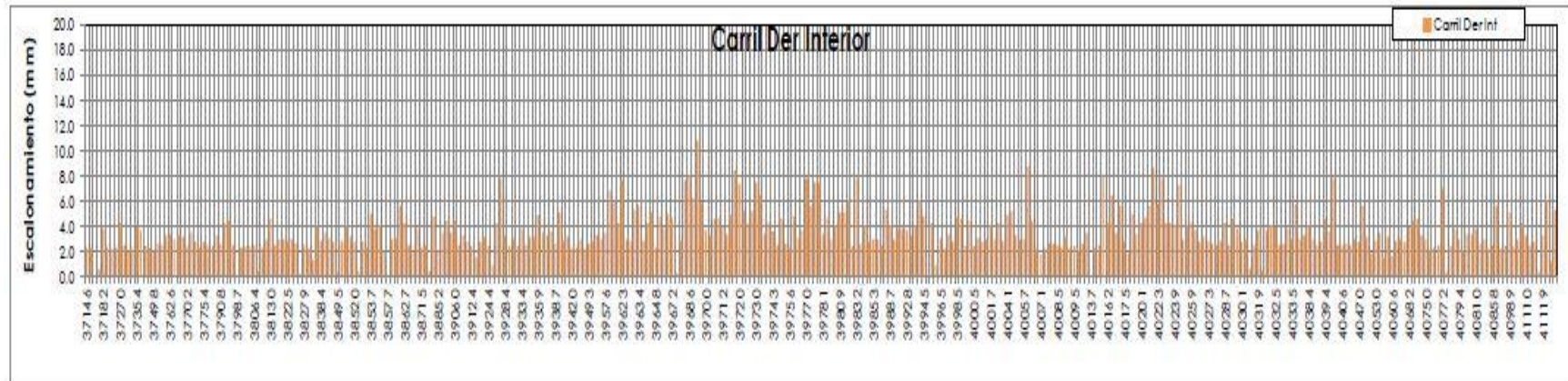
Fuente: (Geval, 2017)

12. Escalonamiento medido con equipo RSP -carril exterior.



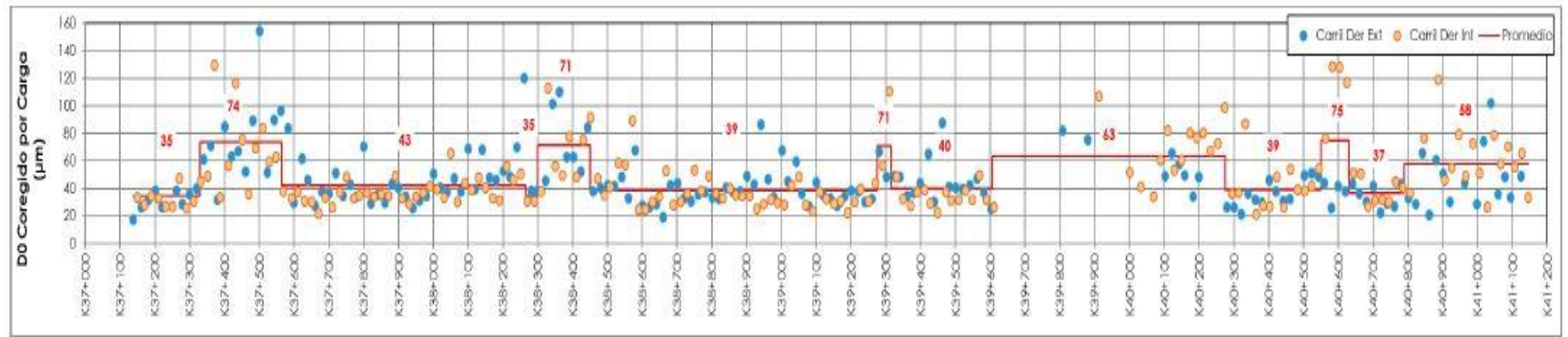
Fuente: (Geval, 2017)

13. Escalonamiento medido con equipo RSP -carril interior.



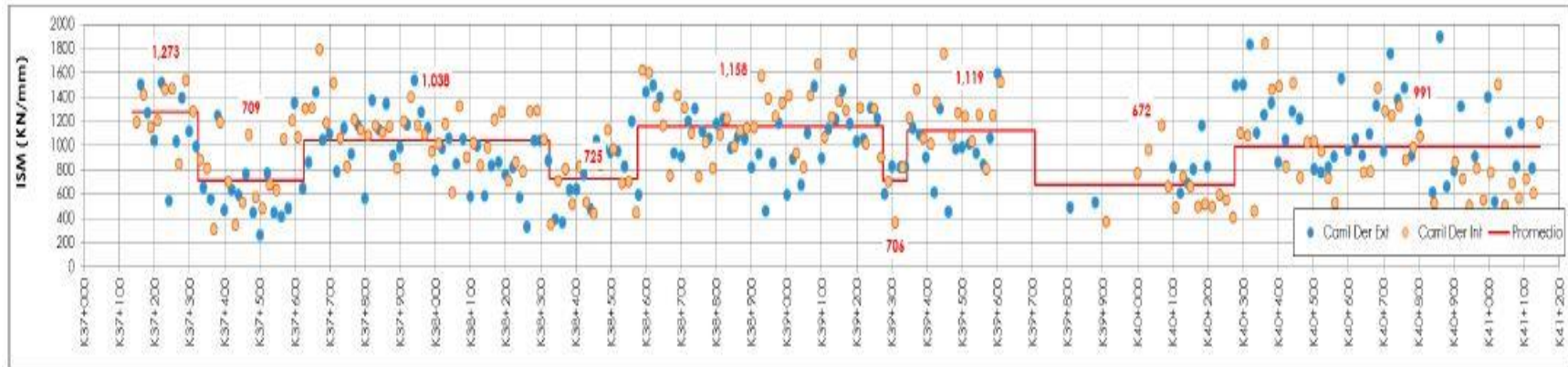
Fuente: (Geval, 2017)

14. Deflexión central Df0 (1/1000 mm)



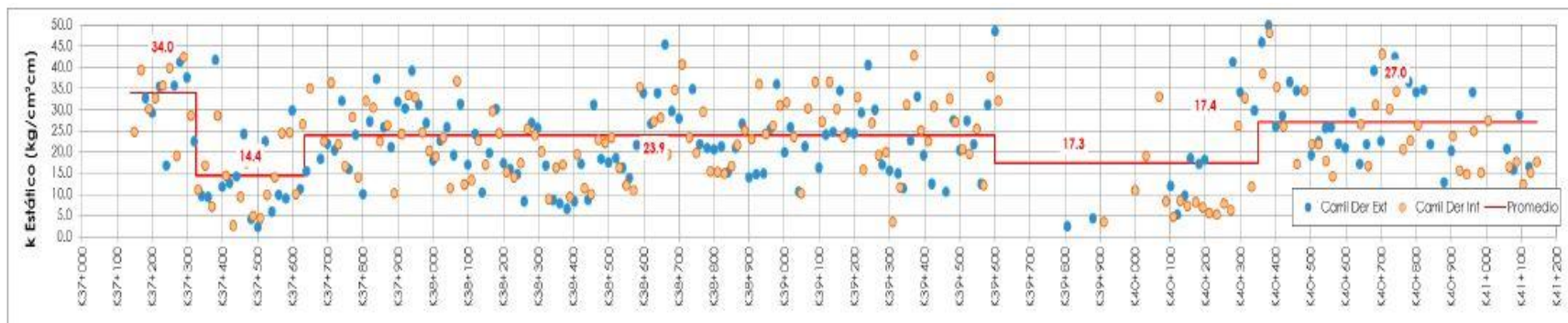
Fuente: (Geval, 2017)

15. Variación Módulo de Rigidez de impulso



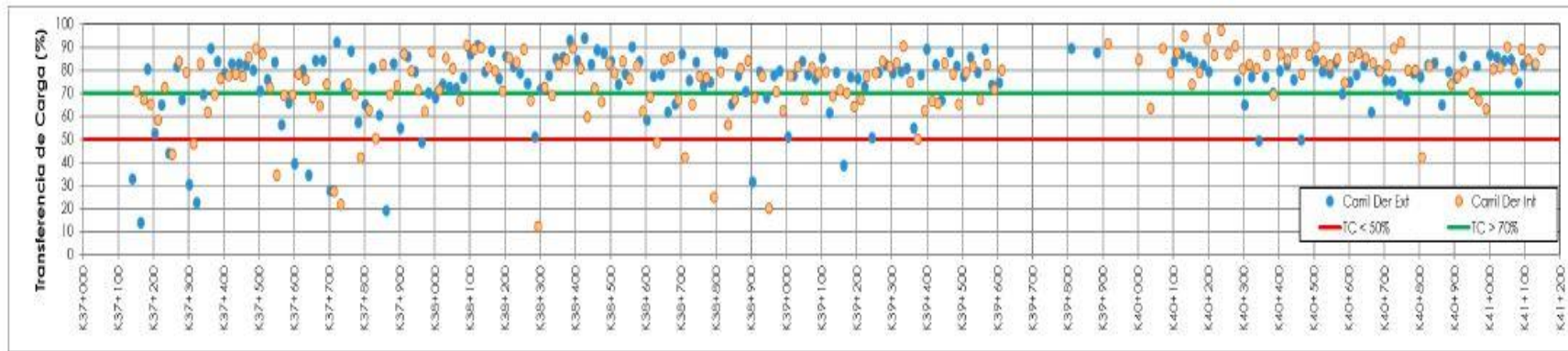
Fuente: (Gevial, 2017)

16. Sectorización módulo de reacción estático-método de diferencias acumuladas



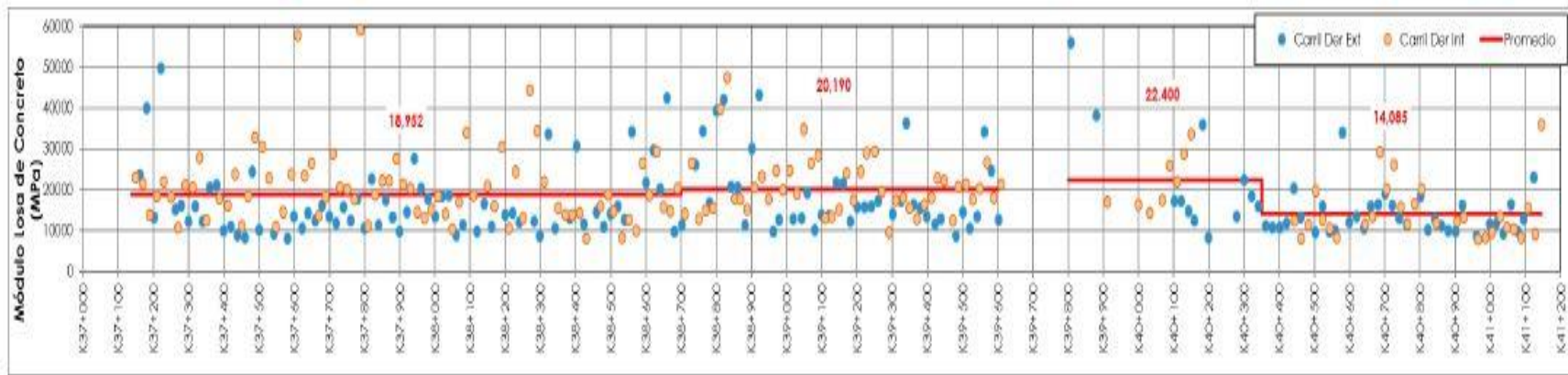
Fuente: (Gevial, 2017)

17. Valores de transferencia de carga AASHTO



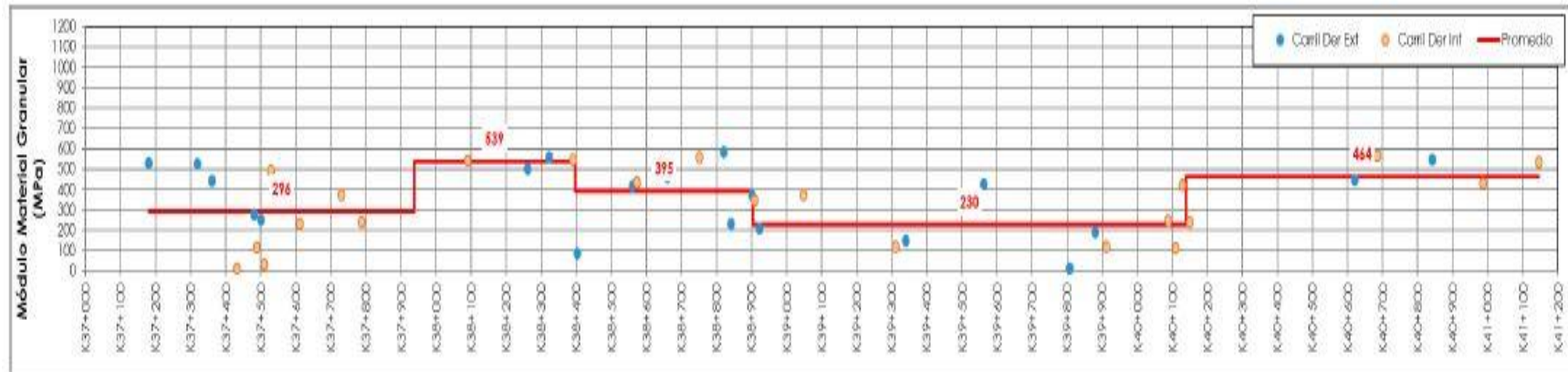
Fuente: (Gevial, 2017)

