

**APORTES Y RECOMENDACIONES A LA NORMATIVA REFERENTE AL DISEÑO
GEOTÉCNICO DE TÚNELES EN COLOMBIA**

**CONTRIBUTIONS AND RECOMMENDATIONS TO THE REGULATION RELATING
TO THE GEOTECHNICAL DESIGN OF TUNNELS IN COLOMBIA**

IVONNE JUDITH CALDERA ARRAUTT

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Maestría en
Ingeniería**

Asesor

JUAN CARLOS GUTIERREZ MONSALVE

Ingeniero Geólogo, Mágister en Ingeniería

UNIVERSIDAD EAFIT

MEDELLÍN

ESCUELA DE INGENIERÍAS

MAESTRÍA EN INGENIERÍA

2020

*A mi familia por todo
el apoyo incondicional
que me ha brindado.*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi padre **Wilber Caldera Sotomayor**, quien desde que tengo memoria me ha inculcado que el estudio es lo más importante en la vida, por permitirme llegar donde he querido llegar y regalarme la fortuna de tener todas las condiciones y comodidades para dedicarme a la ingeniería. A mi abuela **María Sotomayor Jiménez**, por formarme ética y moralmente, porque me cambiaste la vida, y no dejo de agradecerle a Dios por tu compañía, fuiste una maestra ideal.

A mi hermana **Ivana Caldera Arrautt**, por que a falta de una mamá Dios me regalo dos, la cual me ha acompañado en todo el camino de mi vida y apoyado siempre que la he necesitado, por regalarme mis **sobrinos, Mia y Emiliano** que me llenan de alegría. A mi hermana **Yuly Caldera Arrautt** por ser calma en los momentos de desespero, por mostrarme que las cosas eran menos complejas, y acompañarme en este camino. De igual forma a mi cuñado **Diego Betancur** que en algunos momentos me ha apoyado.

A mi asesor de tesis **Juan Carlos Gutiérrez Monsalve**, por acompañarme en este camino, guiarme y confiar en mi potencial y en mi trabajo, hasta mucho más de lo que yo misma lo hacía. Por todas las enseñanzas, por todo el apoyo y por todo el tiempo dedicado. Al ingeniero **Ramiro Gutiérrez** por la disposición en ser el revisor de mi trabajo.

A mis amigos, **Steffania Bedoya** y **Catalina Vanegas**, por regalarme el valor de la amistad, por apoyarme y por impulsarme a continuar justo en el momento adecuado. A **Javier Arbeláez** porque aparte de ser jefe, ha sido un mentor profesional, académico y personal, y sobre todo amigo y apoyo en este camino, por la disposición de leer la tesis y por aportar en cada detalle de esta.

Finalmente, a **Integral S.A** por apoyarme en mis estudios de especialización y maestría, durante toda su duración.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	3
TABLA DE CONTENIDO	4
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE ANEXOS	12
RESUMEN.....	13
ABSTRACT.....	14
INTRODUCCIÓN.....	15
1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
2 JUSTIFICACIÓN	19
3 OBJETIVOS	20
4 ESTADO DEL ARTE EN DISEÑO GEOTÉCNICO DE TÚNELES	21
4.1 MÉTODOS EMPÍRICOS	21
4.1.1 Clasificación de Terzaghi.....	21
4.1.2 Clasificación RQD (Deere).....	22
4.1.3 Sistema Q de Barton	23
4.1.4 Rock Mass Rating RMR	23
4.1.5 Índice de calidad del macizo rocoso GSI	23
4.2 MÉTODOS ANALÍTICOS	24
4.2.1 Método Confinamiento-Convergencia (Carranza).....	24
4.3 MÉTODOS NUMÉRICOS.....	27
4.3.1 Método de elementos finitos (Finite Element Method FEM)	27
4.3.2 Método de las diferencias finitas (Finite Difference Method FDM)	28
4.3.3 Métodos de los elementos discretos (Discrete Element Method DEM)	29
4.4 ESTIMACIÓN DE LOS PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO	29
4.4.1 Número y orientación de la familia de discontinuidades.....	29
4.4.2 Tamaño del bloque y grado de fracturación	30
4.4.3 Grado de meteorización	31
4.4.4 Resistencia del Macizo de Roca	32
4.5 ESTADOS DE ESFUERZOS DEL MACIZO ROCOSO.....	35
4.5.1 Esfuerzos naturales	36

4.5.2	Medida de las tensiones naturales	37
4.5.3	Ensayos de campo	40
5	DISEÑO METODOLÓGICO	42
5.1	FASES	42
6	ESTADO DEL ARTE EN NORMATIVA DEL DISEÑO DE TÚNELES...	44
6.1	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	44
6.1.1	Normativa en Colombia.....	45
6.1.2	Normativa en Perú	48
6.1.3	Normativa de Chile	49
6.1.4	Normativa en México	49
6.1.5	Normativa en EEUU.....	51
6.1.6	Normativa en Austria.....	52
6.1.7	Normativa de España.....	54
6.1.8	Normativa de Japón	56
6.2	CUADRO COMPARATIVO DE MANUALES	58
6.3	Aportes y recomendaciones	68
7	CASO PRÁCTICO METODOLÓGICO: TÚNEL DEL TOYO	73
7.1	HISTORIA Y ESTUDIOS DEL TÚNEL DEL TOYO	73
7.2	UBICACIÓN Y ALINEAMIENTO	73
7.3	CHARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA DEL TÚNEL.....	75
7.4	GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA.....	77
7.5	MODELO GEOLÓGICO.....	78
7.6	CHARACTERIZACIÓN Y PARAMETROS GEOTECNICA.....	81
7.6.1	Parámetros roca intacta	81
7.6.2	Parámetros macizo rocoso.....	82
7.7	CLASIFICACIÓN MACIZO ROCOSO	82
7.8	SOPORTE Y ANÁLISIS NUMÉRICO.....	83
7.9	SOBRE EXCAVACIONES E INSTRUMENTACIÓN.....	84
7.10	DATOS OBTENIDOS EN FASE DE CONSTRUCCIÓN.....	88
7.10.1	Fichas geomecánicas	88
7.10.2	Instrumentación de portales	90
8	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	93
8.1	SELECCIÓN DE CASOS	93

8.2	CONDICIONES Y DATOS INICIALES.....	94
8.2.1	Parámetros del macizo rocoso	94
8.2.2	Esfuerzos “in-situ”.....	98
8.2.3	Deformaciones	98
8.2.4	Propiedades de soportes y refuerzo en el túnel del Toyo	101
8.3	MODELACIÓN EN ELEMENTOS FINITOS	104
8.3.1	Resultados y análisis de la modelación	106
9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	114
9.1	CONCLUSIONES.....	114
9.2	RECOMENDACIONES PARA NORMATIVA DE DISEÑO GEOTECNICO DE TÚNELES.....	115
10	REFERENCIAS	118
10.1	PASOS PARA CREAR EL MODELO	1
10.2	ANÁLISIS DE INSTALACIÓN DEL SOPORTE.....	7
10.2.1	Cálculo de la deformación del túnel antes de la instalación de soporte mediante el método de Vlachopoulos y Diederichs.....	7
10.2.2	Soportes de excavación	8
10.3	RESULTADOS Caso 1	1
10.3.1	Propiedades soportes para Caso 1.....	1
10.3.2	Resultados caso1-k=1	2
10.3.3	Resultados caso1-k=1.1	6
10.3.4	Resultados caso1-k=1.2	10
10.3.5	Resultados caso1-k=1.15	14
10.4	RESULTADOS Caso 2	18
10.4.1	Propiedades soportes para Caso 2.....	18
10.4.2	Resultados caso2-k=1.1	20
10.4.3	Resultados caso2-k=1	22
10.4.4	Resultados caso2-k=0.9	24
10.4.5	Resultados caso2-k=0.8	26
10.4.6	Resultados caso2-k=0.7	31
10.4.7	Resultados caso2-k=0.65	36

LISTA DE TABLAS

Tabla 4-1. Clasificación del macizo rocoso por el número de familias de discontinuidades.....	30
Tabla 4-2. Descripción del tamaño del bloque en función de las discontinuidades. .	30
Tabla 4-3 Clasificación del macizo en función del tamaño y forma de los bloques. .	31
Tabla 4-4. Descripción del grado de meteorización de la roca.	31
Tabla 4-5. Continuación	32
Tabla 4-6. Valores de la constante m_i para la matriz rocosa.....	35
Tabla 6-1. Métodos Analíticos de diseño propuestos por Manual de Carreteras – Túneles, Muros y Obras complementarios de Perú (2014).	48
Tabla 6-2. Métodos de análisis propuestos por Manual de Carreteras – Túneles, Muros y Obras complementarios de Perú (2014).....	48
Tabla 6-3. Soporte según tipo de macizo rocoso.....	51
Tabla 6-4. Puntos de enfoque respecto a la similitud de los túneles.....	56
Tabla 6-5. Cuadro comparativo de clasificaciones geomecánicas empíricas.....	58
Tabla 6-6 Cuadro comparativo de parámetros del macizo rocoso	59
Tabla 6-7. Cuadro comparativo de métodos numéricos de análisis	60
Tabla 6-8 Cuadro comparativo de tipos de elementos de soporte	61
Tabla 6-9 Cuadro comparativo de análisis y diseño de soporte.....	62
Tabla 6-10. Cuadro comparativo de tipos de excavaciones.....	63
Tabla 6-11 Cuadro comparativo de portales de acceso.....	64
Tabla 6-12. Cuadro comparativo del revestimiento permanente.....	65
Tabla 6-13. Cuadro comparativo soporte en túneles en suelo	66
Tabla 6-14. Cuadro comparativo de Normativas Internacionales para mapeo geológico	67
Tabla 6-15 Resumen de comparación de normativas.....	68
Tabla 6-16 Programas de análisis para diseño geotécnico.....	70
Tabla 6-17 Análisis y diseño de soportes recomendados	71
Tabla 7-1 Coordenadas de portales del Túnel del Toyo	74
Tabla 7-2. Abscisas de fallas maestras en intersección con el eje del Túnel del Toyo.	78
Tabla 7-3. Leyenda Geológica y Convenciones	80
Tabla 7-4. Sectorización geológica del túnel del Toyo	81
Tabla 7-5. Tipo de terreno según valores de RMR	83

Tabla 7-6. Longitud y porcentajes según tipo de terreno.....	83
Tabla 7-7. Resumen de tolerancias para el Túnel del Toyo	85
Tabla 7-8. Resumen de tolerancias para la Galería de Rescate	85
Tabla 7-9. Tasas de deformación total inicial típica esperada del túnel del Toyo	86
Tabla 7-10. Tasas de deformación total inicial típica esperada de la Galería de Rescate.....	87
Tabla 7-11. Deformaciones totales radiales esperadas.....	87
Tabla 8-1. Base de datos del Túnel del Toyo	93
Tabla 8-2. Selección de casos de Túnel del Toyo	93
Tabla 8-3 Continuación	94
Tabla 8-4. Cobertura de los casos	95
Tabla 8-5. Pesos unitarios de los casos.....	96
Tabla 8-6. Resumen de parámetros de la roca intacta de los casos	96
Tabla 8-7 Esfuerzos in-situ de casos	98
Tabla 8-8. Deformaciones de los casos en estaciones de convergencia.....	99
Tabla 8-9 Soportes de construcción de los casos 1 y 2 del Túnel del toyo.....	101
Tabla 8-10 Soportes de construcción de los casos 1 y 2 del Túnel del toyo.....	102
Tabla 8-11 Deformaciones absolutas horizontales del Caso 1 en el Túnel del Toyo.....	106
Tabla 8-12 Deformaciones absolutas horizontales del Caso 1 en la Galería.....	106
Tabla 8-13 Deformación modelación vs estación de convergencia – Caso 1.....	106
Tabla 8-14 Deformaciones absolutas horizontales del Caso 2 en el Túnel del Toyo.....	109
Tabla 8-15 Deformaciones absolutas horizontales del Caso 2 en la Galería.....	110

LISTA DE FIGURAS

Figura 4-1. Concepto <i>carga de roca en los túneles</i> de Terzaghi.....	22
Figura 4-2. Presión de soporte p_i en diferentes posiciones con respecto al avance del frente de túnel.....	25
Figura 4-3. Túnel circular en deformación plana.....	25
Figura 4-4. Curva de convergencia	26
Figura 4-5. Diferentes posiciones con respecto al avance del frente del túnel.....	27
Figura 4-6. Curva convergencia-sostenimiento.	27
Figura 4-7. Modelo Discretizado.....	28
Figura 4-8. Discretización elementos finitos para la excavación de un túnel	28
Figura 4-9. Envoltentes de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos tangenciales y normales(a) y esfuerzos principales (b). Para un estado tensional situado por debajo de las rectas o envoltentes no se producirá la rotura.	32
Figura 4-10. Envoltentes de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa.....	34
Figura 4-11. Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una galería.	35
Figura 4-12. a. Efecto de la topografía en los estados de esfuerzos, b. Efecto de la erosión en los estados de esfuerzos c. Efecto de la erosión en los estados de esfuerzos.....	37
Figura 4-13. Efecto de la tectónica en los estados de esfuerzos.	37
Figura 4-14. Esfuerzo vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo esfuerzo natural "insitu"......	38
Figura 4-15. Valoración de la relación entre el esfuerzo horizontal medio y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo de esfuerzo natural.....	39
Figura 4-16. Relación entre el esfuerzo horizontal media y el esfuerzo vertical en función de la profundidad según la formulación de Sheorey para varios valores del módulo elástico horizontal según Hoek et al.(1995).....	39
Figura 6-1. Diagrama de flujo para el diseño geomecánico de túneles según en Manual de Túneles de Inviás de Colombia.	46
Figura 6-2. Procedimiento estratégico del diseño geotécnico de túneles.....	53
Figura 6-3. Procedimiento básico de la determinación de las medidas de construcción y verificación del comportamiento del sistema durante la construcción.	54