18. Módulos retro calculados losa de concreto



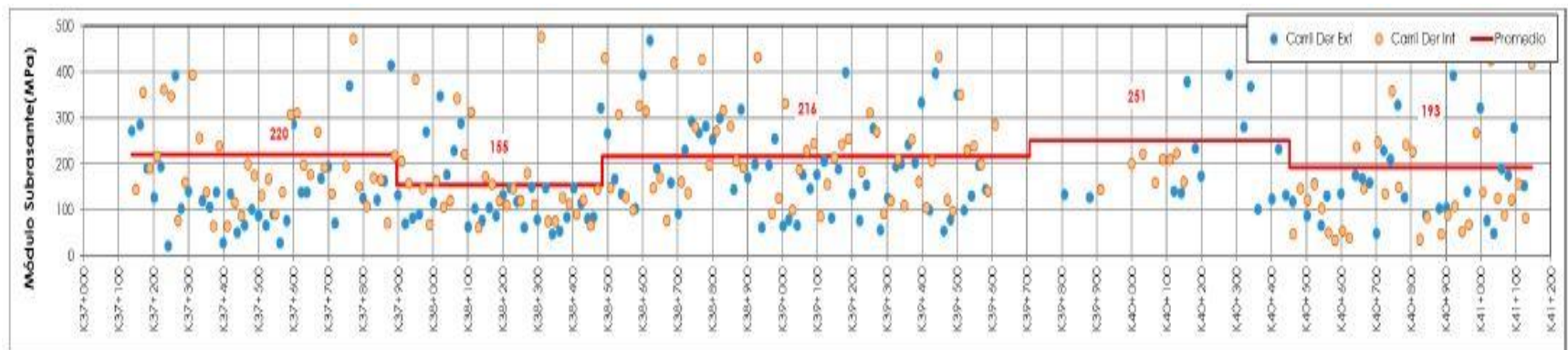
Fuente: (Gevial, 2017)

19. Módulos retro calculados material granular



Fuente: (Gevial, 2017)

20. Módulos retro calculados subrasante



Fuente: (Gevial, 2017)

Anexo 2. Parámetros de diseño.

1. Parámetros de diseño iniciales del túnel de Sumapaz Consorcio INGETEC S.A -BATEMAN INGENIERIA LTDA – PIV INGENIERIA

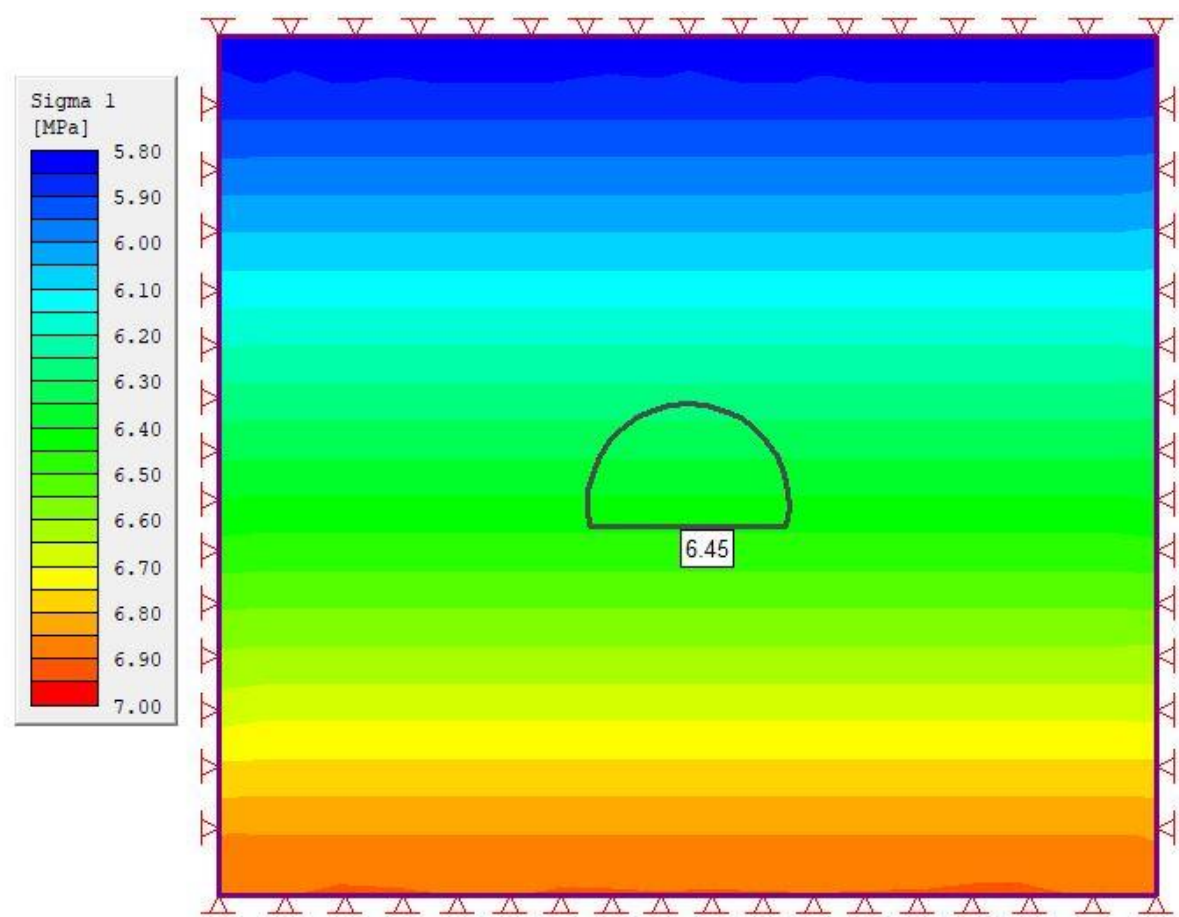
Formación Geológica	Tipo de material	Resistencia a la compresión inconfínada (MPa)	Cobertura máxima de diseño (m)	Constantes					Módulo de Young (GPa)	Peso unitario (kN/m3)	Angulo de fricción interna (°)	Cohesión (MPa)	Resistencia al corte del macizo (MPa)
				m _i	m _b	s _i	s _r	a					
Guaduas Tkg	Arcillolita	2,5	40	4	0,45	1	0,0001	0,5	0,5	21,58	27	0,04	0,13
Arenisca Tierna Kgst	Arenisca	55	240	19	5,44	1	0,02	0,5	7,60	22,56	47	2,05	10,41
Arenisca de Labor KgsI	Arenisca	55	240	19	6,28	1	0,03	0,5	7,6	22,56	48	2,35	12,24
Plaeners Kgsp	Limolita y lutita	30	250	9	2,08	1	0,011	0,5	0,9	22,07	39	0.9	3,77
Arenisca Dura Kgsd	Arenisca	60	300	19	5,1	1	0,04	0,5	10	22,56	45	2,12	10,57
Villeta Kv	Lutitas	7	280	6	1,16	1	0,006	0,5	0,9	22,07	34	0,18	0,68
Gualanday Tg	Conglomerados	15	130	20	5,15	1	0,015	0,5	4,9	21,58	47	0,51	2,59

Falla de Quinini	Lutitas	7	110	6	0,18	1	0	0,5	0,9	22,07	15	0,02	0,05
---------------------	---------	---	-----	---	------	---	---	-----	-----	-------	----	------	------

Fuente: (Adaptación propia informe estudios y diseños geotécnicos túnel de Sumapaz).

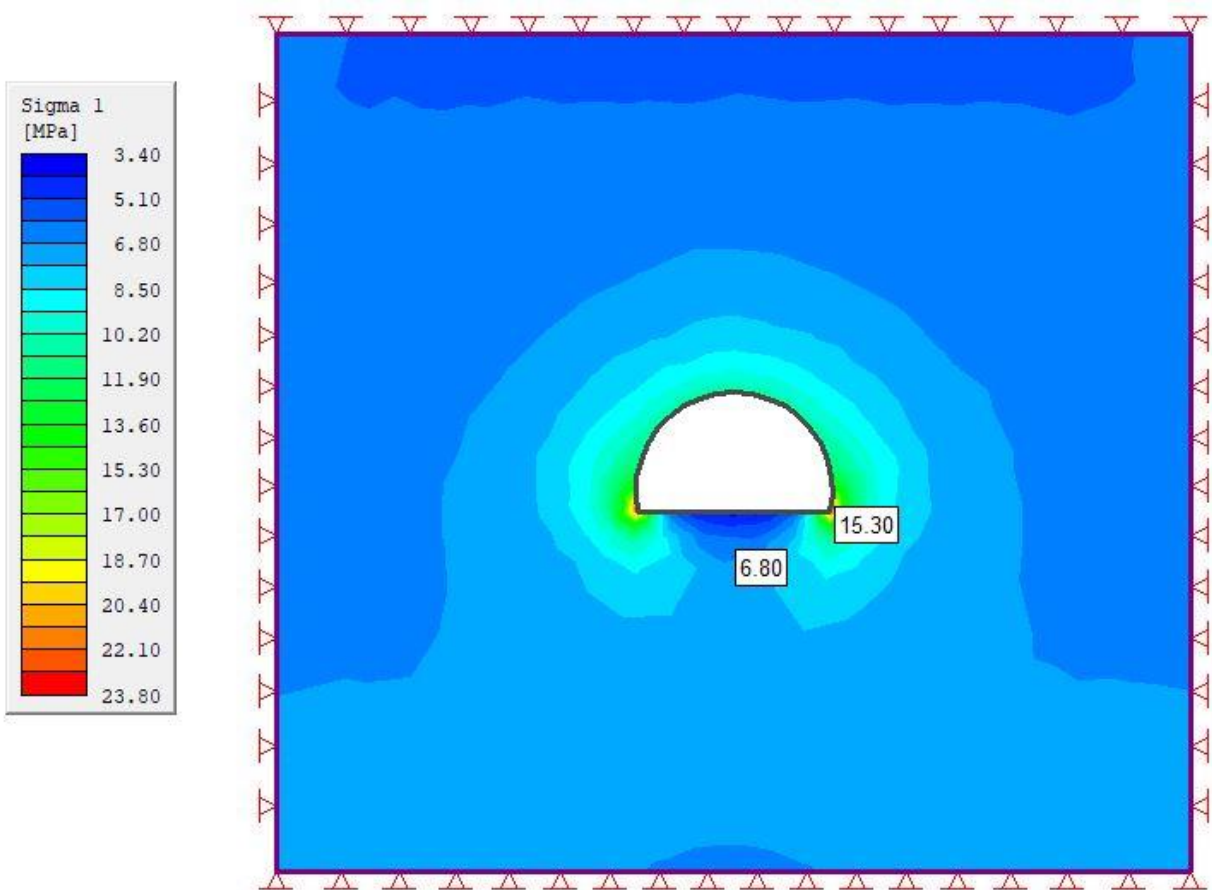
Anexo 3. Resultados de los estados de esfuerzos.

1. Estado inicial de esfuerzos previos a la excavación (MPa)



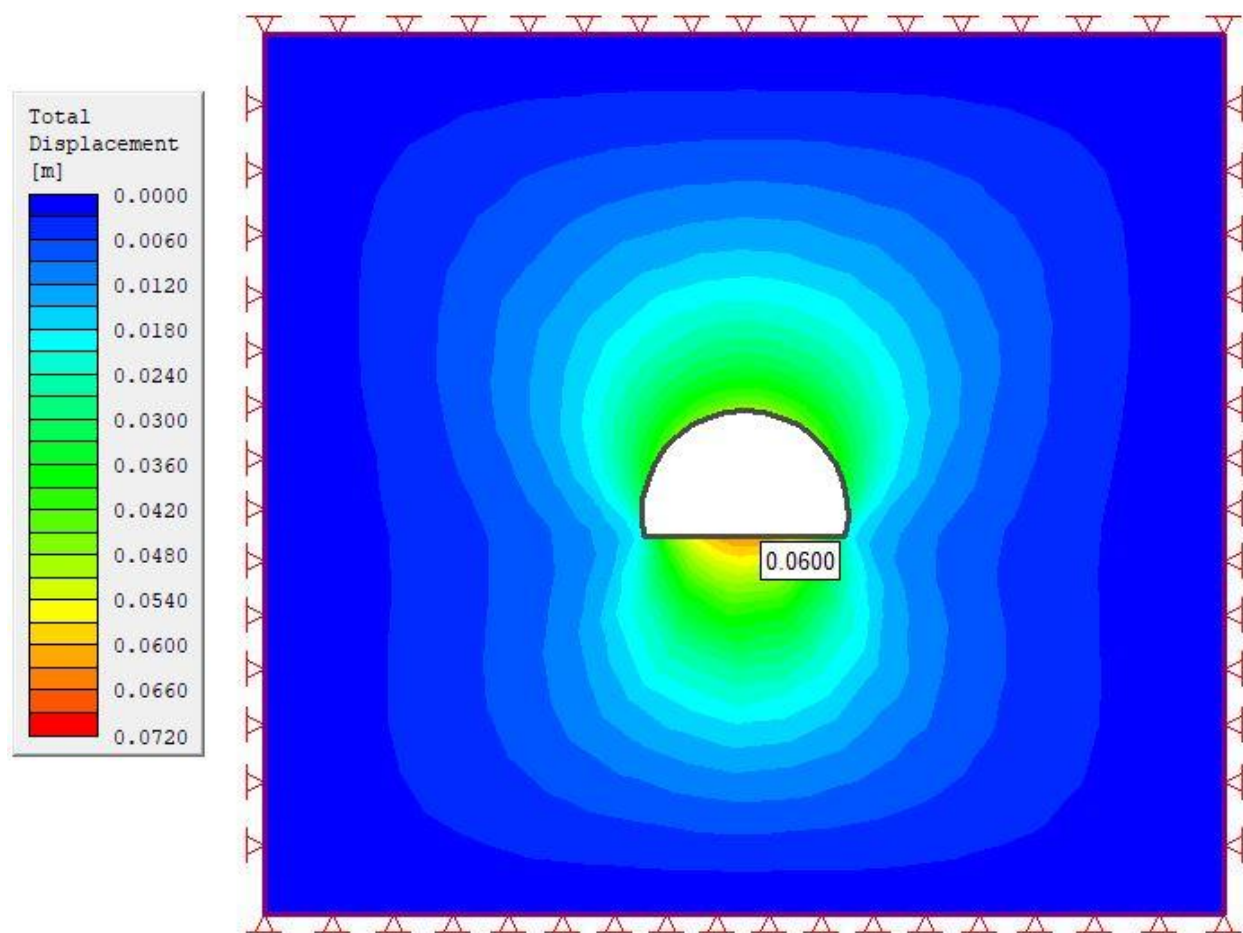
Fuente: (Adaptación propia).

2. Estado de esfuerzos posteriores a la excavación (MPa)



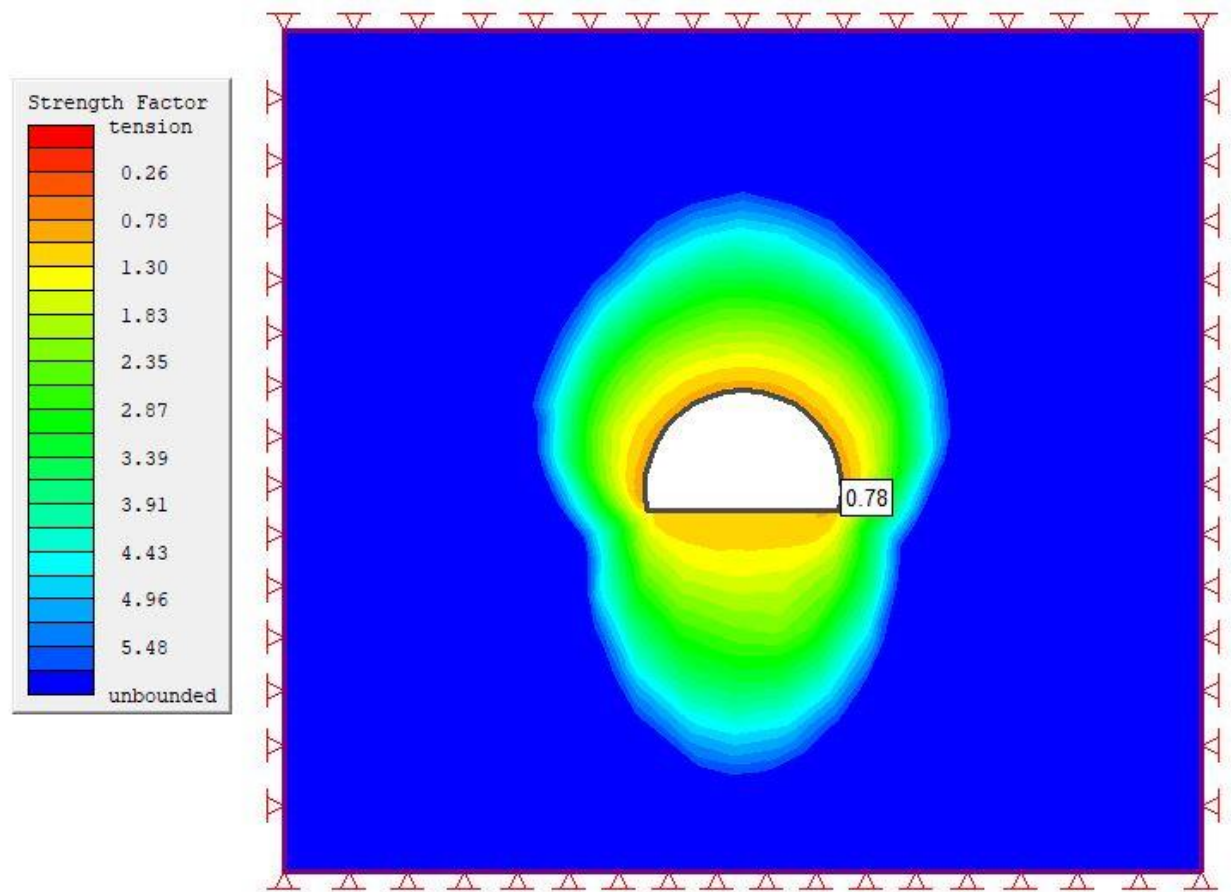
Fuente: (Adaptación propia).

3. Desplazamientos esperados después de la excavación. (MPa)



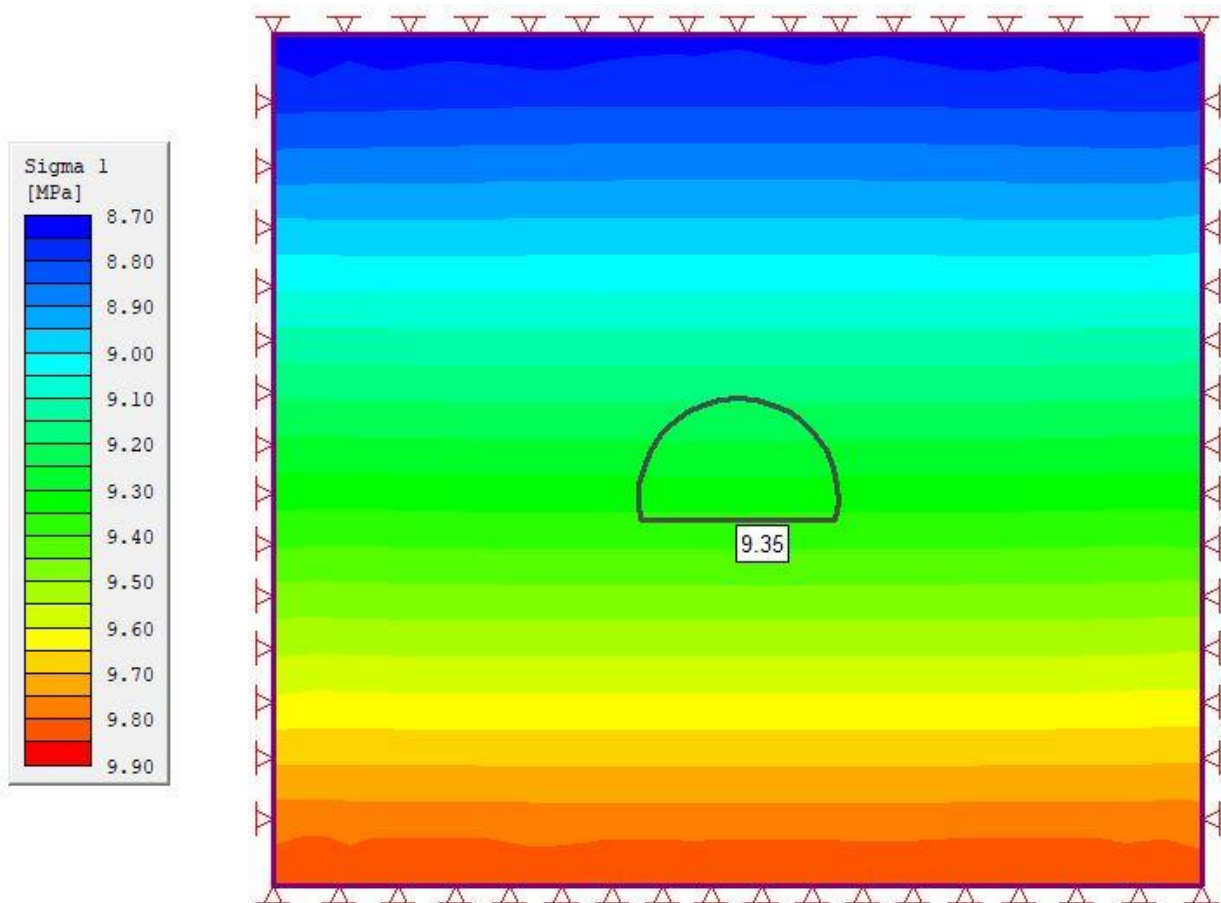
Fuente: (Adaptación propia).

4. Factor de seguridad después de la excavación, sin sistema de sostenimiento.



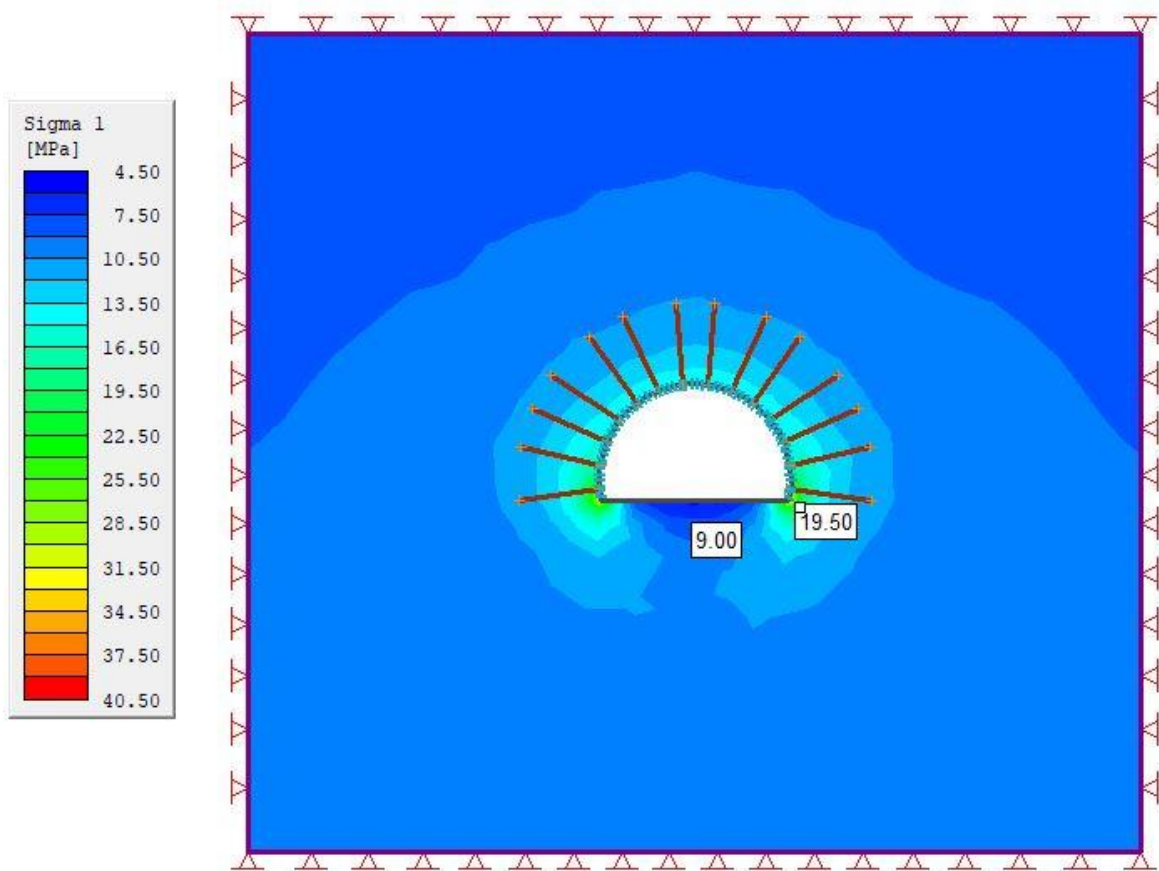
Fuente: (Adaptación propia).