Figura 6-4 Proceso de control y seguimiento de una excavación subterránea	55
Figura 6-5. Diagrama de flujo del diseño de túneles de acuerdo con la norma de Japón.....	57
Figura 6-6 Clasificaciones geomecánicas empíricas.....	69
Figura 6-7 Configuración del revestimiento definitivo	72
Figura 7-1. Localización general del Túnel del Toyo	74
Figura 7-2 Planta general del Túnel del Toyo.....	75
Figura 7-3 Perfil general del Túnel del Toyo.....	75
Figura 7-4. Sección geométrica túnel principal.....	76
Figura 7-5. Sección geométrica galería de rescate	76
Figura 7-6. Planta y perfil geológico del túnel del Toyo.	77
Figura 7-7. Fallas maestras en intersección con el eje del Túnel del Toyo.....	79
Figura 7-8. Modelo geológico de la zona con predominio volcánico (hacia Giraldo)	80
Figura 7-9. Modelo geológico de la zona con predominio sedimentario (hacia Cañasgordas).	80
Figura 7-10. Esquema de sobre excavaciones inevitables.....	85
Figura 7-11. Esquema de una Estación de Monitoreo Regular del Túnel del Toyo.	86
Figura 7-12. Esquema de una Estación de Monitoreo Regular de la Galería de Rescate.....	87
Figura 7-13. Grafica de RMR de la zona del Portal de entrada.	89
Figura 7-14. Grafica de RMR de la zona del Portal de salida.	89
Figura 7-15. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de entrada del Túnel 17 (Toyo), tramo de Terreno Tipo V en mm.	90
Figura 7-16. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de entrada del Túnel 17 (Toyo), tramo de Terreno Tipo IV en mm.	90
Figura 7-17. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de entrada de la Galería de escape, tramos de Terrenos Tipo III y IV. en mm.	91
Figura 7-18. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de entrada de la Galería de escape, tramo de Terreno Tipo II. en mm.....	91
Figura 7-19. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de salida del Túnel 17 (Toyo) en mm.	92
Figura 7-20. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en la Galería de Escape – Portal Salida en mm.	92
Figura 8-1. Cobertura Caso 1 – Portal Oriental en la Formación Barroso.	95
Figura 8-2. Cobertura Caso 2 – Portal Occidental en la Formación Penderisco.....	95
Figura 8-3. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso del Caso 1-Basalto	97

Figura 8-4. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso del Caso 2-Lodolita	97
Figura 8-5. Estación de convergencia de Túnel del Toyo-PE EMR-38.	99
Figura 8-6. Estación de convergencia de Galería de emergencia-PE EMR-30.....	100
Figura 8-7. Estación de convergencia de Túnel del Toyo-PE EMR-134P	100
Figura 8-8. Estación de convergencia de Galería de emergencia EMR-150.....	101
Figura 8-9 Propiedades del concreto lanzado Caso 1	102
Figura 8-10 Propiedades del concreto lanzado Caso 2	103
Figura 8-11 Propiedades de pernos	103
Figura 8-12 Propiedades de arcos de acero.....	104
Figura 8-13 Sección del Túnel del Toyo con enfilaje	104
Figura 8-14 Procedimiento de análisis de soporte de diseño.....	105
Figura 8-15 Tensor de esfuerzo in-situ caso1-k=1.15	107
Figura 8-16 Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1	107
Figura 8-17 Desplazamiento horizontal absoluto Galería H1	108
Figura 8-18 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso1-k=1.15	108
Figura 8-19 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso1-k=1.15. Fuente: Elaboración propia (2020)	109
Figura 8-20 Tensor de esfuerzo in-situ caso2-k=0,70.....	110
Figura 8-21 Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1	111
Figura 8-22 Desplazamiento horizontal absoluto Galería H1.....	111
Figura 8-23 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso2-k=0.70	112
Figura 8-24 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso2-k=0.70.....	112
Figura A6 - 2 10-1 Esquema de una Estación de Monitoreo Regular de la Galería de Rescate	1

LISTA DE ANEXOS

- ANEXO 1 CLASIFICACIONES DE METODOS EMPIRICOS
- ANEXO 2 TENSOR DE ESFUERZO
- ANEXO 3 PARÁMETROS ROCA INTACTA DEL TÚNEL DEL TOYO
- ANEXO 4 PARÁMETROS MACIZO ROCOSO TÚNEL DEL TOYO
- ANEXO 5 SOPORTE DE EXCAVACIÓN DE DISEÑO DE CONSTRUCCIÓN
- ANEXO 6 DATOS DEFORMACIONES DE ESTACIONES DE CONVERGENCIA
- ANEXO 7 DATOS FICHAS GEOMECÁNICAS
- ANEXO 8 PLANOS DE SOPORTES Y SECUENCIAS DE EXCAVACIÓN
- ANEXO 9 PASO A PASO MODELACIÓN RS2
- ANEXO 10 RESUMEN CASOS DE MODELACIÓN

RESUMEN

El diseño geotécnico de túneles en Colombia representa un desafío para los ingenieros civiles y geólogos que se enfrentan a estas infraestructuras. En la actualidad, la construcción de estas obras de ingeniería está en aumento a nivel nacional, por ende, existe la necesidad de una normativa asertiva y actualizada a las condiciones particulares del país que permita realizar diseños de túneles con estándares técnicos modernos y una menor incertidumbre frente a la etapa de construcción.

Dada esta necesidad, en la presente tesis se evalúan en primera instancia las metodologías para diseños geotécnicos de túneles de acuerdo con su enfoque: empírico, analítico y numérico. Posteriormente, se realiza un estudio de las normativas en países con mayor experiencia en el campo del diseño, construcción y operación de túneles, que han desarrollado normativas, manuales y reglamentaciones, con las que se propone realizar una comparación para determinar aspectos que se puedan mejorar y actualizar en la normativa colombiana "Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera elaborado por el Instituto Nacional de Vías (INVÍAS)".

Adicional al estudio del estado del arte a nivel mundial en normativa y en diseño geotécnico, se realiza un análisis geomecánico al Túnel del Toyo, el cual se encuentra actualmente en construcción. En este sentido, se realiza un comparativo entre el diseño original del túnel con respecto al soporte instalado y deformaciones obtenidas, usando el programa de elementos finitos RS2. El análisis del estado del arte obtenidos permite concluir que existe evidencia de la necesidad para realizar la actualización del manual o la elaboración de una nueva normativa y, hacer de este un documento de carácter de cumplimiento obligatorio, colocando criterios y pautas mínimas para unificar los diseños, en una posible nueva versión del Manual de Túneles del INVÍAS - *Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera* - como documento de soporte y análisis de diseño para los túneles en Colombia.

Palabras claves: Túnel, normativa de túneles, manual de diseño de túneles, diseño geotécnico de túneles, Túnel del Toyo, estaciones de convergencia, fichas geomecánicas.

ABSTRACT

The geotechnical design of tunnels in Colombia represents a challenge for civil engineers and geologists who face these infrastructures. At present, the construction of these engineering works is increasing nationwide, therefore there is a need for an assertive and updated regulation to the particular conditions of the country that allows tunnel designs to be carried out with modern technical standards and less uncertainty in the face of the construction stage.

Given this need, in this thesis the methodologies for geotechnical tunnel designs are evaluated in the first instance according to their approach: empirical, analytical and numerical. Subsequently, a study of the regulations is carried out in countries with greater experience in the field of tunnel design, construction and operation, which have developed regulations, manuals and regulations, with which it is proposed to make a comparison to determine aspects that can be improved and update the Colombian regulations, "Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera elaborado por el Instituto Nacional de Vías (INVÍAS)".

In addition to the study of the state of the art worldwide in regulations and geotechnical design, a geomechanical analysis is carried out at the Toyo Tunnel, which is currently under construction. In this sense, a comparison is made between the original design of the tunnel with respect to the installed support and the deformations obtained, using the finite element program RS2. The analysis of the state of the art obtained allows us to conclude that there is evidence of the need to update the manual or the development of a new regulation and, to make this a mandatory document, placing minimum criteria and guidelines to unify the designs, in a possible new version of the INVÍAS Tunnel Manual - Manual for the design, construction, operation and maintenance of road tunnels - as a support document and design analysis for tunnels in Colombia.

Keywords: Tunnel, Tunnel regulations, Manual for design of tunnels, Geotechnical tunnel design, El Toyo tunnel, Convergence stations, Geomechanical records

INTRODUCCIÓN

Los proyectos de construcción de túneles carreteros a nivel mundial significan una de las alternativas de construcción con mayor impulso en los últimos años en países con miras al desarrollo comercial y económico, para salvar las dificultades de tipo topográfico y geológico encontrados en los diferentes proyectos.

Colombia es un país que posee características geográficas particulares, bordeado por dos océanos, el Atlántico y el Pacífico, por lo que hay un gran desarrollo de puertos en cada una de las costas, además de ser el único de Suramérica que posee tres cordilleras (occidental, central y oriental). La gran distancia entre los puertos y los centros poblados hacen que el tránsito en las carreteras sea muy vulnerable, surgiendo la necesidad de construir túneles para mejorar la competitividad del transporte nacional. Por otro lado, la mayoría de los núcleos urbanos están situados en zonas de montaña, razón por la cual sus habitantes requieren utilizar vías que discurren entre valles y montañas para sus desplazamientos.

Estas características se han convertido en la oportunidad para alcanzar el mejoramiento de la comunicación terrestre, pues la presencia de estas cordilleras ha hecho que el sector de la ingeniería aprenda a enfrentar los retos que estas implican, como elevadas pendientes y la presencia de fallas geológicas, además de una alta tasa de pluviosidad. A consecuencia de esto se han venido incrementando en los últimos años el diseño y la construcción de túneles carreteros, los cuales pueden considerarse como verdaderas obras maestras y cuyo objetivo principal es mejorar la comunicación terrestre al reducir pendientes longitudinales en las carreteras. De tal manera que la construcción de túneles se ha convertido paulatinamente en un pilar fundamental de la malla vial nacional.

El diseño geotécnico en los proyectos de construcción de túneles es el más importante pues sobre este descansa el éxito de la obra de construcción. Por lo que resulta esencial, conocer en detalle las características del terreno involucrado antes de acometer cualquier obra subterránea, por ello se debe realizar un diseño geotécnico del terreno, lo que permite definir la tipología y dimensiones de la obra, así como determinar los problemas constructivos.

La resolución de una situación constructiva que involucre un problema geotécnico, en cualquiera de sus fases (diseño, construcción o explotación) tiene mucho de artesanía; pues conjuga la experiencia ingenieril y las técnicas aceptadas, pues casi ningún problema tiene la misma solución que el anterior, o incluso un mismo problema puede ser abordado mediante soluciones diferentes, al ser analizado por diferentes técnicos. Aunque esto no significa que no existan unas reglas y principios básicos. En ese sentido la normativa técnica nacional para la construcción de túneles carreteros está apoyada en el Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera elaborado por el Instituto Nacional de Vías (INVÍAS) que data del año 2015.

A consecuencia de lo anterior, surge la necesidad de estructurar recomendaciones y aportes a la normativa de diseño geotécnico de túneles en Colombia. La información base para la elaboración del presente estudio, la constituye aquella obtenida del Proyecto de construcción del Túnel del Toyo en el departamento de Antioquia.

El estudio está enmarcado en una metodología bajo el enfoque cualitativo, permitiendo de esta forma el abordaje de la situación actual de la normativa del diseño geotécnico de túneles en el país. El diseño permitió la recolección de información a través de recopilación documental, para identificar y analizar las normativas geotécnicas a nivel internacional y establecer comparaciones. En segundo lugar, se obtienen los datos aportados por la interventoría del proyecto del Túnel del Toyo para poder comparar y relacionar el comportamiento medido en campo con los resultados presentados en el modelo numérico a partir de un adecuado monitoreo geotécnico a corto y mediano plazo para la estructura diseñada y construida.

A partir de los resultados obtenidos mediante el proceso investigativo se propone formular aportes y recomendaciones a la normativa actual, por lo tanto, el alcance de la investigación es descriptiva, en tanto establece el procedimiento técnico que sirvan para generar soluciones en la construcción de túneles carreteros, de tal manera que se pueda realizar el análisis para conocer la forma de minimizar los riesgos desde un adecuado control y monitoreo de las excavaciones subterráneas en geologías y geotecnias complejas a favor de una región del país.

1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A medida que crece la infraestructura vial colombiana esta viene acompañada de retos ingenieriles que hacen evaluar el nivel de normativas y conocimiento técnico con respecto a obras viales. En este caso, la tesis enmarca solo las obras subterráneas viales, tipo túnel, que, a pesar de ser objeto de diversos estudios a nivel mundial, en Colombia son relativamente nuevas. Por ende, el ingeniero al enfrentarse al diseño sin contar con una documentación idónea, para las condiciones particulares del país, que le trace estándares de calidad, podría tomar decisiones basadas en el libre albedrío, lo que haría pensar si este sería uno de los motivos por el cual se presentan, y a consecuencia de ello podrían presentarse algunas dificultades en la fase de construcción de algunas de estas estructuras en el país.

El diseño geotécnico de un túnel es considerado casi como un arte y como tal no está regido por normas y estándares procedimentales en el país, sino que es una mezcla de procedimientos analíticos y empíricos o en la mayoría de los casos una mezcla de los dos, donde se logra combinar el análisis con la experiencia; al ser métodos empíricos, se adaptan a cada país o zona geológica, siendo esta última casi siempre única e irrepetible partiendo de investigaciones que son propias de cada zona de estudio. No solo en Colombia se presenta esta problemática en Europa en el año 2019 la comisión Europea reunió a expertos y/o entidades de varios países para llegar a un acuerdo de estandarizar de los códigos como se detalla en el reporte de JRC (Joint Research Centre), con el título *Standardisation needs for the design of underground structures*, donde se exponen la necesidad de llegar a una estandarización a nivel del continente.

En el mundo y en especial en el caso de Colombia las condiciones geológicas varían de acuerdo con la ubicación geográfica. Teniendo en cuenta además los fenómenos más característicos como son la actividad volcánica, sísmica, y procesos geomorfológicos que modelan día a día la forma terrestre, los cuales proporcionan a las cordilleras colombianas ciertas características debido a que constantemente ocurre levantamiento, influido por fallas regionales y locales. El país, está enmarcado por un sistema montañoso central constituido por las tres Cordilleras Colombianas: Central, Oriental y Occidental.

Tal y como señala Villar(2011) cada una de las cordilleras posee características geológicas propias. La Cordillera Oriental y la Cordillera Central supra yacen sobre corteza continental y contienen rocas Paleozoicas sedimentarias a metasedimentarias. En el caso de la Cordillera Occidental esta se caracteriza por rocas típicas de corteza oceánica asociadas con rocas plutónicas y de arco volcánico. La morfología y estratigrafía asociadas a estas cordilleras, ha sido resultado del proceso de deformación continental que ha sufrido el sector noroccidental de Sudamérica, y tras la cual ha adquirido su configuración geológica y tectónica actual. En tal sentido, la construcción de túneles en Colombia a través de estas cordilleras resulta un desafío, dado que en cada una de ellas se pueden encontrar condiciones geológicas totalmente diferentes y complejas, cobertura de meteorización altos, niveles freáticos complejos, accidentes topográficos relevantes, entre otros.