5. Estado inicial de esfuerzos previos a la excavación, cobertura de 390 m.



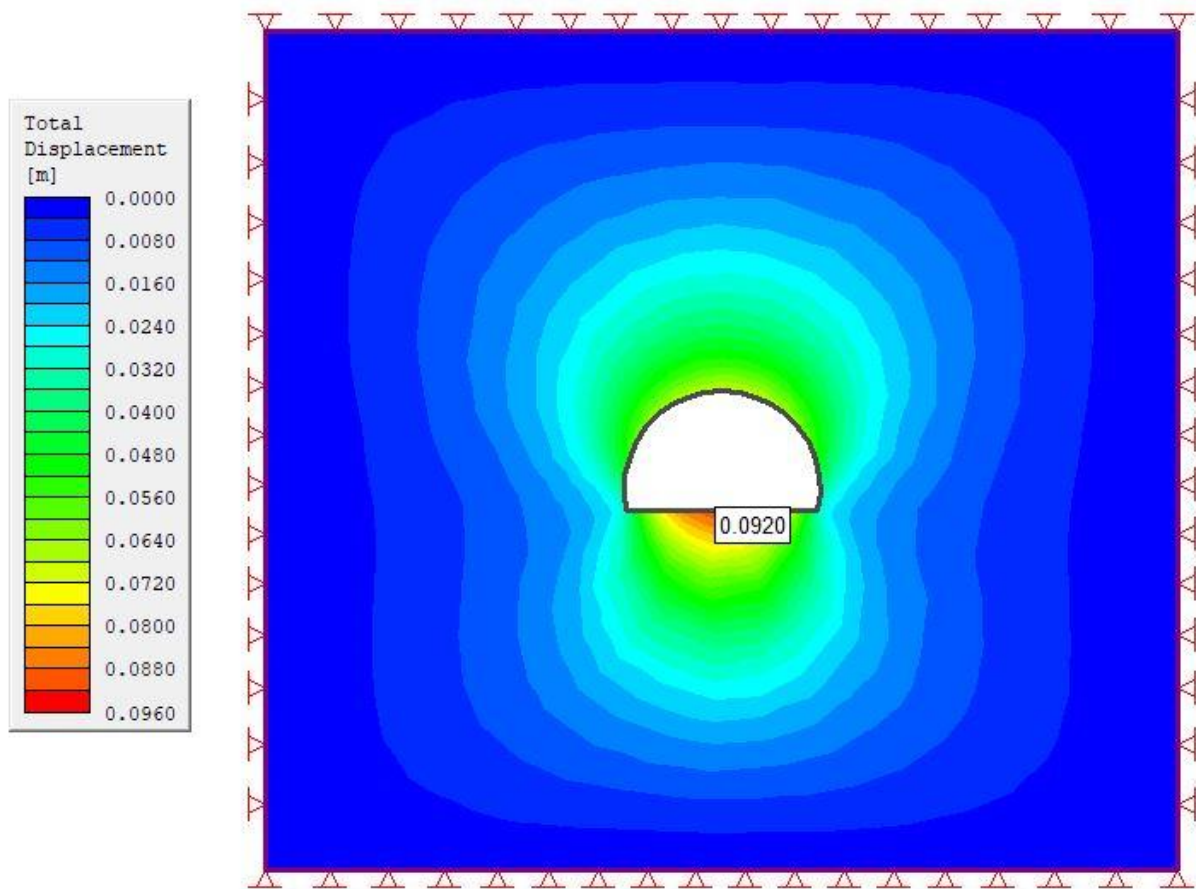
Fuente: (Adaptación propia).

6. Estado de esfuerzos posteriores a la excavación, cobertura de 390 m.



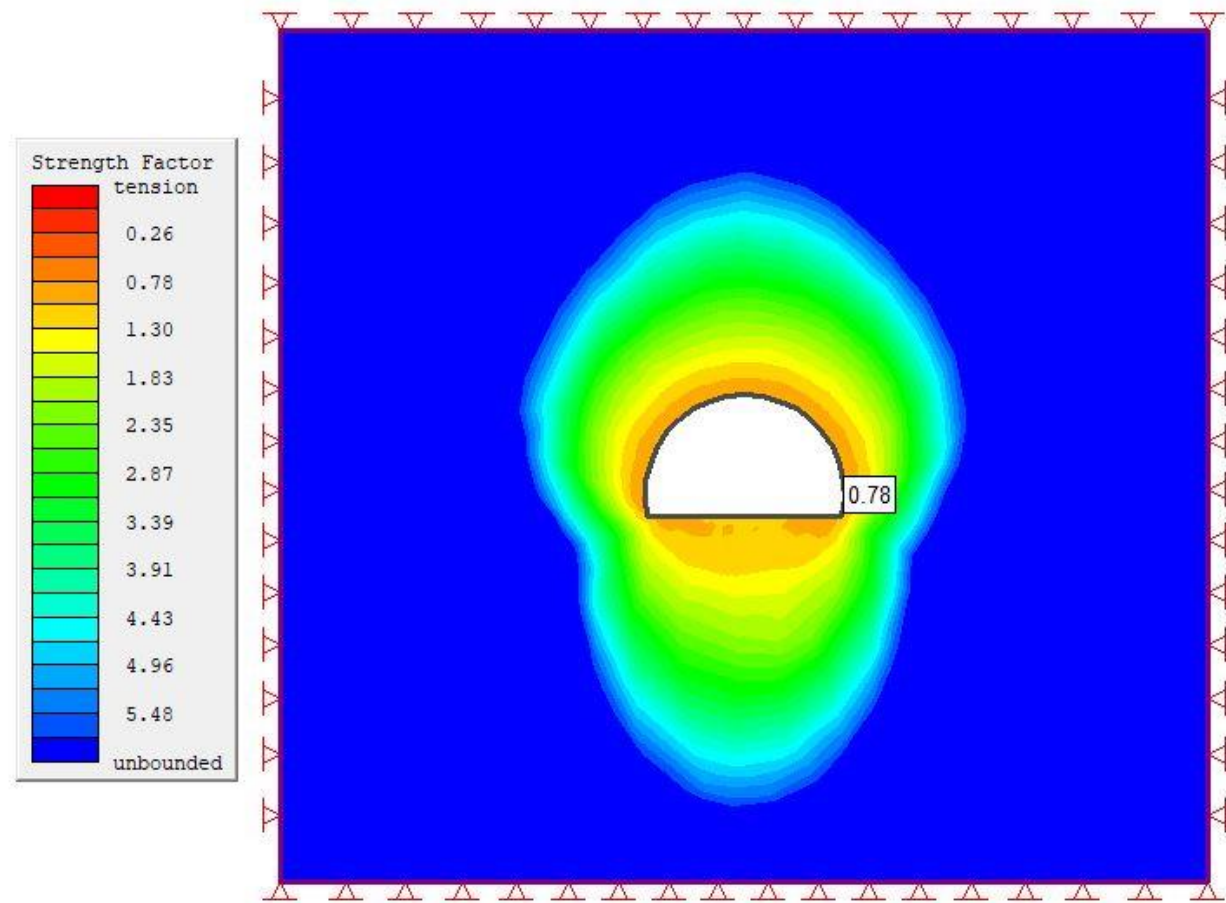
Fuente: (Adaptación propia).

7. Desplazamientos esperados después de la excavación, cobertura de 390 m.



Fuente: (Adaptación propia).

8. Factor de seguridad después de la excavación, sin sistema de sostenimiento cobertura de 390 m.



Fuente: (Adaptación propia).

9. Estimación de estados de esfuerzos.

PT-1			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo			
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed ^{lab} /Eo ^{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (MPa)
390,0	1033,23	516,60	724,8	18496	48674,8	7,08	6875,26	6,88	0,796	0,250	0,422	10,136	4,273	7,20	7,0
391,1	906,71	453,36	547	12507	32914,4	8,27	3978,05	3,98	0,619	0,250	0,349	8,925	3,115	6,02	6,5
392,3	785,64	392,82	438,8	8809	23181,8	9,82	2361,29	2,36	0,509	0,250	0,309	8,398	2,592	5,50	6,0
393,7	898,91	449,44	527,8	11698	30783,2	8,36	3682,33	3,68	0,593	0,250	0,341	8,550	2,918	5,73	6,5
395,3	794,71	397,34	392,6	8793	23138,2	9,68	2389,36	2,39	0,507	0,250	0,309	8,255	2,551	5,40	6,1
397,0	879,32	439,66	453	10957	28833,7	8,58	3359,60	3,36	0,570	0,250	0,333	8,439	2,808	5,62	6,4
398,9	981,98	490,98	530	13897	36570,5	7,52	4861,26	4,86	0,654	0,250	0,369	8,623	3,185	5,90	6,8
401,0	1169,45	584,72	773,8	20071	52817,9	6,11	8648,76	8,65	0,831	0,251	0,462	8,828	4,074	6,45	7,6
403,2	1204,02	601,94	818,2	21254	55930,9	5,90	9482,49	9,48	0,863	0,251	0,481	8,869	4,266	6,57	7,8
405,6	1173,35	586,68	770,4	20026	52698,9	6,08	8663,60	8,66	0,825	0,251	0,460	8,849	4,072	6,46	7,6
408,1	1183,02	591,50	782,2	20287	53387,1	6,02	8863,09	8,86	0,830	0,251	0,464	8,874	4,118	6,50	7,7
410,9	1161,35	580,66	749	19423	51112,4	6,16	8300,31	8,30	0,803	0,251	0,450	8,876	3,990	6,43	7,6
413,7	1159,00	579,52	747,2	19258	50680,0	6,17	8210,27	8,21	0,796	0,251	0,446	8,896	3,971	6,43	7,6
416,8	1188,29	594,16	784,4	20257	53307,7	5,99	8897,00	8,90	0,821	0,251	0,462	8,969	4,141	6,55	7,7
PROMEDIO										0,407					

PT-2			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed _{lab} /Eo _{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	
390,0	1192,82	596,40	941	24699	64998,5	5,96	10897,53	10,90	0,980	0,251	0,522	10,156	5,300	7,73	7,7
391,1	1197,17	598,70	867	22732	59822,3	5,94	10073,38	10,07	0,920	0,251	0,501	9,302	4,658	6,98	7,7
392,3	1051,78	525,90	705	16643	43796,9	6,93	6319,05	6,32	0,740	0,250	0,407	8,853	3,603	6,23	7,1
393,7	1114,79	557,40	752,8	18650	49078,7	6,47	7590,20	7,59	0,797	0,251	0,438	8,862	3,882	6,37	7,4
395,3	933,10	466,54	533,2	12573	33087,5	8,00	4138,26	4,14	0,618	0,250	0,352	8,563	3,016	5,79	6,6
397,0	924,90	462,46	483,4	12321	32423,8	8,08	4012,77	4,01	0,609	0,250	0,349	8,577	2,992	5,78	6,6
398,9	1179,79	589,88	784	20607	54228,3	6,04	8973,47	8,97	0,849	0,251	0,470	8,859	4,166	6,51	7,6
401,0	1322,64	661,30	996	26139	68786,9	5,27	13045,94	13,05	1,007	0,251	0,569	8,988	5,115	7,05	8,3
403,2	1344,95	672,46	1033,6	26942	70899,5	5,17	13717,73	13,72	1,027	0,251	0,584	9,008	5,262	7,14	8,4
405,6	1332,94	666,46	1009,8	26316	69253,3	5,22	13256,61	13,26	1,006	0,251	0,572	9,012	5,151	7,08	8,4
408,1	1317,42	658,70	979,6	25568	67284,7	5,30	12701,02	12,70	0,981	0,251	0,557	9,018	5,021	7,02	8,3
410,9	1330,31	665,14	996,6	26014	68457,8	5,24	13073,43	13,07	0,990	0,251	0,564	9,060	5,112	7,09	8,4
413,7	1337,33	668,66	1004,4	26223	69008,3	5,20	13261,67	13,26	0,993	0,251	0,567	9,099	5,161	7,13	8,4
416,8	1348,46	674,22	1021	26608	70020,5	5,15	13589,92	13,59	1,000	0,251	0,573	9,149	5,246	7,20	8,5
										PROMEDIO		0,500			

PT-3			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed _{lab} /Eo _{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (MPa)
390,0	1027,28	513,64	702,6	18289	48129,3	7,13	6751,51	6,75	0,790	0,250	0,418	10,138	4,242	7,19	7,0
391,1	1023,13	511,56	629,8	16331	42976,7	7,16	5999,67	6,00	0,732	0,250	0,399	9,153	3,655	6,40	7,0
392,3	826,43	413,22	439,8	9917	26097,8	9,24	2823,85	2,82	0,542	0,250	0,320	8,544	2,735	5,64	6,2
393,7	597,10	298,54	217,4	4836	12725,4	13,62	934,21	0,93	0,392	0,250	0,273	8,010	2,188	5,10	5,4
395,3	667,72	333,84	259,4	6071	15975,4	11,92	1340,18	1,34	0,428	0,250	0,283	8,074	2,286	5,18	5,6
397,0	968,96	484,50	539	13560	35683,3	7,64	4668,36	4,67	0,646	0,250	0,365	8,600	3,139	5,87	6,7
398,9	961,64	480,82	578,8	13049	34339,1	7,71	4452,02	4,45	0,629	0,250	0,359	8,443	3,034	5,74	6,7
401,0	1045,68	522,84	705	15472	40714,6	6,98	5833,68	5,83	0,698	0,250	0,393	8,511	3,342	5,93	7,1
403,2	1110,40	555,20	771	17617	46360,3	6,50	7136,11	7,14	0,758	0,251	0,424	8,641	3,663	6,15	7,3
405,6	1259,15	629,58	937,8	23159	60943,6	5,59	10899,40	10,90	0,915	0,251	0,514	8,887	4,571	6,73	8,0
408,1	1312,15	656,10	1034,2	25137	66149,2	5,32	12427,07	12,43	0,969	0,251	0,550	8,937	4,916	6,93	8,3
410,9	1353,73	676,88	1103,8	26764	70431,8	5,13	13733,55	13,73	1,012	0,251	0,580	9,001	5,222	7,11	8,5
413,7	1383,31	691,66	1153,6	27920	73474,3	5,00	14701,11	14,70	1,041	0,252	0,602	9,054	5,448	7,25	8,6
416,8	1454,76	727,38	1275	31023	81638,2	4,71	17346,42	17,35	1,124	0,252	0,663	9,165	6,074	7,62	9,0
										PROMEDIO		0,444			

PT-4			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo	
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed _{lab} /Eo _{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (MPa)	
390,0	1126,98	563,50	870,8	22026	57962,1	6,38	9081,22	9,08	0,901	0,251	0,477	10,145	4,835	7,49	7,4	
391,1	1031,59	515,80	707,2	16454	43299,6	7,09	6104,41	6,10	0,735	0,250	0,402	9,070	3,646	6,36	7,0	
392,3	991,37	495,68	668	14498	38153,3	7,44	5129,57	5,13	0,677	0,250	0,377	8,681	3,276	5,98	6,8	
393,7	906,36	453,18	504,8	11937	31412,6	8,28	3794,79	3,79	0,600	0,250	0,344	8,581	2,952	5,77	6,5	
395,3	839,51	419,76	434	9945	26171,3	9,07	2885,36	2,89	0,541	0,250	0,321	8,367	2,688	5,53	6,2	
397,0	888,26	444,14	507,2	11096	29199,8	8,48	3443,56	3,44	0,574	0,250	0,335	8,374	2,804	5,59	6,4	
398,9	1081,57	540,80	723,8	16893	44454,3	6,70	6631,29	6,63	0,741	0,250	0,413	8,640	3,567	6,10	7,2	
401,0	1268,52	634,26	954,6	23787	62598,5	5,54	11294,86	11,29	0,939	0,251	0,526	8,892	4,679	6,79	8,1	
403,2	1356,66	678,34	1073,4	27393	72085,9	5,12	14092,36	14,09	1,040	0,251	0,593	9,001	5,340	7,17	8,5	
405,6	1431,92	715,96	1188,2	30630	80605,7	4,80	16806,61	16,81	1,130	0,252	0,658	9,089	5,978	7,53	8,9	
408,1	1513,62	756,82	1318	34379	90470,1	4,49	20154,76	20,15	1,233	0,252	0,737	9,186	6,768	7,98	9,3	
410,9	1580,67	790,32	1434	37597	98938,2	4,26	23211,53	23,21	1,320	0,253	0,808	9,275	7,493	8,38	9,7	
413,7	1677,30	838,64	1623,8	42526	111909,4	3,97	28181,24	28,18	1,455	0,254	0,924	9,380	8,668	9,02	10,3	
416,8	1755,20	877,60	1770	46741	123002,0	3,76	32698,89	32,70	1,567	0,255	1,028	9,486	9,752	9,62	10,8	
										PROMEDIO		0,589				

PT-5			Factor de reducción de propiedades			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934}			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo	
			MCTS 2011			38%			Relación MCTS (2005)							
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed ^{lab} /Eo ^{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (MPa)	
390,0	1180,16	590,06	925	24174	63614,7	6,04	10530,65	10,53	0,964	0,251	0,513	10,154	5,206	7,68	7,6	
391,1	1159,81	579,90	819	21251	55924,7	6,17	9067,43	9,07	0,877	0,251	0,476	9,268	4,410	6,84	7,6	
392,3	1075,36	537,68	703	17597	46308,7	6,75	6860,56	6,86	0,768	0,250	0,420	8,955	3,765	6,36	7,2	
393,7	667,37	333,68	252,2	6197	16308,4	11,93	1367,27	1,37	0,432	0,250	0,284	8,217	2,333	5,28	5,6	
395,3	654,49	327,28	228,6	5890	15498,7	12,21	1269,50	1,27	0,422	0,250	0,281	8,151	2,293	5,22	5,6	
397,0	595,21	297,60	193,6	4690	12342,1	13,67	902,65	0,90	0,387	0,250	0,272	7,884	2,146	5,01	5,4	
398,9	684,63	342,34	267,4	6292	16558,4	11,57	1431,17	1,43	0,433	0,250	0,285	8,031	2,290	5,16	5,7	
401,0	977,16	488,56	588,6	13476	35464,1	7,57	4686,58	4,69	0,640	0,250	0,365	8,490	3,096	5,79	6,8	
403,2	1260,32	630,22	959,2	23264	61221,9	5,59	10961,34	10,96	0,921	0,251	0,517	8,857	4,579	6,72	8,0	
405,6	1319,50	659,76	1082,6	25404	66853,0	5,29	12643,25	12,64	0,980	0,251	0,557	8,877	4,942	6,91	8,3	
408,1	1484,92	742,46	1270,4	32995	86830,1	4,59	18907,04	18,91	1,194	0,252	0,707	9,160	6,473	7,82	9,2	
410,9	1568,38	784,18	1411,2	36982	97320,2	4,30	22620,15	22,62	1,303	0,253	0,794	9,267	7,355	8,31	9,7	
413,7	1714,70	857,32	1680,2	44618	117415,3	3,87	30356,10	30,36	1,514	0,254	0,976	9,417	9,193	9,31	10,5	
416,8	1778,92	889,46	1810,8	48114	126615,5	3,70	34203,00	34,20	1,606	0,255	1,064	9,506	10,112	9,81	11,0	
										PROMEDIO		0,543				

PT-6			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo	
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed _{lab} /Eo _{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (MPa)	
390,0	1001,41	500,70	668	17375	45724,4	7,35	6221,88	6,22	0,763	0,250	0,405	10,136	4,107	7,12	6,9	
391,1	920,07	460,02	513,2	13049	34340,4	8,13	4223,47	4,22	0,635	0,250	0,355	9,044	3,212	6,13	6,5	
392,3	792,39	396,18	403	9085	23908,6	9,72	2460,30	2,46	0,517	0,250	0,311	8,515	2,649	5,58	6,1	
393,7	862,66	431,34	431	10810	28447,2	8,78	3239,77	3,24	0,567	0,250	0,330	8,578	2,833	5,71	6,3	
395,3	815,87	407,88	421	9312	24504,2	9,38	2611,04	2,61	0,522	0,250	0,315	8,297	2,609	5,45	6,1	
397,0	938,21	469,10	535	12526	32963,6	7,94	4149,75	4,15	0,615	0,250	0,352	8,474	2,985	5,73	6,6	
398,9	1099,85	549,92	690,6	17687	46544,1	6,57	7083,30	7,08	0,764	0,251	0,424	8,749	3,708	6,23	7,3	
401,0	1194,14	597,06	822,4	20957	55151,0	5,96	9258,79	9,26	0,857	0,251	0,476	8,840	4,212	6,53	7,7	
403,2	1242,33	621,18	881,8	22724	59799,1	5,68	10524,48	10,52	0,906	0,251	0,506	8,904	4,509	6,71	7,9	
405,6	1296,97	648,48	970,8	24774	65195,1	5,40	12078,95	12,08	0,962	0,251	0,543	8,961	4,866	6,91	8,2	
408,1	1494,00	746,98	1261,6	33494	88141,9	4,56	19332,75	19,33	1,208	0,252	0,717	9,186	6,586	7,89	9,2	
410,9	1581,85	790,92	1417,4	37703	99219,6	4,26	23298,19	23,30	1,323	0,253	0,810	9,287	7,523	8,40	9,7	
413,7	1670,57	835,28	1587,6	42223	111112,1	3,99	27846,50	27,85	1,446	0,254	0,916	9,389	8,601	8,99	10,3	
416,8	1737,34	868,66	1720,6	45761	120424,5	3,81	31625,26	31,63	1,539	0,255	1,003	9,479	9,503	9,49	10,7	
										PROMEDIO	0,559					

PT-7			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed ^{lab} /Eo ^{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (MPa)
390,0	1020,75	510,38	691,4	18058	47520,2	7,18	6615,56	6,62	0,784	0,250	0,415	10,138	4,208	7,17	7,0
391,1	1016,20	508,12	620,2	16111	42396,3	7,22	5870,86	5,87	0,725	0,250	0,396	9,152	3,626	6,39	6,9
392,3	957,61	478,80	553,6	13731	36133,0	7,75	4661,18	4,66	0,654	0,250	0,366	8,811	3,223	6,02	6,7
393,7	719,93	359,96	279,8	7349	19338,5	10,90	1774,84	1,77	0,466	0,250	0,294	8,373	2,462	5,42	5,8
395,3	955,77	477,88	530,4	13283	34955,8	7,77	4498,97	4,50	0,639	0,250	0,361	8,622	3,114	5,87	6,7
397,0	1150,80	575,42	754,2	19669	51759,2	6,23	8314,36	8,31	0,824	0,251	0,455	8,844	4,022	6,43	7,5
398,9	1250,66	625,32	894	23328	61389,9	5,64	10890,90	10,89	0,928	0,251	0,517	8,924	4,617	6,77	8,0
401,0	1362,81	681,38	1062,8	27857	73308,1	5,09	14408,86	14,41	1,057	0,251	0,602	9,023	5,435	7,23	8,5
403,2	1468,81	734,42	1231,4	32541	85633,0	4,65	18405,22	18,41	1,189	0,252	0,698	9,122	6,371	7,75	9,1
405,6	1533,24	766,62	1340,6	35516	93463,8	4,42	21144,19	21,14	1,270	0,253	0,763	9,192	7,013	8,10	9,5
408,1	1590,04	795,00	1444,4	38225	100592,7	4,23	23766,77	23,77	1,343	0,253	0,824	9,256	7,627	8,44	9,8
410,9	1626,94	813,46	1507,8	40017	105308,7	4,12	25571,58	25,57	1,389	0,253	0,865	9,318	8,057	8,69	10,0
413,7	1691,07	845,54	1632,6	43319	113998,5	3,93	28988,73	28,99	1,477	0,254	0,943	9,400	8,868	9,13	10,4
416,8	1737,63	868,82	1724,2	45774	120457,6	3,81	31640,30	31,64	1,540	0,255	1,003	9,478	9,505	9,49	10,7
										PROMEDIO		0,622			

PT-8			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed _{lab} /Eo _{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	
390,0	1259,45	629,72	1049,8	27549	72497,3	5,59	12969,38	12,97	1,064	0,251	0,574	10,160	5,828	7,99	8,0
391,1	1264,81	632,42	975	25482	67057,2	5,56	12057,14	12,06	1,001	0,251	0,550	9,344	5,141	7,24	8,0
392,3	1262,36	631,18	949	24762	65162,3	5,57	11689,33	11,69	0,978	0,251	0,540	9,144	4,941	7,04	8,0
393,7	1025,14	512,58	664,8	15532	40872,5	7,15	5719,26	5,72	0,706	0,250	0,392	8,728	3,419	6,07	7,0
395,3	1163,93	581,98	780	20329	53497,6	6,14	8710,66	8,71	0,845	0,251	0,465	8,897	4,139	6,52	7,6
397,0	1159,30	579,64	796,8	19899	52366,4	6,17	8486,02	8,49	0,830	0,251	0,459	8,817	4,047	6,43	7,6
398,9	1325,51	662,74	1040,8	26304	69222,3	5,26	13162,57	13,16	1,015	0,251	0,573	8,958	5,134	7,05	8,3
401,0	1464,71	732,34	1274,8	32371	85187,4	4,67	18248,48	18,25	1,188	0,252	0,696	9,076	6,320	7,70	9,1
403,2	1615,81	807,90	1507	39841	104844,9	4,15	25251,29	25,25	1,399	0,253	0,865	9,229	7,985	8,61	9,9
405,6	1667,35	833,70	1602,6	42426	111646,8	4,00	27916,16	27,92	1,469	0,254	0,927	9,284	8,608	8,95	10,2
408,1	1712,74	856,36	1688	44764	117799,9	3,87	30413,97	30,41	1,530	0,254	0,985	9,341	9,197	9,27	10,5
410,9	1762,52	881,26	1789,6	47413	124771,3	3,74	33334,39	33,33	1,600	0,255	1,051	9,407	9,889	9,65	10,8
413,7	1811,71	905,84	1889,8	50121	131898,5	3,62	36415,44	36,42	1,670	0,256	1,121	9,476	10,624	10,05	11,2
416,8	1860,62	930,28	1996	52900	139209,7	3,51	39675,25	39,68	1,741	0,256	1,194	9,554	11,408	10,48	11,5
										PROMEDIO		0,772			