Por otro lado, hoy en día existe una gran variedad de programas de análisis con diversos modelamientos numéricos los cuales ayudan a realizar cálculos adaptados a la realidad de manera simplificada, lo que significa un gran adelanto para la ingeniería geotécnica.

Sin embargo, se genera un problema, se obvia el conocimiento del comportamiento real de los suelos y rocas basado en la experiencia de campo, puesto que muchas de estas herramientas disponen de datos regionales que no aplican al entorno local. Por ende, el análisis combinado entre lo experimental y lo observado en el medio, propicia la obtención de un diseño geotécnico preciso y adaptado a los parámetros propios del medio, y que a su vez, pueden ser validados por medio de instrumentación y monitoreo a corto, mediano y largo plazo, lo que es fundamental en la formulación y diseño de un proyecto subterráneo.

2 JUSTIFICACIÓN

Debido a la incertidumbre asociada al comportamiento de un macizo rocoso antes, durante y después de la excavación de un túnel, el cual depende fundamentalmente de la geología y geotecnia de la zona, se hace necesario profundizar en el estudio y desarrollo de las metodologías y procedimientos de análisis de diseño, y si es el caso adoptar y realizar cambios o ajustes para que los métodos internacionales sean adaptables al medio colombiano.

Para el ámbito de la ingeniería es primordial llegar a un planteamiento de metodologías y procedimientos más eficientes con el fin de minimizar el riesgo inherente a un diseño. El análisis de los diseños actuales deben ser objetivos con la finalidad de identificar las brechas y formular las recomendaciones necesarias para el entorno local.

Por lo anterior es de gran importancia realizar investigaciones, como el presente estudio, donde se plantee como meta el conocer cómo reaccionan los elementos del sistema, además de su resistencia geotécnica en un momento determinado, para analizar y diseñar procedimientos y metodologías orientados a lograr que los modelos sean más completos y confiables.

3 OBJETIVOS

Objetivo general:

Realizar aportes y recomendaciones a la normativa referente al diseño geotécnico de túneles en Colombia. En donde se genere un diseño más confiable y sólido, llegando a unificarlos y adaptándolos a las condiciones del medio local.

Específicos:

- Analizar el estado de la normativa de diseño geotécnico a nivel mundial, y hacer una comparación con la normativa local, para identificar y proponer los puntos que necesitan una mayor importancia y profundidad.
- Revisar el diseño y construcción de un túnel en la actualidad, para realizar un análisis de un caso real e identificar si las problemáticas obtenidas en la construcción están ligadas al diseño.
- Comparar y relacionar el comportamiento medido en campo, con los resultados presentados en el modelo numérico a partir de un adecuado monitoreo geotécnico a corto, mediano y largo plazo para la estructura diseñada y construida.
- Analizar cómo minimizar los riesgos desde un adecuado control y monitoreo de las excavaciones subterráneas en geologías y geotecnias complejas.

4 ESTADO DEL ARTE EN DISEÑO GEOTÉCNICO DE TÚNELES

Cualquier proyecto que involucre la construcción de una obra subterránea significa un reto de ingeniería, debido a que se produce una redistribución de los esfuerzos naturales iniciales del macizo rocoso o en el suelo, cuando se realizan las excavaciones. Lo anterior trae como consecuencia que la estructura subterránea sea sometida a ciertos niveles de esfuerzos, y, por tanto, de cargas, que en gran medida dependen de las características geomecánicas del terreno. De este modo, las cargas del macizo rocoso débil o del suelo en una obra subterránea proyectada recaen completamente sobre su sistema estructural, mientras que, en macizos de rocosos de mejores características, la misma geometría de la obra subterránea contribuye al soporte de la redistribución de esfuerzos del macizo.

En el diseño de túneles, las características geológicas y geomecánicas del terreno, así como las tensiones naturales locales y los procedimientos de construcción son factores de gran importancia en los métodos de análisis que surgen ante este reto de ingeniería, estos se describen a continuación.

4.1 MÉTODOS EMPÍRICOS

El diseño por métodos empíricos está fundamentado en el uso de los diferentes sistemas de clasificación geomecánica del macizo rocoso (Terzaghi, RQD, RMR, Q de Barton y GSI). Este tipo de metodologías permiten obtener los valores de resistencia y deformabilidad del macizo, estableciendo un esquema de relación entre las características geomecánicas con los diferentes elementos de sostenimiento necesarios para garantizar la estabilidad de una determinada geometría.

Estos métodos tienen la ventaja de ofrecer una solución sencilla y rápida para el diseño del sostenimiento, pero al estar basados en métodos empíricos el resultado solo puede ser aceptado como una aproximación válida para estudios preliminares. Por tal razón, son especialmente recomendados en etapas tempranas de los proyectos, como lo son, la prefactibilidad o factibilidad, facilitando la planeación de estos. A continuación, se presentan brevemente, los métodos empíricos más usados.

4.1.1 Clasificación de Terzaghi

Terzaghi en el año 1946 realizó estudios que le permitieron desarrollar lo que sería una metodología de clasificación de tipo descriptiva del macizo rocoso. Dicha metodología se convirtió en el año 1946, la cual serviría para obtener un soporte empírico para túneles de tipo bóveda, basado en la gravedad. En el Anexo 1, se presenta la definición de cada tipo de roca según la clasificación propuesta en la Tabla A1- 1.

Los anterior clasificación de Terzaghi, de acuerdo a Rodríguez (2017), permiten establecer el factor de carga de roca (H_p), correspondiente a la masa del macizo rocoso suelto que se encuentra sobre el tunel en terminos de su ancho (B) y altura del tunel (H_t), como se muestra en la Figura 4-1. De acuerdo a lo anterior, Terzaghi propone la Ecuación 4-1, para obtener la presión de soporte vertical, valor que depende del factor de carga (H_p), siendo este último determinado por medio de la Tabla A1-2 (Anexo 1) y dependiente de las condiciones y tipo de terreno que actúan sobre el soporte del tunel.

$$P_v = \gamma * H_p \quad (4-1)$$

Donde:

$P_v = W$ = Presión en el techo que recibe el soporte

γ = Peso unitario del material encima del soporte

H_p = Altura de la sobrecarga suelta que está por encima del techo del túnel

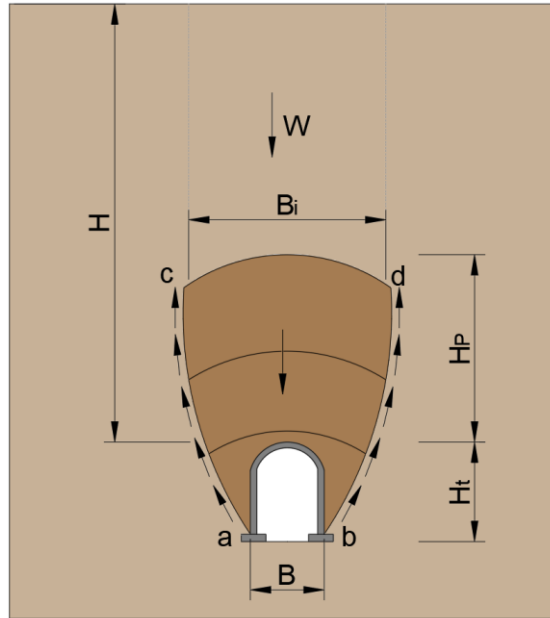


Figura 4-1. Concepto *carga de roca en los túneles* de Terzaghi.

Fuente: Adaptado de Rodríguez (2017)

4.1.2 Clasificación RQD (Deere)

El sistema de clasificación de Terzaghi del año 1946, presenta una modificación establecida por Deere en el año 1966, donde se incluye el índice de calidad de roca RQD (Rock Quality Designation), basado en la frecuencia y espaciamiento de las discontinuidades del macizo rocoso, producto del muestreo de la roca mediante la extracción de núcleos de longitud determinada. Según Urrea(s.f.), este parámetro es un excelente indicativo del grado de fractura de la roca o el número de diaclasas que tiene posibilidad de encontrarse en el macizo, expresado según la Ecuación 4-2.

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitudes} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total de la perforación}} \quad (4-2)$$

Deere et al. (1970) proponen la siguiente relación para el factor de carga de Terzaghi (1946), expuesta en la tal y como se muestra en la Tabla A1- 3. Además, incluye un conjunto de directrices para establecer el sistema de soporte para túneles de 6 a 12 metros de diámetro, teniendo en cuenta el índice RQD y el método de construcción.

Rodríguez (2017) menciona a Deere et al. (1970) explicando que la Tabla A1- 4 solo es aplicable a macizos rocosos que no permiten aflojar y desintegrar extensivamente, ya que lo considera como parte integral del soporte. Y además, supone que la excavadora tiene un efecto beneficioso en la reducción de cerca de un 20 a 25 % de las cargas.

4.1.3 Sistema Q de Barton

La metodología propuesta por Barton et al. (1974) establece una correlación del valor Q para recomendar determinado soporte, como lo señalan Gonzales et al.(2004), para determinar el sostenimiento a partir del valor de Q, que viene expresada bajo la ecuación (4-3), se requiere que se definan los siguientes parámetros:

- Diámetro equivalente del túnel:

$$\text{Diámetro equivalente del túnel} = \frac{\text{Ancho, Diámetro o altura (m)}}{ESR} \quad (4-3)$$

- ESR (Excavation Support Ratio): Factor que depende del tipo de excavación y que viene determinado de acuerdo a la Tabla A1- 5 del Anexo 1.
- Los sostenimientos se estiman por recomendación de los parámetros que intervienen, según lo indica Gonzales et al. (2004), por medio de la Gráfico presentado en la Figura A1- 1 del Anexo 1.

4.1.4 Rock Mass Rating RMR

La clasificación RMR propuesta por Bieniawski en el año 1989 indica los tipos de sostenimiento a emplear de acuerdo con el índice RMR (Tabla A1- 6). El mismo divide el macizo rocoso en unidades estructurales de acuerdo con las discontinuidades de la roca (Gonzales et al., 2004). De acuerdo con lo explicado por Arias y Díaz(2016) los parámetros involucrados para determinar la clasificación del macizo rocoso son los siguientes:

1. Resistencia a la roca intacta
2. Índice RQD
3. Espaciamiento de las discontinuidades
4. Estado de las discontinuidades
5. Condiciones de aguas subterráneas
6. Orientación de las discontinuidades

Empleando estos seis parámetros, es posible determinar el índice RMR (Tabla A1- 7).

4.1.5 Índice de calidad del macizo rocoso GSI

El índice de resistencia geológica GSI es un método de clasificación cualitativo que permite caracterizar las propiedades geomecánicas del macizo rocoso por evaluación visual de las propiedades geológicas de campo. La metodología toma en cuenta el nivel estructural del macizo rocoso y las discontinuidades presentes en su superficie, donde influyen el nivel de meteorización de la roca, su historia geológica, las condiciones de formación y el estado de fracturación.

Hoek en el año 1985 (citado por Ruiz et al.,2016) presenta el índice de resistencia geológica GSI como respuesta a las limitaciones que presentaba el criterio de rotura de

Hoek y Brown, para algunos rangos del índice RMR de Bieniawski, del cual deriva el mismo. De acuerdo con Ruiz et al. (2016), en la última publicación de Hoek et al. (1995), se establece el índice GSI como una caracterización enfocada a las observaciones geológicas y no al cálculo numérico (Figura A1-2).

4.2 MÉTODOS ANALÍTICOS

Estos son métodos basados en soluciones de tipo analítico para túneles de sección circular, enfocados a terrenos que permitan modelarse con base en un comportamiento elástico o elastoplástico. Los mismos parten de tensiones y geometría que se encuentran simplificadas para poder calcular una relación entre la deformación y presión interna de una abertura circular en el terreno.

4.2.1 Método Confinamiento-Convergencia (Carranza).

El método convergencia-confinamiento se emplea para efectuar un análisis simplificado de la interacción que tiene el terreno frente al sostenimiento en la excavación de un túnel. Se presenta como una alternativa de cálculo sencillo que permite el diseño del sostenimiento bajo determinadas condiciones de simetría de carga y excavación de geometría regular, teniendo en cuenta aspectos fundamentales de comportamiento tanto del terreno como del sostenimiento.

La teoría se desarrolla bajo las hipótesis que expresa Rodríguez (2017), y que se destacan a continuación:

- Túnel Profundo
- Sección Transversal Circular
- Longitud infinita
- Excavado en un medio homogéneo e isótropo.
- No se considera la presencia de agua en el terreno.

La aplicación del método de convergencia-confinamiento se basa en la determinación de:

- La curva de convergencia (CC), encargada de caracterizar el comportamiento del terreno.
- La curva de confinamiento (CF), que caracteriza el comportamiento del confinamiento.
- El desplazamiento radial del contorno del túnel (u_d) en el momento de la instalación del sostenimiento.

La curva de convergencia (CC) describe la relación entre la tensión del terreno en el contorno del túnel (p_i) y desplazamiento radial de dicho contorno (u_i), el principio fundamental del método queda expresado en la Figura 4-2. El comportamiento inicial del terreno se puede caracterizar haciendo disminuir la tensión en su contorno p_i , en su contorno, desde su valor inicial p_0 , hasta cero.

Ahora, si se ubica en una sección lejana al frente que todavía no está excavada, en el contorno teórico del túnel actuará una tensión radial p_0 igual a la tensión inicial. Si se desplaza hacia una sección próxima al túnel ya excavada, la tensión p_0 habrá desaparecido, y el túnel habrá experimentado un desplazamiento hacia el interior de la excavación u_i .

En este punto realmente debido a la tridimensionalidad de la sección real, la deformación será mucho mayor, por lo que para mantener el análisis bidimensional se tiene que aplicar en el contorno del túnel una tensión ficticia p_i , para que así en una sección lejana al frente la tensión en el contorno del túnel será nula.

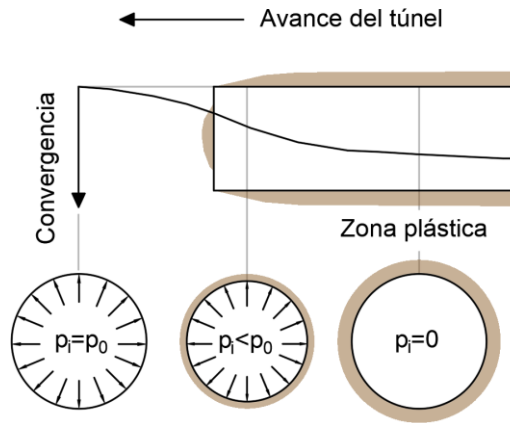


Figura 4-2. Presión de soporte p_i en diferentes posiciones con respecto al avance del frente de túnel.