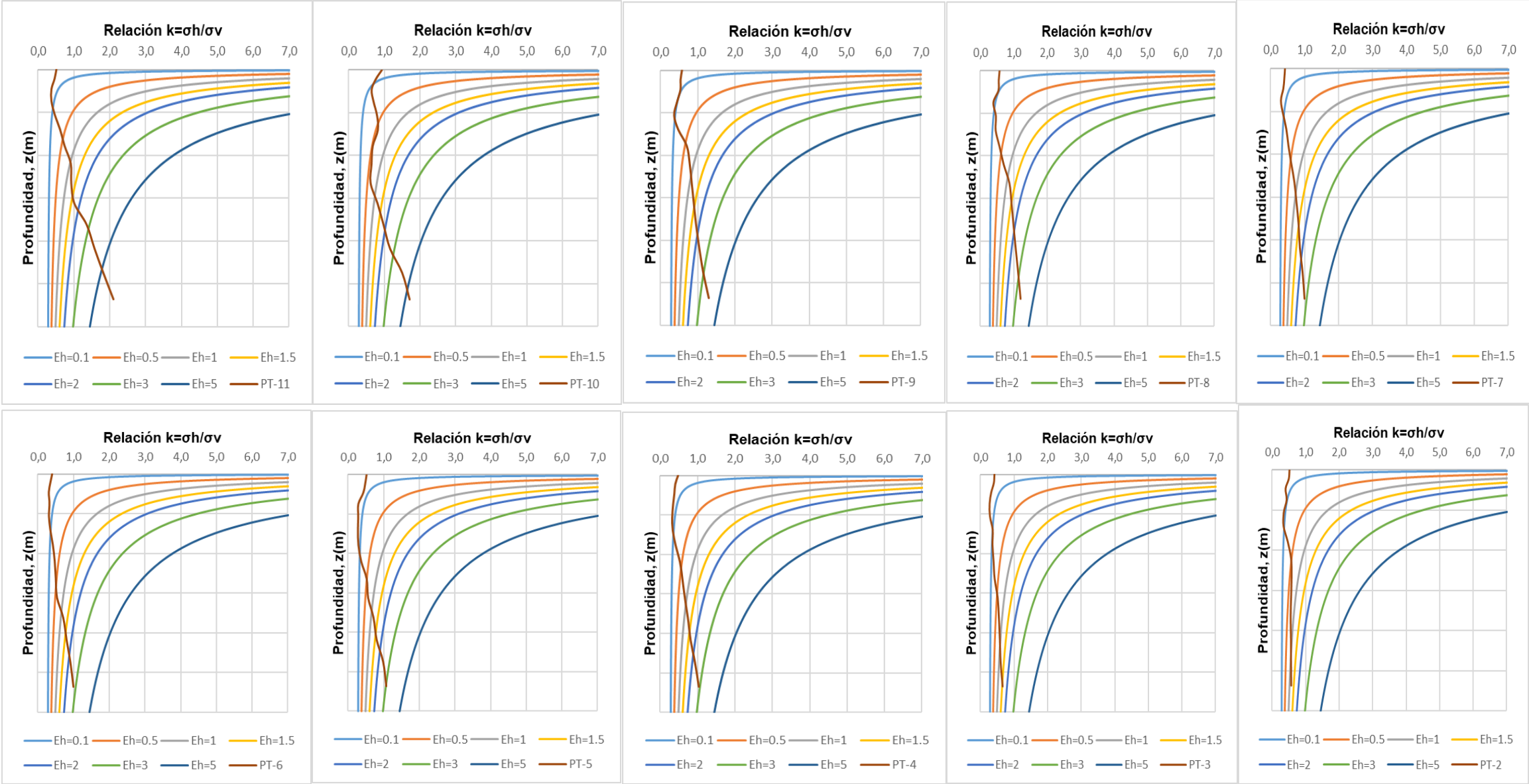
PT-9			Factor de reducción de propiedades			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934}			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo	
			MCTS 2011			38%			Relación MCTS (2005)							
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed ^{lab} /Eo ^{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (MPa)	
390,0	1255,75	627,86	1045	27385	72064,6	5,61	12846,77	12,85	1,059	0,251	0,571	10,160	5,796	7,98	8,0	
391,1	1242,18	621,08	947,6	24519	64523,1	5,68	11354,18	11,35	0,973	0,251	0,533	9,322	4,966	7,14	7,9	
392,3	1248,25	624,12	933,8	24165	63592,6	5,65	11255,77	11,26	0,961	0,251	0,530	9,126	4,834	6,98	8,0	
393,7	1115,09	557,54	756,8	18669	49129,8	6,46	7600,57	7,60	0,798	0,251	0,438	8,867	3,887	6,38	7,4	
395,3	946,06	473,04	572,6	12882	33899,2	7,86	4310,15	4,31	0,627	0,250	0,356	8,534	3,042	5,79	6,6	
397,0	1178,63	589,32	805	20664	54378,3	6,05	8987,75	8,99	0,853	0,251	0,471	8,858	4,175	6,52	7,6	
398,9	1465,01	732,48	1237,2	32681	86003,3	4,67	18427,65	18,43	1,200	0,252	0,702	9,112	6,400	7,76	9,1	
401,0	1542,61	771,30	1371,6	36275	95460,2	4,39	21753,45	21,75	1,301	0,253	0,782	9,169	7,170	8,17	9,5	
403,2	1591,80	795,92	1458	38604	101588,5	4,23	24033,72	24,03	1,364	0,253	0,835	9,214	7,698	8,46	9,8	
405,6	1641,29	820,66	1549,2	41037	107992,9	4,08	26499,60	26,50	1,429	0,254	0,893	9,268	8,275	8,77	10,1	
408,1	1691,07	845,54	1646	43563	114640,7	3,93	29152,03	29,15	1,496	0,254	0,954	9,325	8,897	9,11	10,4	
410,9	1757,25	878,62	1775,6	47121	124003,4	3,76	33011,06	33,01	1,591	0,255	1,043	9,406	9,814	9,61	10,8	
413,7	1828,11	914,04	1924	51100	134473,2	3,58	37527,69	37,53	1,697	0,256	1,148	9,489	10,890	10,19	11,3	
416,8	1923,57	961,78	2133,4	56784	149431,7	3,37	44313,89	44,31	1,850	0,258	1,304	9,595	12,516	11,06	11,9	
PROMEDIO										0,788						

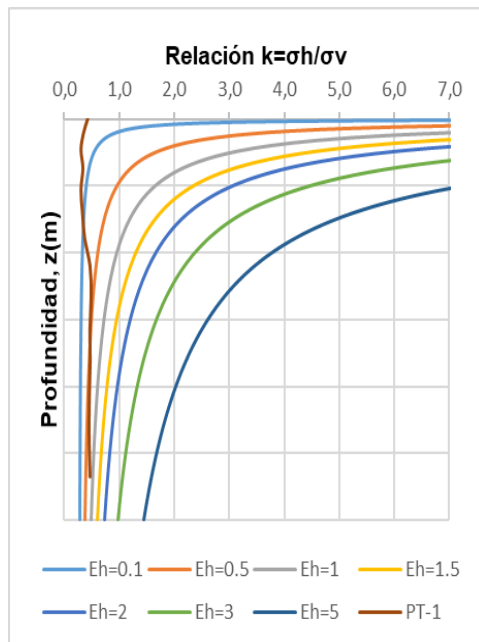
PT-10			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo	
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed ^{lab} /Eo ^{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (MPa)	
390,0	1589,55	794,78	1658,4	43880	115474,4	4,23	27272,66	27,27	1,546	0,253	0,930	10,160	9,453	9,81	9,8	
391,1	1492,74	746,40	1395,8	35301	92897,9	4,56	20355,47	20,36	1,291	0,252	0,757	9,293	7,033	8,16	9,2	
392,3	1409,05	704,52	1296,4	29543	77744,0	4,89	15901,45	15,90	1,119	0,252	0,645	8,756	5,648	7,20	8,8	
393,7	1460,73	730,36	1337,6	32299	84996,4	4,68	18148,49	18,15	1,198	0,252	0,700	8,939	6,255	7,60	9,1	
395,3	1548,05	774,04	1422	36680	96525,8	4,37	22088,97	22,09	1,323	0,253	0,796	9,075	7,222	8,15	9,5	
397,0	1573,04	786,52	1451,4	37674	99143,1	4,29	23125,61	23,13	1,349	0,253	0,820	9,067	7,431	8,25	9,7	
398,9	1446,40	723,22	1250,6	31215	82145,3	4,74	17334,61	17,33	1,157	0,252	0,676	8,927	6,031	7,48	9,0	
401,0	1415,86	707,94	1124,2	29662	78056,9	4,86	16057,62	16,06	1,109	0,252	0,643	8,900	5,720	7,31	8,8	
403,2	1385,70	692,86	1140	28429	74814,0	4,99	15000,01	15,00	1,070	0,252	0,615	8,954	5,511	7,23	8,7	
405,6	1584,03	792,02	1468,4	37477	98623,9	4,25	23196,46	23,20	1,327	0,253	0,813	9,087	7,385	8,24	9,7	
408,1	1720,45	859,92	1734,4	44231	116397,3	3,85	30213,45	30,21	1,515	0,254	0,980	9,153	8,967	9,06	10,6	
410,9	1846,97	923,48	1984	51205	134751,0	3,54	38068,63	38,07	1,707	0,256	1,165	9,252	10,778	10,02	11,4	
413,7	2035,83	1017,92	2416	62656	164883,9	3,15	52320,54	52,32	2,025	0,260	1,502	9,381	14,086	11,73	12,8	
416,8	2144,66	1072,34	2680,2	69074	181774,4	2,96	61378,57	61,38	2,196	0,263	1,710	9,389	16,059	12,72	13,6	
										PROMEDIO		0,947				

PT-11			Factor de reducción de propiedades MCTS 2011			Ed/Eo = 2.8*10 ⁴ Vp ^{-1.1934} Relación MCTS (2005)			k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z) Eh: en GPa, sentido horizontal z: profundidad, m			SHEOREY (1994)			Anexo 1. Resis. Com. Macizo	
Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs(m/s)	G ^m dinámico (MPa)	E ^m dinámico (Mpa)	E ^{lab} dinámico (Mpa)	Ed _{lab} /Eo _{lab}	E ^{lab} estático (Mpa)	Eo ^{lab} estático (GPa)	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	k=σh/σv [Sheorey]	σv (MPa)	σH (MPa)	σm (MPa)	Com (Mpa)	
390,0	1170,4	585,22	896,8	23749	62497,3	6,10	10243,9	10,24	0,952	0,251	0,506	10,142	5,127	7,63	7,6	
391,1	1127,5	563,76	768	19810	52131,8	6,38	8172,1	8,17	0,834	0,251	0,453	9,142	4,145	6,64	7,4	
392,3	970,4	485,20	604	13529	35601,7	7,63	4665,8	4,67	0,648	0,250	0,366	8,454	3,093	5,77	6,7	
393,7	973,2	486,58	614,8	13593	35771,8	7,60	4704,3	4,70	0,649	0,250	0,367	8,476	3,107	5,79	6,8	
395,3	1186,0	592,98	891,6	19582	51532,1	6,01	8580,5	8,58	0,823	0,251	0,462	8,255	3,814	6,03	7,7	
397,0	1385,7	692,84	1201,4	27647	72755,7	4,99	14587,4	14,59	1,056	0,252	0,609	8,574	5,225	6,90	8,7	
398,9	1512,2	756,10	1419,8	33661	88581,4	4,49	19711,9	19,71	1,229	0,252	0,734	8,808	6,464	7,64	9,3	
401,0	1659,7	829,84	1694,8	41248	108548,1	4,02	26992,4	26,99	1,445	0,254	0,910	9,007	8,198	8,60	10,2	
403,2	1669,7	834,84	1657,2	41858	110153,6	3,99	27588,7	27,59	1,458	0,254	0,922	9,081	8,373	8,73	10,3	
405,6	1735,9	867,96	1773,4	45061	118580,9	3,81	31111,0	31,11	1,544	0,255	1,005	9,098	9,140	9,12	10,7	
408,1	1953,1	976,56	2256,6	57449	151181,7	3,31	45655,8	45,66	1,893	0,258	1,353	9,219	12,471	10,84	12,2	
410,9	2071,2	1035,56	2530,2	64635	170092,5	3,09	55092,9	55,09	2,090	0,261	1,574	9,287	14,620	11,95	13,1	
413,7	2185,5	1092,84	2825	72133	189824,1	2,90	65554,4	65,55	2,293	0,264	1,818	9,370	17,036	13,20	14,0	
416,8	2306,6	1153,28	3149,8	80392	211558,4	2,72	77917,9	77,92	2,515	0,269	2,104	9,447	19,877	14,66	15,0	
										PROMEDIO		0,975				

Fuente: (Adaptación propia).

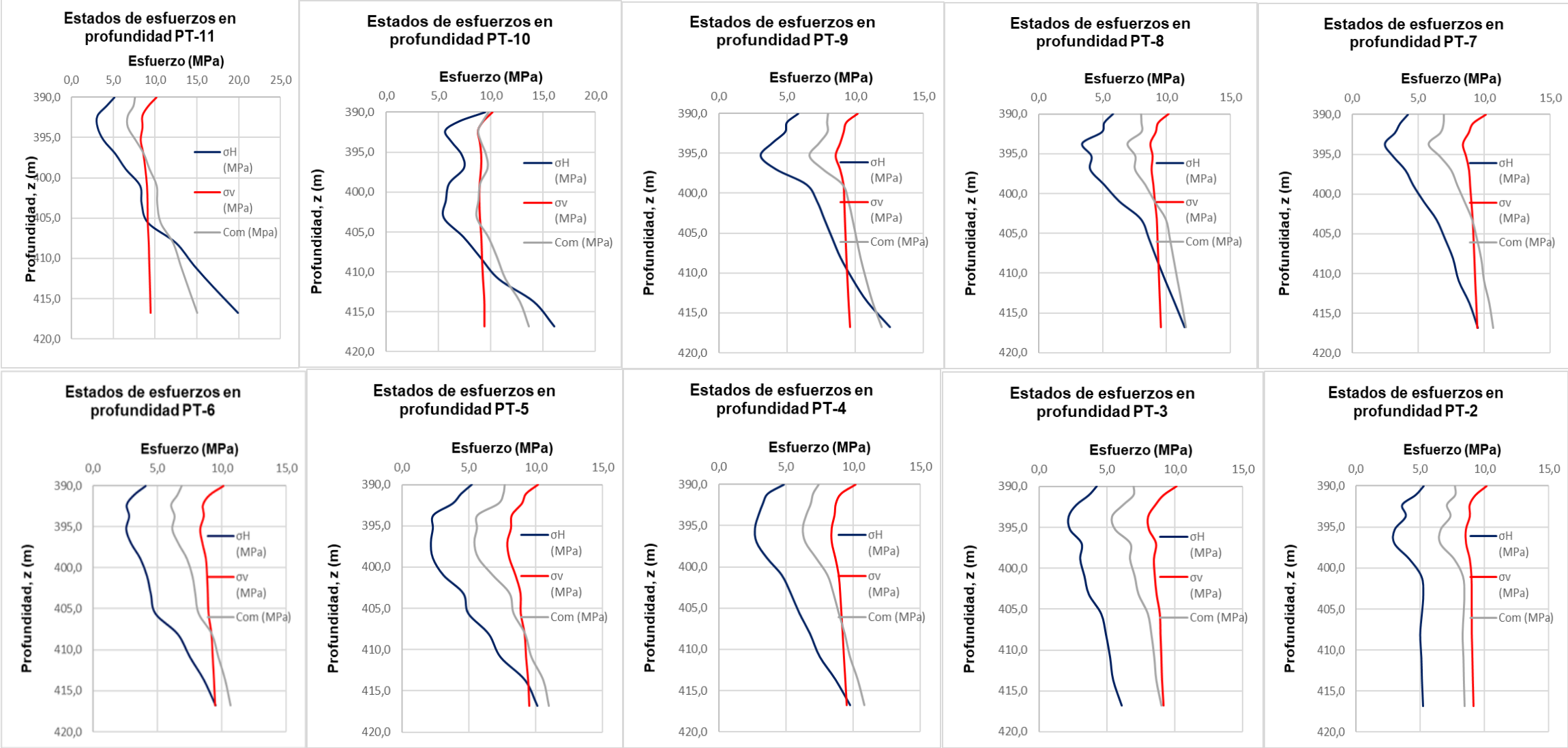
10. Resultados de K a lo largo de la zona de interés.