Fuente: Adaptado de Rodríguez 2017

Bajo las hipótesis introducidas inicialmente el problema puede estudiarse para condiciones de deformación plana y simetría axial, donde la única componente no nula del desplazamiento sucede en la dirección radial.

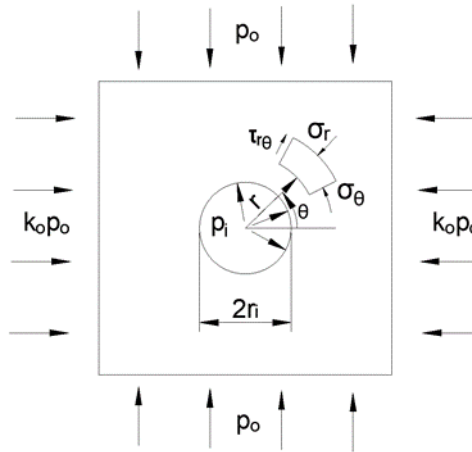


Figura 4-3. Túnel circular en deformación plana.

Fuente: Elaboración propia (2020)

Partiendo de lo anterior, si se toma un pequeño diferencial de terreno a una distancia r del eje del túnel y la ecuación de equilibrio en dirección radial y en coordenadas cilíndricas queda expresada como sigue:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (4-4)$$

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (4-5)$$

$\varepsilon_z = 0$, Deformación Plana

Haciendo uso de la Ecuación 4-4, las relaciones entre deformaciones y desplazamientos en la Ecuación 4-5 dan lugar al desarrollo de la solución particular de la curva de convergencia dictada por la Ecuación 4-6 y que en primera instancia es una relación lineal en el régimen elástico (Figura 4-4,a), pero si se considera un comportamiento del terreno más complejo, con el descenso de la tensión p_i se puede llegar a un desplazamiento finito del contorno del túnel (Figura 4-4,b) o bien la ruptura del terreno (Figura 4-4,c).

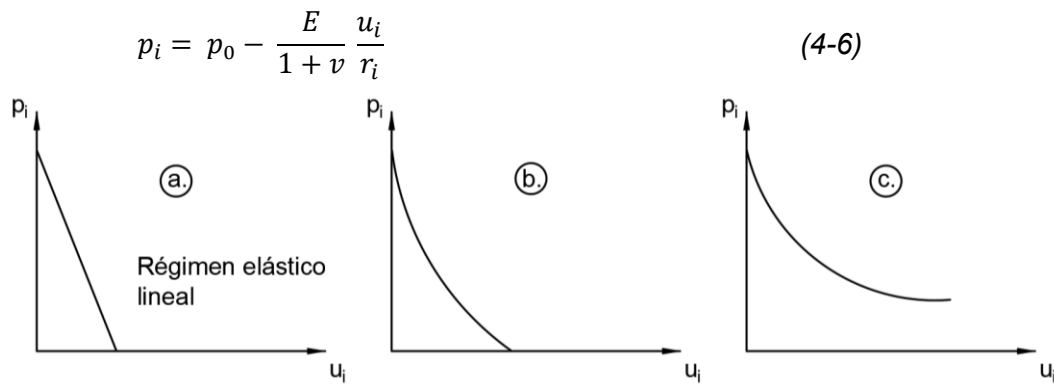


Figura 4-4. Curva de convergencia
Fuente: Elaboración Propia (2020)

Para evitar que falle el terreno, se debe entonces instalar un sostenimiento, por lo que se determina la curva de confinamiento y la rigidez del sostenimiento es función de las propiedades mecánicas y geométricas del material, por lo que será diferente de acuerdo con el sostenimiento que se desea instalar. En primera aproximación se toma como hipótesis que la rigidez del sostenimiento será constante y que en el plano p_i vs. u_i , la curva de confinamiento será una recta de pendiente constante.

El sostenimiento también puede alcanzar una carga de ruptura p_{max} y finalmente la curva de confinamiento queda definida si se conoce su rigidez, la carga de ruptura y el desplazamiento de los puntos del terreno antes de colocar el sostenimiento.

El desplazamiento mencionado anteriormente, es conocido como u_d y su determinación es un problema de mayor complejidad. Sin embargo, para muchos casos existen soluciones analíticas que en general presentan resultados satisfactorios frente a otros métodos más avanzados. Dicho desplazamiento tiene lugar, en la sección que se encuentra a una distancia "d" del frente, donde se inicia la instalación del sostenimiento (Sección CC', Figura 4-5) y finalmente el método convergencia-confinamiento queda expresado en la Figura 4-6.

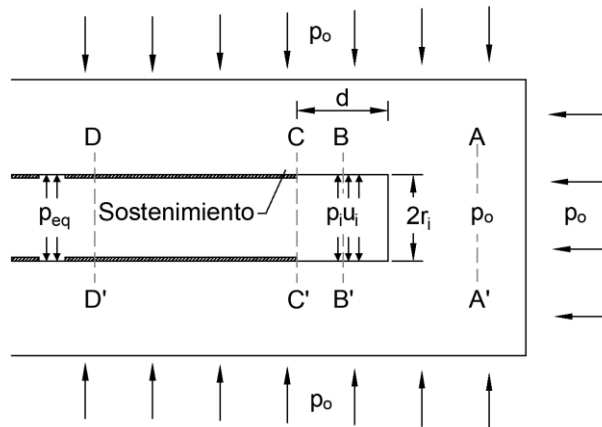


Figura 4-5. Diferentes posiciones con respecto al avance del frente del túnel.
Fuente: Adaptado de Navarro et al. (s.f.)

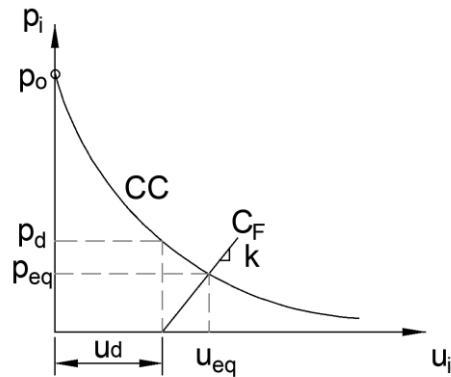


Figura 4-6. Curva convergencia-sostenimiento.
Fuente: Navarro et al. (s. f.)

4.3 MÉTODOS NUMÉRICOS

Los métodos más recientes en lo que se refiere al diseño de túneles, son los métodos numéricos, los cuales comenzaron a aplicarse a medida que la tecnología proporcionó herramientas prácticas y confiables, que han permitido simular el diseño de los túneles.

Este tipo de métodos se basa en la aplicación de metodologías de cálculo numérico, para dar respuesta a las ecuaciones diferenciales, que definen el comportamiento de los materiales por medio de modelos tanto bidimensionales, como tridimensionales, lo que resulta muy valioso y permite establecer un análisis mucho más acorde a la realidad, con su correcta aplicación.

4.3.1 Método de elementos finitos (Finite Element Method FEM)

El método FEM o Finite Element Method, es considerado uno de los más adecuados para modelar el comportamiento de un medio continuo en la solución de problemas que involucran propiedades de material heterogéneas o no lineales (Arias & Diaz, 2016). El

FEM trabaja en base al macizo rocoso que rodea una excavación y crea una discretización en pequeños elementos conectados por nodos.

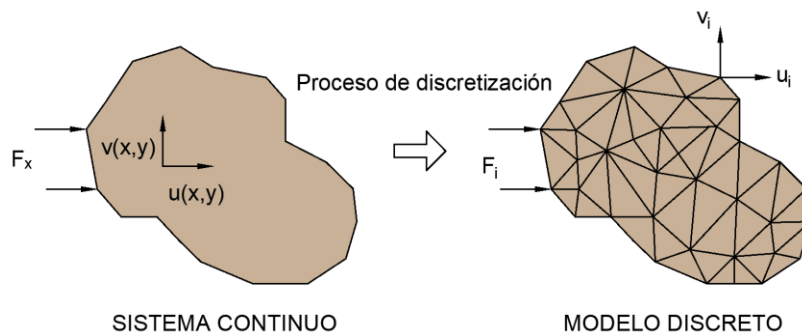


Figura 4-7. Modelo Discretizado.
Fuente: Adaptado de Cortínez y Girón (s.f.)

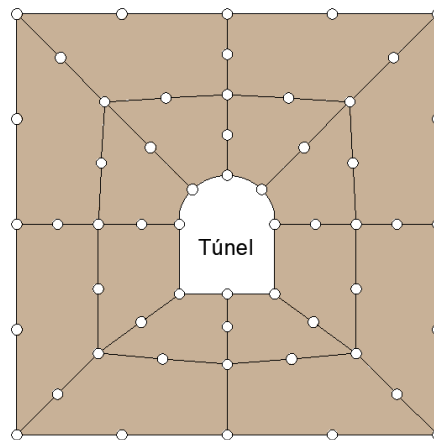


Figura 4-8. Discretización elementos finitos para la excavación de un túnel
Fuente: Elaboración propia (2020)

El método de los elementos finitos trabaja con base en prototipos elásticos y realiza análisis de tensión o deformación plana y casos de simetría axial, con base en la teoría elástica, permitiendo casos con irregularidades desde el punto de vista geométrico o de cargas no uniformes centrado en la rigidez de los elementos elásticos.

4.3.2 Método de las diferencias finitas (Finite Difference Method FDM)

La base del Método de las diferencias finitas está en aproximar las derivadas involucradas en la ecuación diferencial a la que se quiere dar solución mediante el teorema de Taylor, donde el dominio del problema es reemplazado por un conjunto discreto de nodos, para aplicar la ecuación de elasticidad y sustituir las derivadas parciales por los cocientes incrementales correspondiente, obteniendo un sistema de ecuaciones algebraicas de orden lineal, con lo cual se logra obtener los valores de desplazamiento de dichos nodos.

Garrido 2003 (Citado por Arias & Díaz, 2016), señala que el método sólo es aplicable si el sistema de ecuaciones lineales obtenido tiene solución y que se aproxime a la solución exacta de las funciones deseadas en los nodos al incrementar los números de los nodos.

4.3.3 Métodos de los elementos discretos (Discrete Element Method DEM)

El método de elementos discretos a diferencia del método FEM, discretiza el terreno por medio de una malla de bloques, que van a estar en contacto unos con otros, considerando a cada bloque como un cuerpo rígido, libre de rotar, trasladarse y deformarse. Mediante estos bloques se representa al macizo rocoso fracturado por las diversas familias de discontinuidades.

Las ecuaciones se plantean en las deformaciones de cada cuña de roca y se resuelven para cada pequeño incremento de tiempo, pudiéndose obtener deformaciones, velocidades y aceleraciones. El parámetro fundamental en este método es la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades, que está representado por la cohesión y el ángulo de fricción de la junta. Es un método que exige una gran potencia de cálculo y que solo modela adecuadamente los macizos rocosos de buena calidad con familias de juntas bien definidas y según Hoek(2017), las deformaciones que se generan en el contacto de los bloques pueden ser considerablemente mayores que la roca intacta.

4.4 ESTIMACIÓN DE LOS PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO

La caracterización de la roca con fines de ingeniería, requiere que se establezcan un conjunto de parámetros que van a permitir, junto a la aplicación de las clasificaciones geomecánicas, estimar la calidad y los parámetros resistentes aproximados del macizo rocoso, aspectos que son de importante conocimiento dentro de las obras subterráneas, para poder adaptar los diseños a su condición.

Dentro de estos parámetros, de acuerdo con Gonzales et al. (2004) se encuentran los siguientes:

- Número y orientación de las familias de discontinuidades.
- Tamaño de bloque e intensidad de fracturación.
- Grado de meteorización.

Además de estos parámetros dentro de la caracterización del macizo rocoso, resulta importante estudiar los parámetros asociados a la resistencia y deformabilidad del macizo de roca.

A continuación, se explica la determinación de todos estos parámetros.

4.4.1 Número y orientación de la familia de discontinuidades

El número de familias de discontinuidades condiciona mucho el comportamiento mecánico del macizo rocoso, el modelo de deformación que este puede presentar y sus mecanismos de rotura, mientras que por otro lado la orientación de las familias de discontinuidades frente a una obra puede determinar la estabilidad de la misma.

De acuerdo a lo anterior es importante establecer una clasificación del macizo rocoso frente a estos aspectos, tal y como se presenta en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1. Clasificación del macizo rocoso por el número de familias de discontinuidades.

Tipo de macizo rocoso	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasionales
VIII	Cuatro familias de discontinuidades
IX	Brechificado

Fuente: Gonzales et al. (2004)

4.4.2 Tamaño del bloque y grado de fracturación

Este parámetro viene definido por el número de familia de discontinuidades, el espaciado, la orientación y su continuidad. Tiene influencia definida sobre el comportamiento del macizo rocoso, sus propiedades resistentes y la deformación.

La descripción del tamaño del bloque se puede realizar de acuerdo con:

- Índice del tamaño del bloque I_b , que representa las dimensiones medias de los bloques típicos, expresado en la Ecuación 4-7, donde la sumatoria de los e_i son los valores medios de los espaciamientos de las familias de discontinuidades divididos entre el número de familias n .

$$I_b = \frac{\sum_{i=1}^n e_i}{n} \quad (4-7)$$

- Parámetro J_v , que esta representado por el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen de $(1 m^3)$ del macizo de roca. Al no contar con acceso a la observación tridimensional del bloque, esta se determina contando las discontinuidades de cada familia que interceptan una longitud determinada, medida perpendicularmente a la dirección de cada familia, Ecuación 4-8.

$$J_v = \sum \frac{\text{Nro. de discontinuidades}}{\text{longitud de medida}} \quad (4-8)$$

Tabla 4-2. Descripción del tamaño del bloque en función de las discontinuidades.

Descripción	J_r (Discontinuidades/ m^3)
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1-3
Bloques de tamaño mediano	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	> 30

Fuente: Gonzales et al. (2004)

Tomando en cuenta el parámetro J_v y la

Tabla 4-2 se puede establecer la descripción del tamaño del bloque y por medio de la

Tabla 4-3 la clasificación del macizo en función del tamaño y forma de los bloques.

Por último, el grado de fracturación del macizo está definido en función del número, espaciamiento y las condiciones de las discontinuidades de cualquier origen y clase, siendo expresado habitualmente por el valor del índice RQD descrito en secciones anterior. El índice RQD a pesar de ser muy útil, no considera los aspectos característicos de las discontinuidades, por lo que se debe complementar con descripciones de campo.

El índice RQD alternativamente se puede estimar bajo una relación con el índice J_v , como proceso de estimación para afloramientos de acuerdo con las relaciones de la Ecuación 4-9.

$$\begin{aligned} RQD &= 115 - 3,3 * J_v \quad \text{para } J_v > 4,5 \\ RQD &= 100 \quad \text{para } J_v \leq 4,5 \end{aligned} \quad (4-9)$$

Tabla 4-3 Clasificación del macizo en función del tamaño y forma de los bloques.

Clase	Tipo	Descripción
I	Masivo	Pocas discontinuidades o con espaciamiento muy grande.
II	Cúbico	Bloques aproximadamente equidimensionales.
III	Tabular	Bloques con una dimensión considerablemente menor que las otras dos.
IV	Columnar	Bloques con una dimensión considerablemente mayor que las otras dos.
V	Irregular	Grandes variaciones en el tamaño y forma de los bloques.
VI	Triturado	Macizo rocoso muy fracturado.

Fuente: Gonzales et al. (2004)

4.4.3 Grado de meteorización

La meteorización de la matriz rocosa se condiciona por factores ambientales que generan procesos físicos y químicos que afectan al macizo rocoso en general. Este parámetro tiene total influencia sobre las propiedades mecánicas de la roca, debido a que, el proceso de meteorización conforme avanza, aumenta la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, en tanto que disminuye su resistencia. El estado de meteorización del macizo rocoso puede establecerse mediante las descripciones de la

Tabla 4-4.

Tabla 4-4. Descripción del grado de meteorización de la roca.

Termino	Descripción
Fresca	No se observan signos de meteorización en la matriz rocosa

Termino	Descripción
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la matriz rocosa. Es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se deben mencionar.

Tabla 4-5. Continuación

Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.

Fuente: Gonzales et al. (2004)

4.4.4 Resistencia del Macizo de Roca

La manera en cómo las rocas funcionan mecánicamente está definida por su resistencia y deformabilidad; esta es función de la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ , además de la magnitud de los esfuerzos confinantes, la presencia de agua en los poros y la velocidad de la carga de rotura.

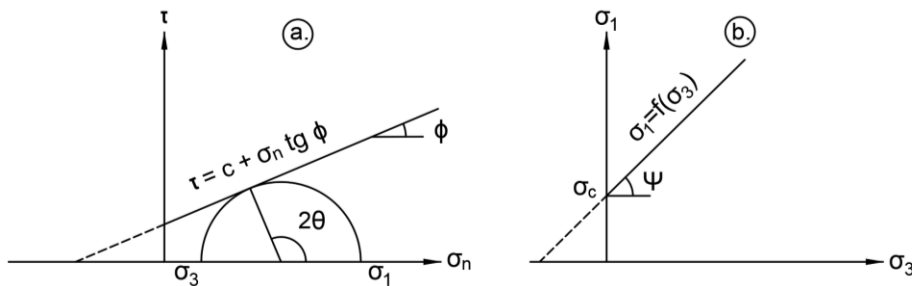


Figura 4-9. Envolventes de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos tangenciales y normales(a) y esfuerzos principales (b). Para un estado tensional situado por debajo de las rectas o envolventes no se producirá la rotura.

Fuente: Gonzales et al. (2004)

La resistencia de la matriz rocosa isotrópica se puede evaluar por medio de los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y de Hoek y Brown (1980).

En primer lugar, el criterio de Mohr-Coulomb expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado de tensiones triaxial, definiendo los esfuerzos normales y tangenciales actuantes en el momento de la rotura mediante la expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (4-10)$$

Donde:

τ = Esfuerzo tangencial del plano de rotura

σ_n = Esfuerzo normal del plano de rotura

c = Cohesión

ϕ = Ángulo de fricción de la matriz rocosa.

El criterio se puede emplear de igual manera en función de las componentes de los esfuerzos principales, como se indica en la Figura 4-9.

De acuerdo con esto, siendo el esfuerzo principal σ_1 , como lo expresa la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3[\sin 2\theta + \tan \phi (1 - \cos 2\theta)]}{\sin 2\theta + \tan \phi (1 + \cos 2\theta)} \quad (4-11)$$

Esto permite obtener la resistencia en cualquier plano definido por θ . Si se estudia el plano crítico de rotura, que surge cuando $\theta = 45^\circ + \phi/2$, la expresión queda como sigue:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3(1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (4-12)$$

Si se hace que $\sigma_3 = 0$, σ_1 entonces será la resistencia a la compresión simple de la roca, definida por:

$$\sigma_i = \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4-13)$$

Mientras que la resistencia a tracción se define:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (4-14)$$

Por otro lado, la formulación de Hoek y Brown (1980) es más adecuada frente a la teoría de Mohr-Coulomb, debido a que se ha demostrado que la envolvente de la resistencia en las rocas no es lineal, por tanto, la siguiente teoría establece una representación gráfica de la rotura de tipo curva-cóncava (Figura 4-10). El criterio empírico de rotura propuesto por Hoek y Brown se expresa como sigue:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (4-15)$$

Donde:

σ_1 y σ_3 : Son los esfuerzos principales mayor y menor

σ_{ci} : Es la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa, determinado por ensayos de laboratorio, por ensayo de carga puntual (PLT).

m_i : Es una constante que depende de las propiedades de la matriz de roca. Puede obtenerse por estimación, siempre que no pueda determinarse por ensayos triaxiales o estimado mediante la Tabla 4-6.

El criterio puede expresarse de manera adimensional, en términos de esfuerzos normalizados con respecto a σ_{ci} , entonces

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (4-16)$$

De lo anterior, la resistencia a compresión simple se obtiene cuando $\sigma_3 = 0$, y la resistencia a tracción para $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_1$:

$$\sigma_i = \frac{1}{2} \sigma_{ci} (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}) \quad (4-17)$$

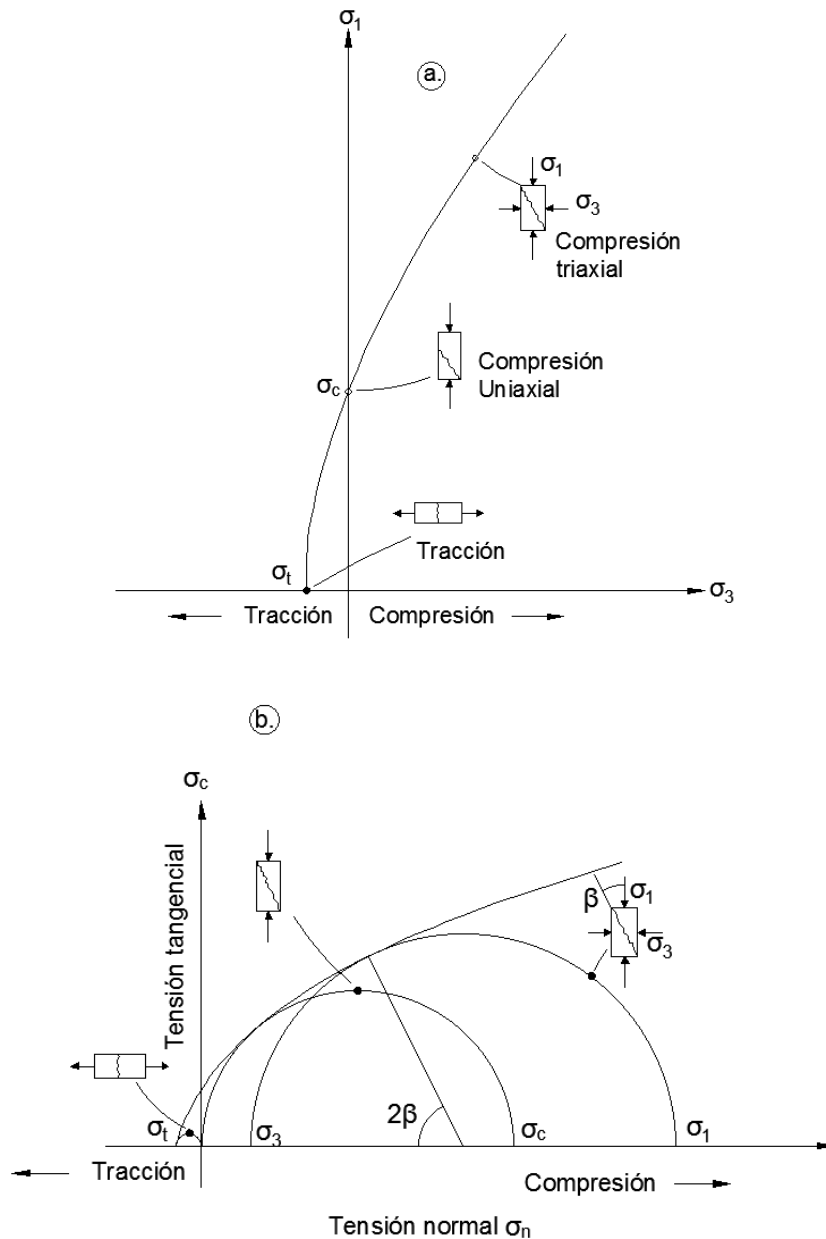


Figura 4-10. Envolventes de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa.

Fuente: Gonzales et al. (2004)

Tabla 4-6. Valores de la constante m_i para la matriz rocosa.

Tipo de roca y valor de la constante				
Sedimentarias clásticas.	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas.	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gneiss(*)	33
	Cuarcita	24	Esquisto(*)	4-8
	Migmatita	(30)	Filita(*)	(10)
	Anfibolita	25-31	Pizarra(*)	9
	Milonita	(6)		
Ígneas	Granito	33	Diorita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	19
	Granodiorita	(30)	Gabro	27
	Dacita	(17)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Nota: Hoek y Brown, 1997. Los valores entre paréntesis son estimados (*) Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor de m_i será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.

Fuente: Gonzales et al. (2004)

4.5 ESTADOS DE ESFUERZOS DEL MACIZO ROCOSO

Cuando se plantea una obra subterránea se debe realizar un estudio minucioso de los esfuerzos que puede estar sometido, la magnitud y la orientación de los esfuerzos, ya que las estabildades dependerán directamente de estos esfuerzos.

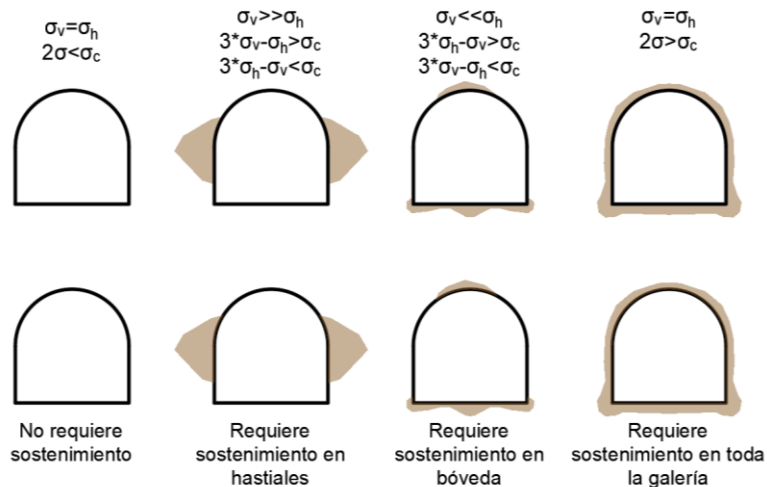


Figura 4-11. Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una galería.

Fuente: Adaptado de Juárez (2016)

Los macizos rocosos presentan esfuerzos in-situ e inducidos, los primeros mencionados son ocasionados principalmente por los esfuerzos gravitacionales, tectónicos, topográficos y geológicos; los segundos son generados cuando se realiza la excavación del túnel. En la Figura 4-11 se muestra la importancia de tener una aproximación adecuada de cómo se comportan los esfuerzos en una obra subterránea.

4.5.1 Esfuerzos naturales

Los estados de esfuerzos naturales o también llamados estados de esfuerzos in-situ son aquellos que existen antes de generar algún tipo de obra de ingeniería en el macizo rocoso. El comportamiento de la obra subterránea está directamente relacionado con la magnitud y dirección de estos esfuerzos, aunque es un parámetro que es complejo determinar con datos de campo, tanto por la complejidad de los ensayos para obtener un valor directo de campo, como por las fórmulas empíricas que se limitan mucho a la geología regional y local del proyecto.

En algunos proyectos hidroeléctricos en Colombia, desarrollados por Isagen y Empresas Públicas de Medellín E.S.P. en las décadas de los años 80 y 90 se ejecutaron algunos ensayos de Overcoring, con algunas restricciones logísticas por la presencia de equipos de construcción durante la ejecución de los ensayos. Es así como en los proyectos Riogrande II, Porce II, Porce III y Porce IV, entre otros, tuvieron la oportunidad de contar con estos ensayos y se correlacionaron con los estados de esfuerzo regionales. Es importante tener en cuenta el artículo el ingeniero Ramiro Gutiérrez (s. f.), el cual muestra un panorama completo de varios de estos ensayos realizados en el país.

La principal fuerza actuante es estos esfuerzos son las gravitacionales, es este caso las principales componentes del tensor sería la vertical originada por el propio peso de los materiales en este caso el macizo rocoso:

$$\sigma_v = \rho * g * z = \sum \gamma * z \quad (4-18)$$

$$\sigma_h = K * \sigma_v \quad (4-19)$$

$$K = \frac{v}{1 - v} \quad (4-20)$$

Donde:

σ_v : Esfuerzo vertical

ρ : Densidad medio de los materiales suprayacente

g : Gravedad

z : Profundidad

γ : Pesos específico medio de los materiales suprayacentes

σ_h : Esfuerzo horizontal

K : Coeficiente de relación de esfuerzos

v : Coeficiente de Poisson del macizo rocoso

La ecuación (4-18) sería la componente principal vertical σ_1 y la ecuación (4-19) sería las dos componentes horizontales si el macizo rocoso es isotrópico y elástico, destacando que en la realidad esto pocas veces se cumple en toda la longitud de un túnel. Comienzan a influenciar la topografía, erosión, tensiones residuales, efecto de inclusión o diques, variaciones composicionales por efectos térmicos de formación, efecto de las discontinuidades y tectónica. A continuación, se describen algunas de estas:

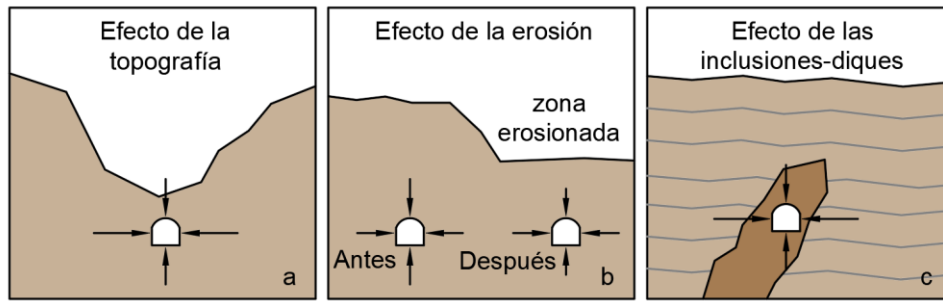


Figura 4-12. a. Efecto de la topografía en los estados de esfuerzos, b. Efecto de la erosión en los estados de esfuerzos c. Efecto de la erosión en los estados de esfuerzos.