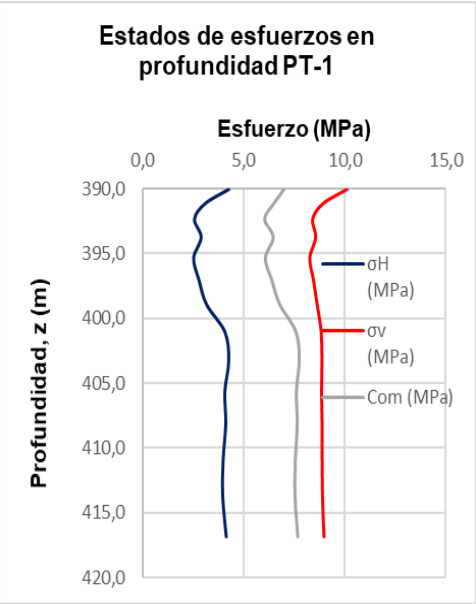




Fuente: (Adaptación propia).

11. Resultados de la estimación de los estados de esfuerzos a lo largo de la zona de interés.

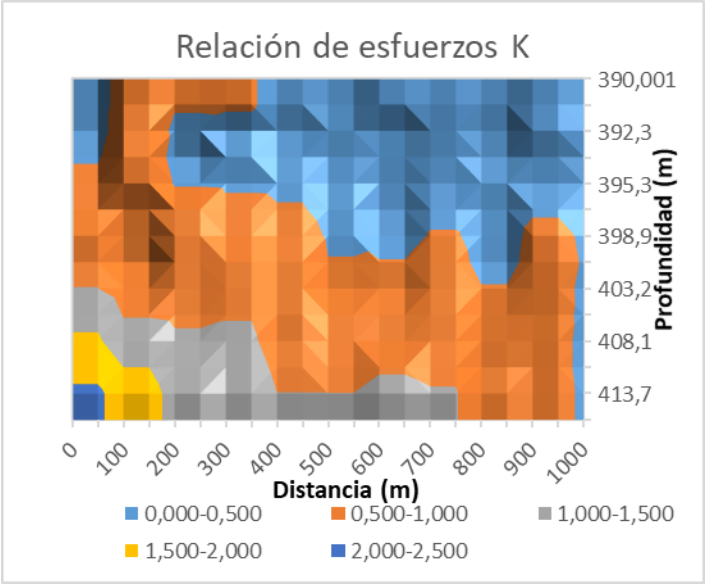




Fuente: (Adaptación propia).

12. Presentación en superficie de la relación k a lo largo de la zona de interés.

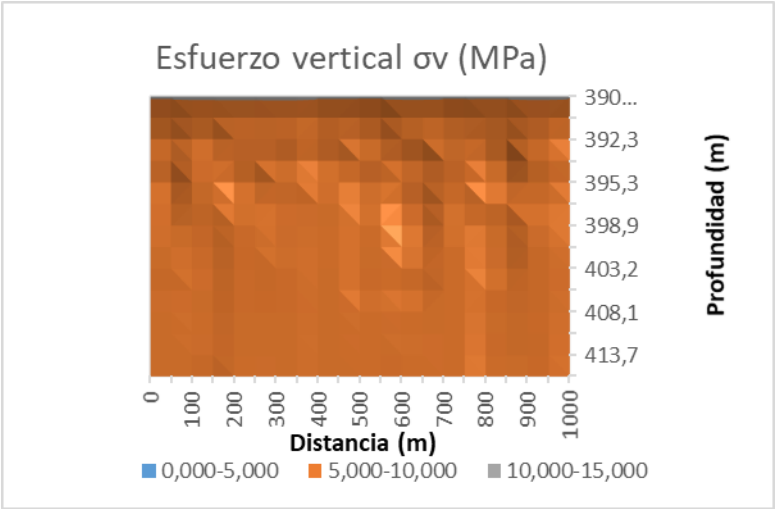
K																					
Prof (m)	PT-11:K87+350		PT-10: K87+528.6		PT-9:K87+161.2		PT-8: K87+062.5		PT-7:K86+950		PT-6:K86+862.5		PT-5:K86+762.5		PT-4:K86+662.5		PT-3:K86+562.5		PT-2:K86+462.4		PT-1:K86+362.4
	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
390,001	0,366	0,366	0,645	0,645	0,530	0,530	0,540	0,540	0,366	0,366	0,311	0,311	0,420	0,420	0,377	0,377	0,320	0,320	0,407	0,407	0,309
391,1	0,366	0,366	0,65	0,65	0,530	0,530	0,540	0,540	0,366	0,366	0,311	0,311	0,420	0,420	0,377	0,377	0,320	0,320	0,407	0,407	0,309
392,3	0,367	0,367	0,70	0,70	0,438	0,438	0,392	0,392	0,294	0,294	0,330	0,330	0,284	0,284	0,344	0,344	0,273	0,273	0,438	0,438	0,341
393,7	0,462	0,462	0,80	0,80	0,356	0,356	0,465	0,465	0,361	0,361	0,315	0,315	0,281	0,281	0,321	0,321	0,283	0,283	0,352	0,352	0,309
395,3	0,609	0,609	0,82	0,82	0,471	0,471	0,459	0,459	0,455	0,455	0,352	0,352	0,272	0,272	0,335	0,335	0,365	0,365	0,349	0,349	0,333
397	0,734	0,734	0,68	0,68	0,702	0,702	0,573	0,573	0,517	0,517	0,424	0,424	0,285	0,285	0,413	0,413	0,359	0,359	0,470	0,470	0,369
398,9	0,910	0,910	0,64	0,64	0,782	0,782	0,696	0,696	0,602	0,602	0,476	0,476	0,365	0,365	0,526	0,526	0,393	0,393	0,569	0,569	0,462
401	0,922	0,922	0,62	0,62	0,835	0,835	0,865	0,865	0,698	0,698	0,506	0,506	0,517	0,517	0,593	0,593	0,424	0,424	0,584	0,584	0,481
403,2	1,005	1,005	0,81	0,81	0,893	0,893	0,927	0,927	0,763	0,763	0,543	0,543	0,557	0,557	0,658	0,658	0,514	0,514	0,572	0,572	0,460
405,6	1,353	1,353	0,98	0,98	0,954	0,954	0,985	0,985	0,824	0,824	0,717	0,717	0,707	0,707	0,737	0,737	0,550	0,550	0,557	0,557	0,464
408,1	1,574	1,574	1,17	1,17	1,043	1,043	1,051	1,051	0,865	0,865	0,810	0,810	0,794	0,794	0,808	0,808	0,580	0,580	0,564	0,564	0,450
410,9	1,818	1,818	1,50	1,50	1,148	1,148	1,121	1,121	0,943	0,943	0,916	0,916	0,976	0,976	0,924	0,924	0,602	0,602	0,567	0,567	0,446
413,7	2,104	2,104	1,71	1,71	1,304	1,304	1,194	1,194	1,003	1,003	1,003	1,003	1,064	1,064	1,028	1,028	0,663	0,663	0,573	0,573	0,462
416,8	2,104	2,104	1,710	1,710	1,304	1,304	1,194	1,194	1,003	1,003	1,003	1,003	1,064	1,064	1,028	1,028	0,663	0,663	0,573	0,573	0,462



Fuente: (Adaptación propia).

13. Presentación en superficie de los esfuerzos verticales a lo largo de la zona de interés.

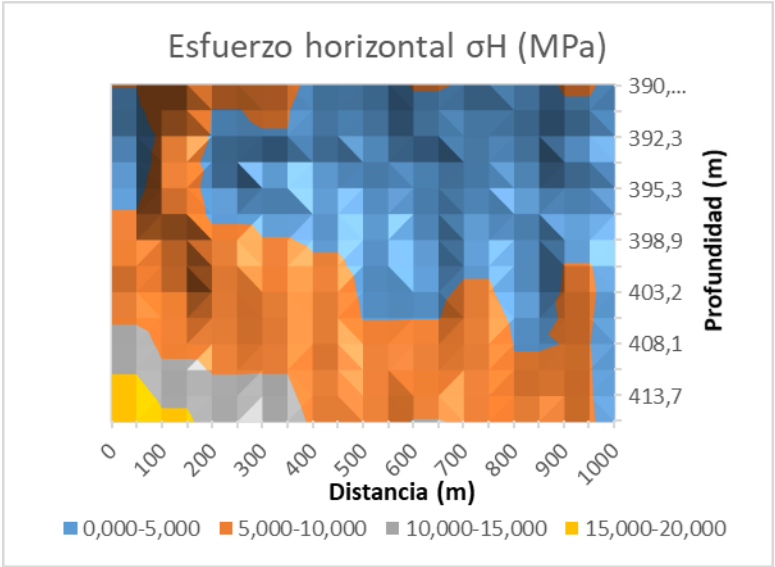
	ESFUERZO VERTICAL																					
Prof (m)	PT-11:K87+350		PT-10: K87+528.6		PT-9:K87+161.2		PT-8: K87+062.5		PT-7:K86+950		PT-6:K86+862.5		PT-5:K86+762.5		PT-4:K86+662.5		PT-3:K86+562.5		PT-2:K86+462.4		PT-1:K86+362.4	
	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	
390,001	10,142	10,142	✓	10,160	10,160	✓	10,160	10,160	10,138	10,138	10,136	10,136	10,154	10,154	10,145	10,145	10,138	10,138	10,156	10,156	10,136	
391,1	9,142	9,142	✓	9,293	9,293	✓	9,322	9,344	9,322	9,152	9,044	9,044	9,268	9,268	9,070	9,070	9,153	9,153	9,302	9,302	8,925	
392,3	8,454	8,454	✓	8,756	8,756	✓	9,126	9,126	9,144	9,144	8,811	8,811	8,515	8,515	8,955	8,681	8,681	8,544	8,544	8,853	8,398	
393,7	8,476	8,476	✓	8,939	8,939	✓	8,867	8,867	8,728	8,728	8,373	8,373	8,578	8,578	8,217	8,581	8,581	8,010	8,010	8,862	8,550	
395,3	8,255	8,255	✓	9,075	9,075	✓	8,534	8,534	8,897	8,897	8,622	8,622	8,297	8,297	8,151	8,151	8,367	8,367	8,074	8,074	8,563	8,255
397	8,574	8,574	✓	9,067	9,067	✓	8,858	8,858	8,817	8,817	8,844	8,844	8,474	8,474	7,884	7,884	8,374	8,374	8,600	8,600	8,577	8,439
398,9	8,808	8,808	✓	8,927	8,927	✓	9,112	8,958	8,958	8,924	8,749	8,749	8,031	8,031	8,640	8,640	8,443	8,443	8,859	8,859	8,623	
401	9,007	9,007	✓	8,900	8,900	✓	9,169	9,169	9,076	9,076	9,023	9,023	8,840	8,840	8,490	8,892	8,892	8,511	8,511	8,988	8,828	
403,2	9,081	9,081	✓	8,954	8,954	✓	9,214	9,229	9,229	9,122	8,904	8,904	8,857	8,857	9,001	9,001	8,641	8,641	9,008	9,008	8,869	
405,6	9,098	9,098	✓	9,087	9,087	✓	9,268	9,268	9,284	9,284	9,192	9,192	8,961	8,961	8,877	8,877	9,089	9,089	8,887	8,887	9,012	8,849
408,1	9,219	9,219	✓	9,153	9,153	✓	9,325	9,341	9,341	9,256	9,186	9,186	9,160	9,160	9,186	9,186	9,186	8,937	8,937	9,018	8,874	
410,9	9,287	9,287	✓	9,252	9,252	✓	9,406	9,406	9,407	9,407	9,318	9,318	9,287	9,287	9,267	9,267	9,275	9,275	9,001	9,001	9,060	8,876
413,7	9,370	9,370	✓	9,381	9,381	✓	9,489	9,489	9,476	9,476	9,400	9,400	9,389	9,389	9,417	9,417	9,380	9,380	9,054	9,054	9,099	8,896
416,8	9,447	9,447	✓	9,389	9,389	✓	9,595	9,595	9,554	9,554	9,478	9,478	9,479	9,479	9,506	9,506	9,486	9,486	9,165	9,165	9,149	8,969



Fuente: (Adaptación propia).