Fuente: Adaptado de Ramírez y Monge (2004)

- Topografía: En los casos donde la topografía presente altas pendientes los esfuerzos horizontales pueden presentar un aumento significativo en la tensión vertical.
- Erosión: Cuando ocurre un proceso de erosión luego que las tensiones se encuentren en equilibrio, la tensión vertical se reduce proporcional al proceso de erosión, pero la horizontal se disminuye en una pequeña proporción.
- Efecto de inclusión o diques: Cuando se forman estratos de rocas sedimentarias se puede encontrar intrusiones de diques que poseen un modelo de elasticidad que ocasionen cambios en el campo tensional.
- Efecto de la tectónica: Estos esfuerzos son ocasionados por movimientos de las placas tectónicas, estos pueden llegar a cambiar considerablemente la magnitud de la relación de esfuerzos K , se considera el efecto más importante comparado con los anteriores. Aunque estos son de escalas regionales, estos efectos locales pueden llegar a cambiar la dirección y magnitud de las tensiones del sitio de estudio, en la Figura 4-13 se presentan algunas modificaciones de acuerdo con las fallas locales que se presenten.

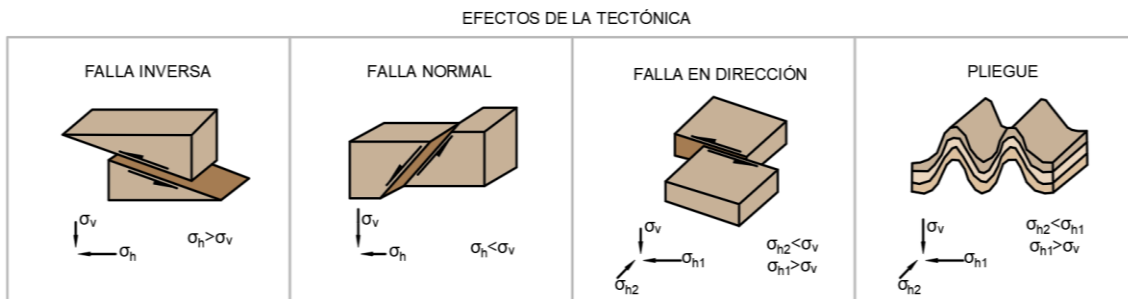


Figura 4-13. Efecto de la tectónica en los estados de esfuerzos.

Fuente: Adaptado de Ramírez y Monge (2004)

4.5.2 Medida de las tensiones naturales

Las medidas de las tensiones naturales no es una tarea fácil dado que estas tienen una amplia variación por todos los factores que intervienen, tal y como se señala en el numeral anterior. Debido a esto se han recopilado infinidad de datos de diversas partes del mundo con el fin de llegar a formulaciones empíricas que permitan tener una

aproximación adecuada. Para los esfuerzos verticales se encontró que aumentan en función de la profundidad y están directamente relacionados al peso del material. En la Figura 4-14 se presenta una gráfica elaborada por Hoek-Brown donde se llega a la expresión aproximada de $\sigma_v(MPa) = 0,027h (m)$.

Según estudios realizados por Hoek y Brown (1980) el valor de K varía dependiendo de la profundidad, en la gráfica obtenida en sus estudios (Figura 4-14) se evidencia que en profundidades menores de 500 metros el coeficiente siempre tomaba valores mayores a la unidad, lo cual contradice la teoría de la elasticidad, donde K nunca obtendría valores mayores de la unidad, lo que indica que el macizo rocoso a profundidades menores de 500 metros no se comporta como un material homogéneo elástico. A medida que se aumenta la profundidad los valores de K se acercan a la unidad y los valores del coeficiente de esfuerzos según los datos empíricos estarían entre el siguiente intervalo obtenido con datos experimentales:

$$\frac{100}{z} + 0.3 \leq K \leq \frac{1500}{z} + 0.5 \quad (4-21)$$

En 1994 Sheorey formuló un modelo en el cual determinó una expresión para las esfuerzos de origen no renovable, de membrana, térmicas y de origen elástico (Figura 4-16). En este no se consideran los esfuerzos de origen tectónico.

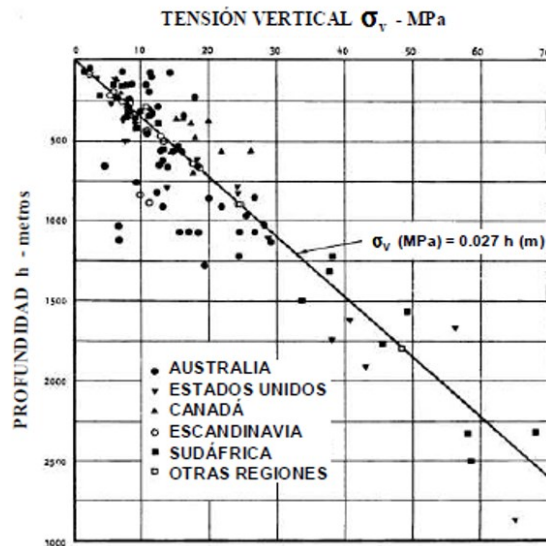


Figura 4-14. Esfuerzo vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo esfuerzo natural "insitu".

Fuente: Hoek y Brown (1980)

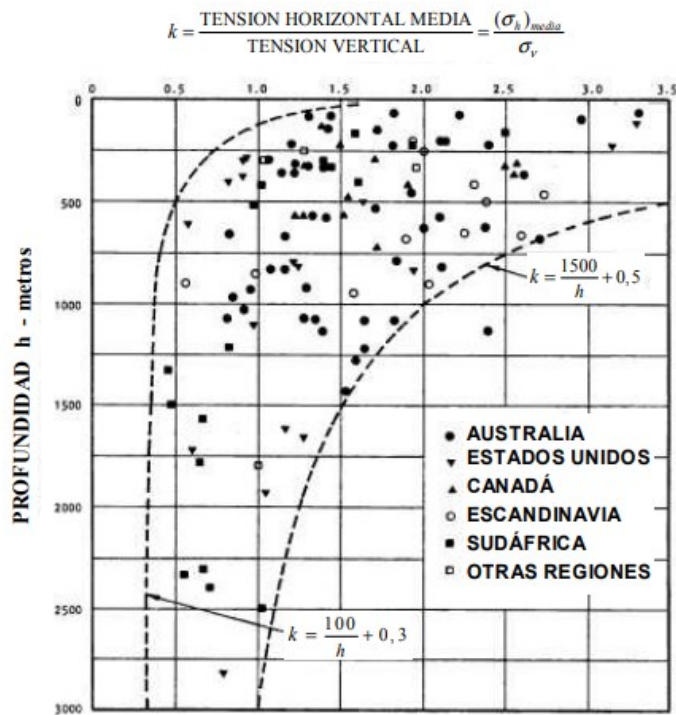


Figura 4-15. Valoración de la relación entre el esfuerzo horizontal medio y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo de esfuerzo natural.
Fuente: Hoek y Brown (1980).

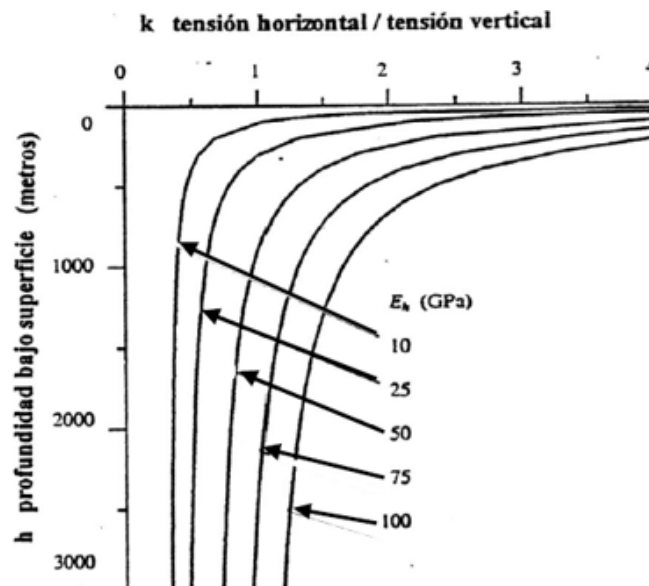


Figura 4-16. Relación entre el esfuerzo horizontal media y el esfuerzo vertical en función de la profundidad según la formulación de Sheorey para varios valores del módulo elástico horizontal según Hoek et al.(1995)
Fuente: Hoek y Brown (1980)

$$K = 0,25 + 7 * E_h(0,001 + 1/z) \quad (4-22)$$

Donde:

E_h : Módulo de elasticidad medio de la zona de la corteza superior, medido en dirección horizontal, en GPa.

z : Profundidad, en metros

La expresion anterior se puede aplicar en lugares donde la tectónica regional se pueda despreciar y los fenomenos anteriormente mencionados no influyan considerablemente en la relacion de esfuerzos. La Figura 4-14, se muestra como cuando la profundidad es menor de 1000 metros no se presenta un patrón en el comportamiento de las tensiones.

4.5.3 Ensayos de campo

La determinación de los esfuerzos que se generan en un punto del macizo rocoso es de un análisis y determinación compleja, como se ha venido mencionando. Por tanto, los métodos de campo para su determinación son una herramienta valiosa y existe una numerosa cantidad de ensayos, en este aspecto para el presente estudio se limitan a los que de acuerdo con Rodríguez (2017) se han establecido como los más importantes.

4.5.3.1 Overcoring (Sobreperforacion)

Los ensayos bajo esta metodología se caracterizan por medir las tensiones que se liberan al reperforar un sondeo por medio de deformaciones, sea en el fondo o a lo largo de las paredes y los cuales trabajan bajo las siguientes hipótesis:

- El material se supone elástico e isotrópico.
- Las tensiones se calculan aplicando la teoría elástica para convertir las deformaciones medidas en esfuerzos.

Existen tres métodos para aplicar el Overcoring: el método del Doorstopper, el método USBM y Célula Triaxial CSIR.

4.5.3.2 Fracturación Hidráulica Clásica

La idea del ensayo es medir el estado de tensiones in situ en el interior de un sondeo, por medio del registro de la magnitud y dirección de las tensiones principales en el plano perpendicular al sondeo y los caudales de inyección a lo largo del tiempo. El procedimiento del método se ejecuta como sigue:

- Se aísla la zona de estudio con un fluido obturador especial
- El procedimiento inicia con la inyección de un fluido a presión en un tramo de sondeo vertical, por lo general de 1 metro de longitud, hasta alcanzar la fractura de la roca
- Se mide la presión del fluido necesaria para generar, propagar, mantener y reabrir las fracturas.
- Las presiones medidas se relacionan con la magnitud de las tensiones principales in situ.

4.5.3.3 Ensayo del gato plano

El ensayo permite estimar la deformación del macizo rocoso y medir el estado tensional de la roca; se realiza en las paredes de excavaciones, galerías o túneles. El método trabaja de manera representativa, hasta una profundidad de unos pocos metros al interior del macizo a partir de la superficie ensayada. El procedimiento de ejecución es el siguiente:

- Se fija en la pared rocosa dos puntos de referencia y se mide su separación
- Se realiza una perforación entre los dos puntos con un taladro, provocando con esto un acercamiento producto de la liberación de esfuerzos.
- Se miden las deformaciones inmediatamente después de realizar la perforación
- 1 a 3 días después se vuelve a medir la deformación.
- Luego se introduce un gato plano en la perforación y se aplica presión hasta alcanzar la distancia entre los puntos de referencia del comienzo.
- Se registra la presión aplicada, la cual será igual a la presión inicial de la roca, perpendicular al plano del gato plano.
- Se registran durante el ensayo las presiones aplicadas y se miden las deformaciones producidas, a partir de las cuales se obtiene el módulo de deformación del macizo rocoso.

5 DISEÑO METODOLÓGICO

Para llevar a cabo cada uno de los objetivos específicos planteados en la investigación, y a su vez cumplir con el objetivo principal, se aplica el enfoque metodológico cualitativo; la elección de este método de investigación se fundamenta en que la intención del presente estudio es llegar a plantear criterios simples, partiendo del análisis de posibles debilidades metodológicas de diseño en el país y su posible incidencia en la generación de algunos inconvenientes en la fase de construcción de túneles. Este enfoque investigativo se sustenta en el análisis inductivo del fenómeno estudiado, en tal sentido, se profundiza en el conocimiento de los manuales de diseños de varios países y en la metodología de diseño de una muestra local.



Figura 5-1. Proceso Mixto
Fuente: Elaboración propia (2020)

5.1 FASES

Los procesos fundamentales de la investigación se exponen a continuación:

- **Idea:** se parte de la idea que la posible causa de los retrasos e inconvenientes presentados en la construcción de los túneles, pueden ser debidos a falencias en la normativa o en las metodologías en el diseño geotécnico de los túneles.
- **Planteamiento inicial:** el planteamiento inicial de la investigación se hace en conjunto, iniciando con la revisión de la literatura referente al tema, durante ese proceso se plantea la hipótesis de trabajo, las cuales se pueden ir afinando paulatinamente conforme se recaban más datos (Henderson, 2009 citado por Hernández et al.,2010), estas no se aprobarán estadísticamente (Bogdan y

Biklen, 2014, Staller, 2010 y Berg, 2008 citados por por Hernández et al., 2010). Es importante tener en cuenta que las hipótesis se pueden ir modificando a medida que se avance en la investigación.

- **Ingreso en el ambiente (campo):** se harán dos inmersiones en el campo de la metodología de diseño: la primera en cuanto a la normativa a nivel mundial para tener un panorama completo de cómo se manejan las pautas del diseño en la actualidad. La segunda inmersión, está referida a un caso de diseño que actualmente se esté construyendo en el país para realizar observaciones generales, realizar anotaciones y análisis detallados de la información medida en campo comparada con lo esperado en el diseño.
- **Definición de la muestra inicial del estudio y acceso a esta:** en este estudio la muestra corresponde al Túnel del Toyo (en el anexo 3 se realiza una descripción geomecánica del túnel). Se selecciona este túnel por su gran importancia en la actualidad de la infraestructura vial del país, se encuentra actualmente en construcción y se logró obtener acceso. Asimismo, se cuenta con el permiso de la Gobernación de Antioquia (Entidad dueña del proyecto) y la empresa interventora Integral S.A., para el uso de la información respecto al Proyecto con fines académicos.