14. Presentación en superficie de los esfuerzos horizontales a lo largo de la zona de interés.

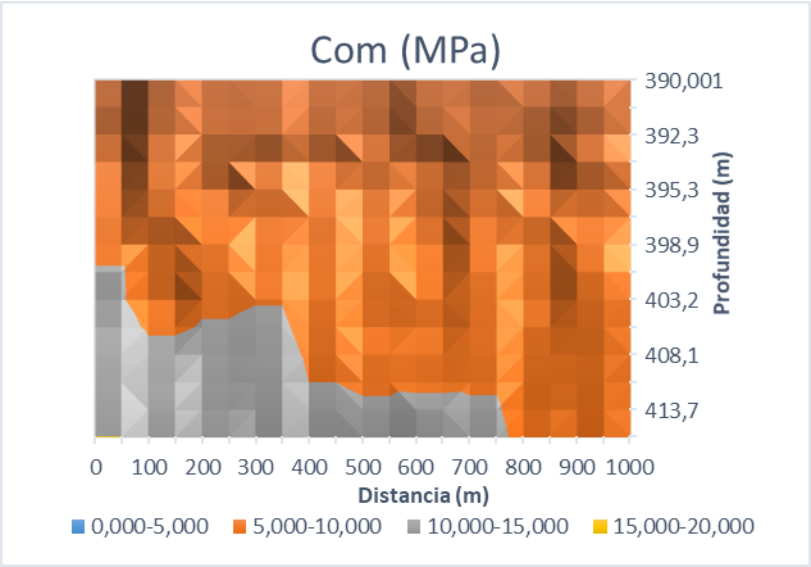
	ESFUERZO HORIZONTAL																					
Prof (m)	PT-11:K87+350		PT-10: K87+528.6		PT-9:K87+161.2		PT-8: K87+062.5		PT-7:K86+950		PT-6:K86+862.5		PT-5:K86+762.5		PT-4:K86+662.5		PT-3:K86+562.5		PT-2:K86+462.4		PT-1:K86+362.4	
	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	
390,001	5,127	5,127	✓ 9,453	9,453	✓ 5,796	5,796	5,828	5,828	4,208	4,208	4,107	4,107	5,206	5,206	4,835	4,835	4,242	4,242	5,300	5,300	4,273	
391,1	4,145	4,145	✓ 7,033	7,033	✓ 4,966	4,966	5,141	5,141	3,626	3,626	3,212	3,212	4,410	4,410	3,646	3,646	3,655	3,655	4,658	4,658	3,115	
392,3	3,093	3,093	✓ 5,648	5,648	✓ 4,834	4,834	4,941	4,941	3,223	3,223	2,649	2,649	3,765	3,765	3,276	3,276	2,735	2,735	3,603	3,603	2,592	
393,7	3,107	3,107	✓ 6,255	6,255	✓ 3,887	3,887	3,419	3,419	2,462	2,462	2,833	2,833	2,333	2,333	2,952	2,952	2,188	2,188	3,882	3,882	2,918	
395,3	3,814	3,814	✓ 7,222	7,222	✓ 3,042	3,042	4,139	4,139	3,114	3,114	2,609	2,609	2,293	2,293	2,688	2,688	2,286	2,286	3,016	3,016	2,551	
397	5,225	5,225	✓ 7,431	7,431	✓ 4,175	4,175	4,047	4,047	4,022	4,022	2,985	2,985	2,146	2,146	2,804	2,804	3,139	3,139	2,992	2,992	2,808	
398,9	6,464	6,464	✓ 6,031	6,031	✓ 6,400	6,400	5,134	5,134	4,617	4,617	3,708	3,708	2,290	2,290	3,567	3,567	3,034	3,034	4,166	4,166	3,185	
401	8,198	8,198	✓ 5,720	5,720	✓ 7,170	7,170	6,320	6,320	5,435	5,435	4,212	4,212	3,096	3,096	4,679	4,679	3,342	3,342	5,115	5,115	4,074	
403,2	8,373	8,373	✓ 5,511	5,511	✓ 7,698	7,698	7,985	7,985	6,371	6,371	4,509	4,509	4,579	4,579	5,340	5,340	3,663	3,663	5,262	5,262	4,266	
405,6	9,140	9,140	✓ 7,385	7,385	✓ 8,275	8,275	8,608	8,608	7,013	7,013	4,866	4,866	4,942	4,942	5,978	5,978	4,571	4,571	5,151	5,151	4,072	
408,1	12,471	12,471	✓ 8,967	8,967	✓ 8,897	8,897	9,197	9,197	7,627	7,627	6,586	6,586	6,473	6,473	6,768	6,768	4,916	4,916	5,021	5,021	4,118	
410,9	14,620	14,620	✓ 10,778	10,778	✓ 9,814	9,814	9,889	9,889	8,057	8,057	7,523	7,523	7,355	7,355	7,493	7,493	5,222	5,222	5,112	5,112	3,990	
413,7	17,036	17,036	✓ 14,086	14,086	✓ 10,890	10,890	10,624	10,624	8,868	8,868	8,601	8,601	9,193	9,193	8,668	8,668	5,448	5,448	5,161	5,161	3,971	
416,8	19,877	19,877	✓ 16,059	16,059	✓ 12,516	12,516	11,408	11,408	9,505	9,505	9,503	9,503	10,112	10,112	9,752	9,752	6,074	6,074	5,246	5,246	4,141	



Fuente: (Adaptación propia)

15. Resistencia reducida del macizo a lo largo de la zona de interés.

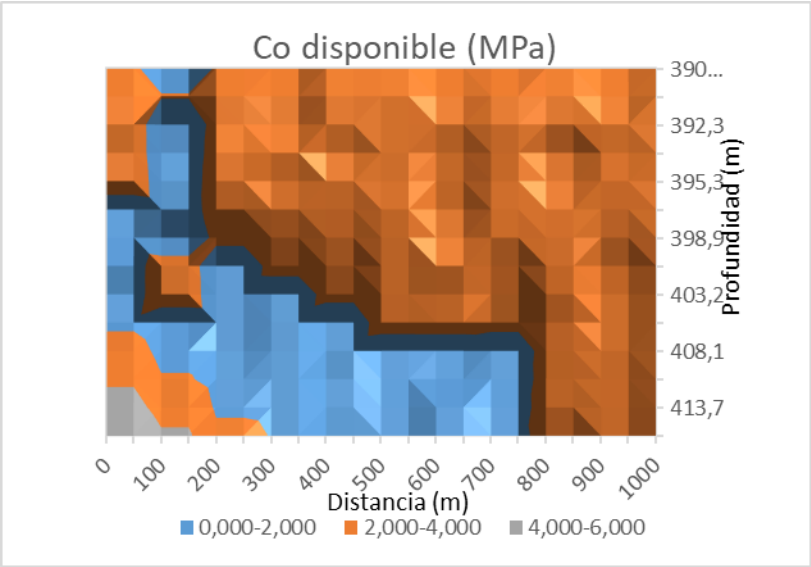
	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL MACIZO																						
Prof (m)	PT-11:K87+350		PT-10: K87+528.6		PT-9:K87+161.2		PT-8: K87+062.5		PT-7:K86+950		PT-6:K86+862.5		PT-5:K86+762.5		PT-4:K86+662.5		PT-3:K86+562.5		PT-2:K86+462.4		PT-1:K86+362.4		
	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000		
390,001	7,605	7,605	✓	9,780	9,780	✓	8,005	8,005	8,022	8,022	6,952	6,952	6,872	6,872	7,650	7,650	7,409	7,409	6,979	6,979	7,708	7,708	7,004
391,1	7,412	7,412	✓	9,228	9,228	✓	7,940	7,940	8,048	8,048	6,933	6,933	6,544	6,544	7,557	7,557	6,997	6,962	6,962	7,728	7,728	6,492	
392,3	6,745	6,745	✓	8,776	8,776	✓	7,969	7,969	8,036	8,036	6,693	6,693	6,062	6,062	7,183	7,183	6,830	6,187	6,187	7,083	7,083	6,037	
393,7	6,756	6,756	✓	9,052	9,052	✓	7,357	7,357	6,970	6,970	5,804	5,804	6,323	6,323	5,624	5,624	6,491	5,392	5,392	7,355	7,355	6,462	
395,3	7,676	7,676	✓	9,539	9,539	✓	6,647	6,647	7,576	7,576	6,686	6,686	6,148	6,148	5,580	5,580	6,236	6,236	5,625	5,625	6,596	6,596	6,070
397	8,654	8,654	✓	9,683	9,683	✓	7,643	7,643	7,555	7,555	7,516	7,516	6,616	6,616	5,385	5,385	6,421	6,421	6,739	6,739	6,563	6,563	6,386
398,9	9,336	9,336	✓	8,975	8,975	✓	9,075	9,075	8,347	8,347	7,980	7,980	7,290	7,290	5,682	5,682	7,210	7,210	6,710	6,710	7,648	7,648	6,792
401	10,200	10,200	✓	8,812	8,812	✓	9,508	9,508	9,074	9,074	8,536	8,536	7,714	7,714	6,772	6,772	8,066	8,066	7,057	7,057	8,332	8,332	7,601
403,2	10,261	10,261	✓	8,654	8,654	✓	9,793	9,793	9,935	9,935	9,096	9,096	7,940	7,940	8,027	8,027	8,504	8,504	7,336	7,336	8,445	8,445	7,760
405,6	10,677	10,677	✓	9,747	9,747	✓	10,088	10,088	10,247	10,247	9,455	9,455	8,205	8,205	8,317	8,317	8,897	8,897	8,021	8,021	8,384	8,384	7,619
408,1	12,164	12,164	✓	10,579	10,579	✓	10,394	10,394	10,530	10,530	9,783	9,783	9,235	9,235	9,185	9,185	9,344	9,344	8,280	8,280	8,306	8,306	7,663
410,9	13,056	13,056	✓	11,413	11,413	✓	10,815	10,815	10,849	10,849	10,002	10,002	9,735	9,735	9,656	9,656	9,728	9,728	8,489	8,489	8,371	8,371	7,564
413,7	13,983	13,983	✓	12,782	12,782	✓	11,285	11,285	11,174	11,174	10,394	10,394	10,267	10,267	10,542	10,542	10,308	10,308	8,641	8,641	8,406	8,406	7,553
416,8	15,037	15,037	✓	13,645	13,645	✓	11,950	11,950	11,507	11,507	10,688	10,688	10,686	10,686	10,956	10,956	10,802	10,802	9,020	9,020	8,463	8,463	7,687



Fuente: (Adaptación propia).

16. Resistencia disponible a lo largo de la zona de interés.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL MACIZO DISPONIBLE																					
Prof (m)	PT-11:K87+350		PT-10: K87+528.6		PT-9:K87+161.2		PT-8: K87+062.5		PT-7:K86+950		PT-6:K86+862.5		PT-5:K86+762.5		PT-4:K86+662.5		PT-3:K86+562.5		PT-2:K86+462.4		PT-1:K86+362.4
	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
390,001	2,478	2,478	0,327	0,327	2,209	2,209	2,195	2,195	2,744	2,744	2,764	2,764	2,443	2,443	2,575	2,575	2,737	2,737	2,408	2,408	2,732
391,1	3,266	3,266	2,194	2,194	2,974	2,974	2,907	2,907	3,307	3,307	3,332	3,332	3,147	3,147	3,351	3,351	3,307	3,307	3,070	3,070	3,377
392,3	3,652	3,652	0,020	0,020	3,135	3,135	3,095	3,095	3,470	3,470	3,412	3,412	3,419	3,419	3,554	3,554	3,451	3,451	3,480	3,480	3,445
393,7	3,649	3,649	0,113	0,113	3,470	3,470	3,551	3,551	3,342	3,342	3,490	3,490	3,291	3,291	3,539	3,539	3,204	3,204	3,473	3,473	3,544
395,3	3,862	3,862	0,464	0,464	3,605	3,605	3,436	3,436	3,572	3,572	3,538	3,538	3,287	3,287	3,547	3,547	3,339	3,339	3,579	3,579	3,519
397	0,079	0,079	0,617	0,617	3,467	3,467	3,507	3,507	3,494	3,494	3,631	3,631	3,239	3,239	3,617	3,617	3,600	3,600	3,571	3,571	3,578
398,9	0,528	0,528	0,047	0,047	2,676	2,676	3,213	3,213	3,363	3,363	3,581	3,581	3,392	3,392	3,644	3,644	3,676	3,676	3,482	3,482	3,607
401	1,193	1,193	3,092	3,092	0,339	0,339	2,754	2,754	3,101	3,101	3,502	3,502	3,677	3,677	3,387	3,387	3,715	3,715	3,218	3,218	3,527
403,2	1,180	1,180	3,143	3,143	0,579	0,579	0,706	0,706	2,726	2,726	3,431	3,431	3,447	3,447	3,164	3,164	3,674	3,674	3,182	3,182	3,494
405,6	1,580	1,580	0,660	0,660	0,820	0,820	0,963	0,963	0,263	0,263	3,339	3,339	3,375	3,375	2,919	2,919	3,450	3,450	3,233	3,233	3,546
408,1	2,945	2,945	1,426	1,426	1,069	1,069	1,188	1,188	0,527	0,527	0,048	0,048	0,024	0,024	0,159	0,159	3,364	3,364	3,285	3,285	3,545
410,9	3,769	3,769	2,161	2,161	1,409	1,409	1,442	1,442	0,683	0,683	0,447	0,447	0,390	0,390	0,453	0,453	3,268	3,268	3,259	3,259	3,574
413,7	4,613	4,613	3,401	3,401	1,796	1,796	1,698	1,698	0,994	0,994	0,878	0,878	1,125	1,125	0,928	0,928	3,194	3,194	3,245	3,245	3,582
416,8	5,590	5,590	4,256	4,256	2,355	2,355	1,953	1,953	1,210	1,210	1,208	1,208	1,451	1,451	1,316	1,316	2,946	2,946	3,217	3,217	3,546



Fuente: (Adaptación propia).