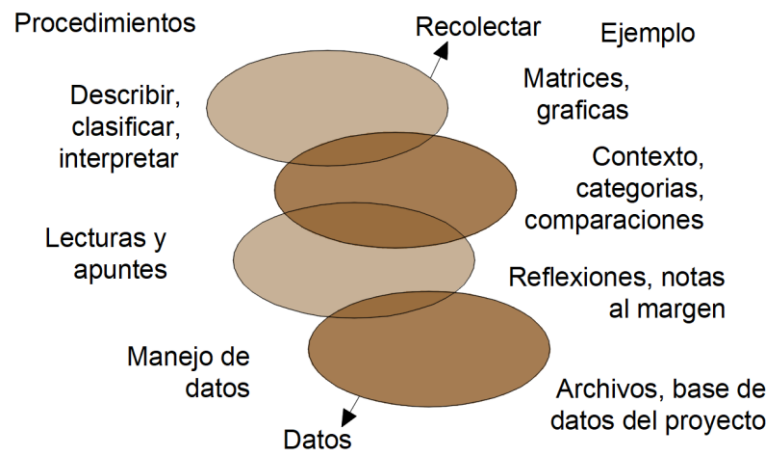


Figura 5-2. Espiral de análisis de los datos cualitativos.
Fuente: Adaptado de Hernández et al.(2010)

- **Recolección y análisis de los datos cualitativos:** la recolección de datos en la investigación cualitativa y el análisis ocurren paralelamente. La interpretación de los datos que se obtienen en el estudio puede diferir con respecto a otros profesionales, lo cual no implica esto es válido considerando que son perspectivas personales. Aunque algunos datos del proyecto de muestra se analizan de manera cuantitativa, los resultados obtenidos son netamente académicos.
- **Interpretación de resultados y elaboración de reportes:** durante y al final del estudio se realiza un reporte de los hallazgos obtenidos de la interpretación del conjunto de datos obtenidos de la información recolectada, así como del análisis realizado al diseño del Túnel del Toyo.

6 ESTADO DEL ARTE EN NORMATIVA DEL DISEÑO DE TÚNELES

A nivel mundial y regional existen guías y manuales técnicos para el diseño geotécnico de túneles, los cuales se recopilaron gracias a una exhaustiva revisión bibliográfica, y que son presentados a continuación, además de las investigaciones que en materia de diseño geotécnico de túneles se han realizado a nivel nacional. Resulta necesario aclarar que toda vez que se mencione diseño en el presente documento se refiere al diseño geotécnico de túneles, a menos que se enfatice en algún otro tipo de diseño.

En Latinoamérica los países que cuentan con normativa referente al diseño de túneles son Perú, Chile, México y Colombia; lo anterior se ratifica en la tesis de Sánchez y Suárez del año 2018, la cual titulan *Estado del arte de la normativa latinoamericana en diseño y construcción de túneles viales*. A nivel de Europa varios países cuentan con normativas para el diseño de túneles, según su nivel de experiencia estas normativas son de mayor a menor detalle en cada país. En el año 2019 la comisión Europea reunió a expertos y/o entidades de varios países para llegar a un acuerdo de estandarizar de los códigos como se detalla en el reporte de JRC (Joint Research Centre), con el título *Standardisation needs for the design of underground structures*. En este reporte realizan una descripción de las normas nacionales actuales para diseño de túneles en Europa.

Más adelante se presenta un breve resumen en cuanto al contenido de los manuales, normativa o guías de diseño encontradas de Colombia, Chile, Perú, México, EEUU, Austria y Japón. Aunque varios países europeos, cuentan con normativa especial para túneles, en el presente estudio solo se detalla la normativa de Austria y para el caso de Asia la normativa de Japón. Luego se realiza una comparación de los manuales de diseño de túneles a nivel de diseño geotécnico del soporte de excavación. Los diseños geométricos, de ventilación, eléctricos, entre otros, no son objeto de estudio de esta tesis. Cabe destacar que se parte del supuesto que se realiza una adecuada recomendación de exploración de campo del terreno donde se realiza el túnel.

6.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

La actualidad colombiana se encuentra bajo la influencia del desarrollo de múltiples proyectos viales y obras subterráneas que involucran el diseño de túneles, los cuales se ven afectados por numerosos factores que requieren de estudio. Frente a lo anterior resulta importante destacar la investigación realizada por Arias y Ospino en el año 2016, titulado *Diseño y construcción de túneles en ladera: Colombia*. En esta se establece una metodología de análisis para determinar el comportamiento del terreno durante el proceso constructivo en túneles de ladera poco profundos, bajo condiciones geotécnicas adversas para la estabilidad de la estructura y que en muchos casos durante los procesos de diseño su consideración carece de un análisis detallado. El propósito es establecer una guía técnica para el diseño y construcción de túneles en ladera mediante el análisis detallado de las diversas metodologías usadas en la actualidad para lo cual el estado del arte de los métodos de diseño y construcción tiene una influencia determinante.

El análisis de la aplicación de los diversos tipos de metodologías para el diseño de túneles resulta muy importante para la presente investigación. En este sentido, los

aportes hechos por Madeleidy Rodríguez Gutiérrez en el 2017, en su trabajo *Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas*, tienen particular relevancia. En esta tesis se estudió y analizó el fenómeno de Squeezing para validar los criterios que existen en el comportamiento de los túneles, empleando la validación por medio de 5 métodos de evaluación y predicción del fenómeno, dentro de los cuales se establece un buen nivel de detalle referente al uso y aplicación de metodologías empíricas, semi-empíricas y numéricas; destinadas al diseño de túneles, así como, las limitaciones e incertidumbres de los criterios de aplicación de los mismos.

6.1.1 Normativa en Colombia

Como prioridad en este trabajo se tiene analizar la normativa de túneles en lo que se refiere al diseño geotécnico en el país, al respecto, por primera vez en el año 2015 el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) publica el *Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera*, **en el 2020 el 06 de septiembre el INVIAS realiza una modernización y actualización de la normativa en fase de socialización, el cual se exponen sus cambios en cuanto al diseño geotécnico en el numeral al final de este numeral.**

En el capítulo 5 del Manual de túneles, se inicia con el diseño geométrico; este tiene un enfoque vial a lo que se refiere el alineamiento y sección mínima del túnel, aunque se menciona en el apartado 5.4.1 que se debe tener en cuenta los “(...) problemas de tipo topográfico, geológico y geotécnico (...)”. En el subcapítulo 5.5 Diseño Geomecánico el manual hace una breve descripción respecto al diseño, y en un diagrama de flujo resume el procedimiento a seguir en el diseño para túneles excavados convencionalmente (con la metodología austriaca NATM (New Austrian Tunneling Method)) mostrado en la Figura 6-1.

Luego del cuadro anterior, el manual hace una pequeña aclaración del paso a paso para la elaboración del diseño geomecánico; como paso inicial del diseño se debe elaborar un modelo, el cual se presenta en el Capítulo 4 del manual, en el que el diseñador debe determinar los tipos de terreno, la obtención de parámetros del terreno, y se solicita el procedimiento estadístico y/o probabilístico empleado, determinar los factores que influencia la excavación y el comportamiento del terreno. Se deben establecer factores en el diseño que influyeran la excavación y determinar el comportamiento del terreno.

Para la sectorización del terreno, el manual recomienda los índices Q, RMR, u otros similares; sin embargo, menciona que en la ITA (International Tunnelling Association) se recomienda una clasificación propia para cada proyecto. Luego continúa con los métodos de análisis recomendados: análisis cinemático y/o análisis de proyecciones estereográficas, grado de utilización del terreno, mecanismos de falla al menos de una manera cualitativa, métodos analíticos y numéricos, recomendando modelos numéricos discretos y por último modelos a escala.

En la definición de los requerimientos del proyecto (RQ), el manual indica que pueden ser generales, los cuales todo proyecto debería cumplir, y particulares, como lo es la limitación de asentamientos entre otros. Los anteriores dependerán del proyecto cumpliendo los códigos y regulaciones nacionales. Posterior a estos se debe evaluar el comportamiento del sistema con las secuencias de excavación e implementación del soporte.

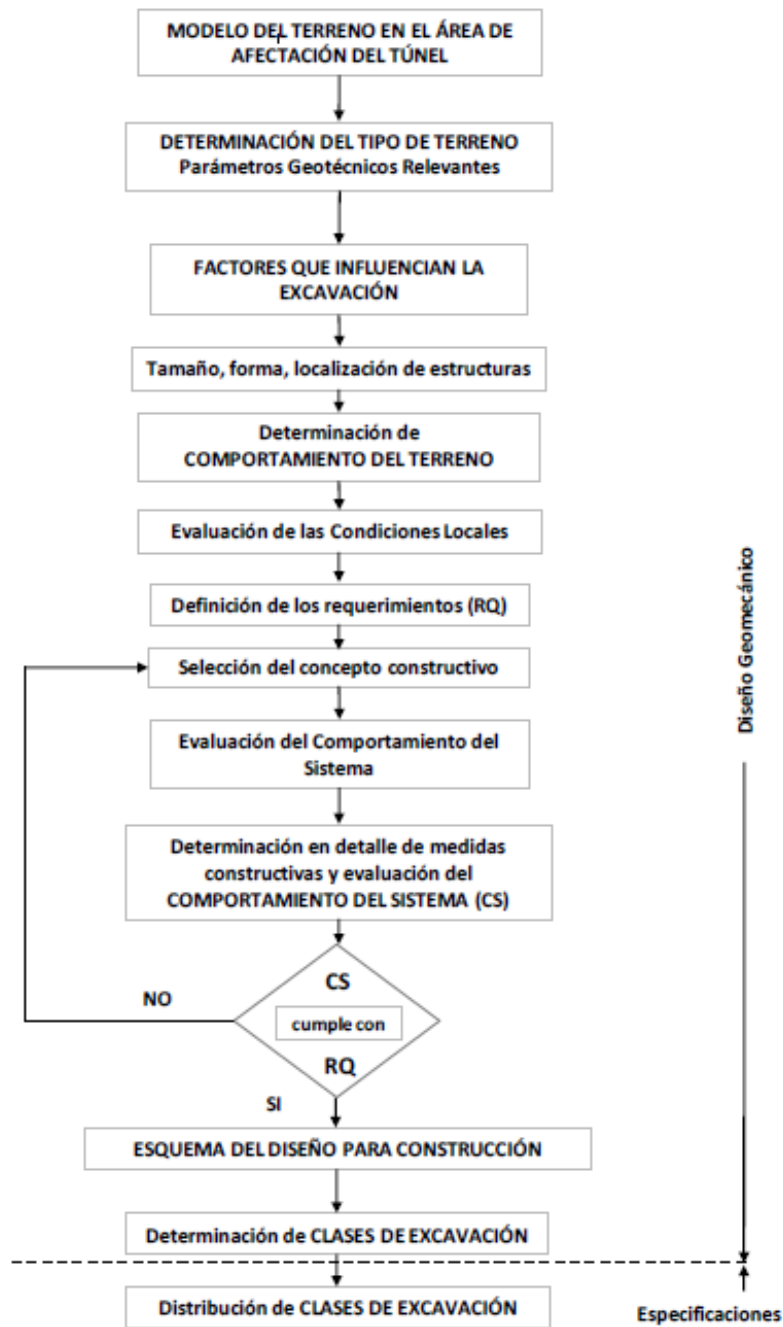


Figura 6-1. Diagrama de flujo para el diseño geomecánico de túneles según en Manual de Túneles de Inviás de Colombia.

Fuente: INVIAS (2015).

Para determinar las medidas constructivas y de comportamiento del sistema, el manual recomienda métodos de análisis que incluyen soluciones analíticas, métodos numéricos o experiencia de estructuras similares bajo condiciones comparables, no profundizan en ninguno de los mencionados métodos. Estas determinaciones deben incluir

descripciones que permita su verificación durante la etapa de construcción, como lo son: los desplazamientos, límites de subsidencia y comportamiento del soporte.

Para finalizar lo referente al diseño geotécnico en el manual se especifica que se deben determinar los sistemas de soporte y hacer una distribución de estos, describiendo los elementos de soporte y por secuencia de excavación. Lo anterior hace posible el cálculo de cantidades de obra. El diseñador al final deberá mostrar un reporte geotécnico del diseño y los esquemas de los diseños para construcción.

Proyecto Manual de Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento de túneles de carretera 2020

En la fase de revisiones finales del presente proyecto el Instituto Nacional de Vías realiza una publicación el 06 de septiembre de 2020 en la página web oficial, en donde publican una nueva versión del manual, esta versión se encuentra en fase de socialización con el objetivo de recibir aportes, observaciones y/o recomendaciones que profesionales en el campo consideren pertinentes. Por esta razón se realiza una comparación a general del manual y especializada en cuanto se refiere al diseño geotécnico.

El principal cambio entre la versión del 2015 y 2020 de socialización, es el capítulo 4 el cual se refiere a sostenibilidad, este capítulo fue incluido en la nueva versión, en el cual exponen temas como la gestión para la sostenibilidad, gestión ambiental, gestión social y gestión predial. Los otros capítulos se conservan desplazando su numeración por el nuevo capítulo 4. Los otros capítulos presentan mejoras menores o se añaden subcapítulos, pero a no ser objeto de estudio de este proyecto no se analizarán a detalle.

En el capítulo 5, el cual trata de exploración e investigación (antes: Investigación y caracterización del terreno), se adiciona un esquema metodológico para un modelo numérico hidrogeológico del túnel, e indica los aspectos que se deben tener en cuenta para su elaboración, los cuales no eran mencionado en la anterior versión. En las fuentes de información secundaria adicionan investigar los Planes de Manejo y Ordenamiento de la cuenca POMCA. Con respecto a las exploraciones mínimas en las rocas Tabla 5-5 se modifica los números mínimos de perforaciones en los túneles de longitud < 500m, y se adicional dos notas importantes sobre el aumento de 1 perforación en casos especiales y de igual manera la modificación de la longitud mínima.

El capítulo 6 el cual es el objeto de estudio, se adiciona el subcapítulo 6.6.2 de diseño sísmico en el cual dan cuatro condiciones donde se hace necesario realizar un análisis sísmico, donde la cobertura sea inferior a 3 diámetros del túnel, está constituido mayormente por suelos o rocas meteorizadas, está ubicado en una falla activa o las aceleraciones máximas estimadas de la superficie del terreno son iguales o superiores a 0,40g. para estos se recomiendan algunas pautas para el diseño referente a los periodos de retornos tanto para prevención de colapso como para operación. También se adiciona en el subcapítulo 6.7 donde se presentan los procedimientos para el esquema de la perforación y voladura

Se elimino del capítulo 5 (Ahora capítulo 6), en la zona del subcapítulo 6.12.2 referente al diseño de portales la clasificación de los tipos de portales, pero lo referente al diseño como tal permanece igual.

A pesar de la actualización del Manual con respecto a su versión anterior, en lo referente al diseño geotécnico no presento un considerable cambio. Exceptuando el diseño

sísmico adicional y diseño de voladura, que, aunque este último no corresponde como tal al diseño geomecánico, con unas pautas adecuadas se puede tener menos afectación al macizo rocoso donde se encuentra el túnel.

6.1.2 Normativa en Perú

El Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Viceministerio de Transporte y Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Perú, publicaron un *Manual de Carreteras – Túneles, Muros y Obras complementarios* en el año 2015, documento público que contiene las normas, guías y procedimientos para el diseño de túneles entre otras obras.

Tabla 6-1. Métodos Analíticos de diseño propuestos por Manual de Carreteras – Túneles, Muros y Obras complementarios de Perú (2014).

Métodos Analíticos de diseño	
Método	Observación
Continuos	Asumen que el suelo es un medio semi-infinito y que solo deben utilizarse en túneles, donde el eje esté a más de dos diámetros por debajo de la superficie.
Convergencia-Confinamiento	Válido para secciones transversales circulares en la profundidad de medio donde K_0 es cerca de 1,0 y el túnel se construye utilizando técnicas de excavación de frente continuo.
Equilibrio Límite	Sin observaciones referentes a condiciones de aplicación.
BEDDED-BEAM-SPRING	Sin observaciones referentes a condiciones de aplicación.

Fuente: Manual de Carreteras, Túneles, Muros y Obras complementarias de Perú (2014).

Tabla 6-2. Métodos de análisis propuestos por Manual de Carreteras – Túneles, Muros y Obras complementarios de Perú (2014).

Métodos de Análisis		
Tipo de Terreno	Condición de modelado	Método de Análisis
Terreno Blando	El Medio puede ser modelado como Continuo	Elementos Finitos
		Elementos Finitos/Elementos de Contorno
		Elementos Finitos/Diferencias Finitas
		Diferencias Finitas
Macizos rocosos	El Medio puede ser modelado como discontinuo	Elementos Discretos
		Elementos de Contorno
Condiciones de suelo complejas	Suelos donde el túnel pasa de un medio continuo a uno discontinuo en rápida sucesión	Elementos Discretos
		Diferencias Finitas

Nota: Los Métodos separados por un / implican que se modelan bajo combinación.

Fuente: Manual de Carreteras, Túneles, Muros y Obras complementarias de Perú (2014).

Al comenzar el tema del diseño geotécnico en el Capítulo 5, el manual peruano se centra inicialmente en las clasificaciones geomecánicas (antiguas y modernas) y diseños empíricos a partir de estas clasificaciones. Aclara que estas son adaptadas para macizos rocosos, dejando un bache en definir cuándo el terreno es suelo o cuándo es transición suelo-roca.

El manual presenta en el Capítulo 6, el cálculo de túneles, resumiendo los métodos de diseño disponibles, comenzando por los métodos analíticos de diseño, ver Tabla 6-1. Antes de iniciar con los modelos numéricos, define los comportamientos y caracterización de los macizos rocosos, obtención de parámetros y estimación de propiedades del macizo rocoso.

Los modelos numéricos de diseño, para el manual de túneles de Perú son de suma importancia, diferencian los tipos de análisis y resaltan que tienen la posibilidad de modelar sistemas complejos, los cuales han ido reemplazando los otros métodos de análisis. Aun así, hace aclaración que los resultados de estos programas deben ser revisados y que sean concordantes, ya que el modelo numérico queda sujeto a fuentes de error. Se puede ver un resumen de los métodos de análisis propuestos en la Tabla 6-2.

6.1.3 Normativa de Chile

El Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad de Chile, publicaron un *Manual de Carreteras* en el año 2012, que contiene el apartado 3800 del Volumen N°3, documento público que contiene las normas, guías y procedimientos para el diseño de túneles.

Inicialmente el manual trata la clasificación de túneles de acuerdo con varios criterios, y en referencia al estado del arte en el diseño de túneles, trata aspectos como los estudios de reconocimiento geológico, sin profundizar en ello. Presenta de manera muy detallada el apartado 3804. Los criterios de diseño estructural; dentro este hace una descripción muy detallada de los sistemas de clasificación geotécnica, en los que se establece la clasificación geomecánica RMR (1973), el sistema de clasificación Q de Barton (1974) y establece los mismos, como los métodos de preferencia adoptados dentro de la normativa.

Más adelante en el manual se presenta la estimación del sostenimiento a partir de las clasificaciones geomecánicas en la sección 3.804.105, donde para estimar las presiones sobre el revestimiento se tratan como los métodos más empleados: La clasificación de Terzagui, el índice RMR y índice Q, dedicando muy buen detalle en estos aspectos.

6.1.4 Normativa en México

La normativa actual de México es una de las más recientes; en este país la primera edición de un manual referente al diseño y construcción de túneles fue publicado en 2016, el cual consta de 19 capítulos, donde aproximadamente la mitad de estos hacen referencia al diseño geotécnico o son complementarios. A continuación, se hace mención del contenido de los capítulos que se refieren al diseño geotécnico de túneles:

- *Capítulo 4 – Integración geotécnica y diseño preliminar:* El manual presenta las clasificaciones geomecánicas de la roca, con unas descripciones detalladas del RQD, RMR, Q de Barton y GSI; continúa con la estimación de los parámetros de deformabilidad y resistencia del macizo rocoso; y presenta una serie de correlaciones empíricas partiendo de las clasificaciones del macizo. El manual deja explícito que se debe plantear un modelo geomecánico para el diseño, el cual sería complementado por estudios de campo y laboratorio, incluyendo también la topografía, entre otras características que puedan afectar el comportamiento durante la construcción. Para finalizar el capítulo, realiza recomendaciones de procedimientos constructivos dependiendo de la calidad del macizo rocoso.

-
- *Capítulo 5 – Proyecto de los tajos de acceso:* Se centra especialmente en el diseño de portales (tajos de acceso), tiene en cuenta desde la parte geométrica, diseño de estabilidad, diseños estructurales, hasta los diseños paisajísticos.
 - *Capítulo 6 – Análisis de excavaciones:* Para el análisis de las excavaciones pone como premisa el uso de programas de cómputo avanzados que permitan modelar el comportamiento geomecánico, pero aclara, que muchos comportamientos se deben resolver de manera conceptual y analíticamente, a modo de tener un panorama amplio, y no dejar que sean los programas los que determinan la respuesta. Definen las consideraciones previas que se deben tener en cuenta y la selección de los criterios de cálculo, donde comienza a jugar un papel muy importante si el terreno es suelo, o roca o ambos, la selección del análisis 2D o 3D, los niveles de incertidumbre y elementos de soporte, estabilización y reforzamiento.

Para el cálculo numérico da pautas acerca de cómo se debe realizar: modelización de las fases y etapas de excavación y sostenimiento; parte constitutivo; medios continuos, discontinuos y continuo-equivalentes, modelos continuos en medios no estructurados; modelos de medio continuo equivalente; modelos discontinuos; métodos discretos vs continuo equivalente

- *Capítulo 7 – Métodos de excavación:* realizan un análisis en la selección del método de excavación, la definición de las fases y las secuencias de excavación, luego hacen una descripción del método mediante el uso de explosivos y excavación mecánica. También dedican un subcapítulo para la extracción del material producto de la excavación.
- *Capítulo 8 – Sistema de sostenimiento:* definen los tipos de sostenimientos, en cada uno de estos explican su instalación, ventajas y requerimientos de diseño. Los sostenimientos mencionados son concreto lanzado, anclas tensadas y anclas de fricción, marcos metálicos, sistemas de enfilaje frontal y concreto colado *IN SITU*.
- *Capítulo 9 – Análisis y diseño estructural de los sistemas de sostenimiento:* se realiza la modelización de los sistemas de sostenimientos mencionados en el anterior capítulo, un análisis y diseño estructural de estos.
- *Capítulo 10 – Túneles falsos y boquillas:* se definen los aspectos físicos a considerar en los análisis de estas estructuras, su modelización y análisis.
- *Capítulo 11 - Revestimiento definitivo y acabados:* es un capítulo corto donde describen los tipos de tratamientos definitivos y las instalaciones de estos, definen los criterios estructurales, pero sin adentrarse a este.
- *Capítulo 12 – Drenaje e impermeabilización:* definen los requisitos del sistema de impermeabilización, definen el geotextil y la geomembrana, sus características y propiedades. Para el drenaje al interior del túnel definen los drenes, los cruces, los pozos y cunetas, definen sus geometrías y dimensiones mínimas.
- *Capítulo 13 – Seguimiento técnico y auscultación* Aunque este capítulo no se refiere al diseño como tal, es de suma importancia porque en este se indica la importancia de la interacción de las partes involucradas en la obra, indican las actividades de seguimiento técnico durante la construcción del túnel, y describe detalladamente las actividades que se deben realizar desde la toma de datos, verificación y seguimientos, hasta la elaboración de los planos “as built”

6.1.5 Normativa en EEUU

La normativa de EEUU *Technical manual for design and construction of road tunnels – civil elements* fue publicada por U.S. Department of Transportation Publication & Federal Highway Administration en el año 2009. Las recomendaciones iniciales de este manual técnico establecen que las investigaciones que aborden los temas geotécnicos tengan énfasis no solo en el suelo y las propiedades de la roca, sino que también en sus posibles comportamientos durante la excavación. Con base en esto en el Capítulo 3 está dedicado a las investigaciones geotécnicas, se establece un programa de mapeo geológico con el objeto de caracterizar y documentar el estado del macizo rocoso, donde se recomienda realizar mapeos de la cara del túnel en el cual se presente todos los aspectos relevantes de la roca encontrados, tipo de roca, juntas, zonas de cizallas, condición de infiltraciones, cualquier otra observación significativa.

La normativa en el Capítulo 6 trata los mecanismos de falla del macizo rocoso, ya que resulta esencial para el diseño de los sistemas de apoyo para las aberturas, y posteriormente el apartado 6.3 se centra en las clasificaciones del macizo rocoso, definiendo inicialmente el sistema de clasificación impuesto por Terzaghi (1946), dando una breve descripción de esta, así como del sistema RQD, sistema Q de Barton et al.(1974) y establece que este sistema, tiene mejores aplicaciones en masas de roca articulada, donde la inestabilidad es causada por la caída de rocas y que para la mayoría de otros tipos de comportamiento del terreno en túneles, este y los otros sistemas de clasificación empíricos tienen limitaciones. Por último, define la clasificación RMR, donde para el propósito del manual permite correlaciones entre Q y RMR.

Tabla 6-3. Soporte según tipo de macizo rocoso

Tipo de macizo	Pernos de roca	Pernos de roca con malla de acero	Pernos de roca con concreto lanzado	Perfiles metálicos y viga de piso con concreto lanzado	Concreto vaciado in-situ	Concreto prefabricado
Roca dura	O	O				
Roca Media		O	O			
		O	O	O		
Roca blanda			O	O	O	O
				O	O	O
Suelo				O	O	O

Fuente: Traducción del Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (2009).

La estimación del módulo de deformación del macizo rocoso debido a que los métodos de cálculo in situ son muy costosos, define su determinación por métodos indirectos, en este aspecto trabaja bajo la correlación RQD con un módulo de reducción de radio, E_M/E_L , donde E_L representa el modulo determinado en laboratorio a partir de pequeñas muestras de roca intacta y E_M representa el módulo del macizo rocoso, como se muestra en la Tabla 4-1.

En el apartado 6.6 dedicado al diseño y evaluación del soporte del túnel, la La normativa en el Capítulo 6 trata los mecanismos de falla del macizo rocoso, ya que resulta esencial

para el diseño de los sistemas de apoyo para las aberturas, y posteriormente el apartado 6.3 se centra en las clasificaciones del macizo rocoso, definiendo inicialmente el sistema de clasificación impuesto por Terzaghi (1946), dando una breve descripción de esta, así como del sistema RQD, sistema Q de Barton et al.(1974) y establece que este sistema, tiene mejores aplicaciones en masas de roca articulada, donde la inestabilidad es causada por la caída de rocas y que para la mayoría de otros tipos de comportamiento del terreno en túneles, este y los otros sistemas de clasificación empíricos tienen limitaciones. Por último, define la clasificación RMR, donde para el propósito del manual permite correlaciones entre Q y RMR.

Tabla 6-3 enumera los sistemas de apoyo de túnel típico utilizado en la práctica actual para diversas condiciones del terreno. En este apartado se abarcan la práctica del diseño y la evaluación de soportes iniciales del túnel partiendo de los métodos empíricos, dentro de los cuales se establece la estimación inicial del soporte para túneles propuesto por Terzaghi y Q de Barton en la cual hace una salvedad referente al desarrollo de la metodología del sistema Q de Barton, el cual nace de más de 1000 proyectos de túneles, en su mayoría excavados por métodos de perforación y voladura; propone entonces para excavaciones mediante tuneladora producto de una perturbación de la roca considerablemente menor.

Con base en los métodos analíticos, la normativa establece el uso de las ecuaciones de Kirsch y en cuanto a los métodos numéricos presenta una tabla detallada con los programas recomendados de acuerdo con el tipo de aplicación, para los cuales los modelos numéricos aplicables son: Método de las diferencias finitas (FDM), Método de elementos finitos (FEM), Método de los elementos discretos (DEM).

El capítulo 7 establece los requerimientos de análisis, diseño y construcción de túneles en suelos blandos, dando una clasificación de estos y proporcionando soluciones analíticas y numéricas de análisis. En el caso del estudio de túneles de terreno difícil, el capítulo 8 cubre este tópico, Por último, el capítulo 10 establece todas las consideraciones del diseño del soporte permanente del túnel.

6.1.6 Normativa en Austria

Para el análisis del estado del arte en manuales sobre túneles en Austria se analizó el *Guideline for the geotechnical design of underground structures with conventional excavation*, el cual es una traducción al idioma inglés de la versión 2.1 realizada en el año 2010, y este manual austriaco fue publicado por la Sociedad Austriaca para geomecánica.

El manual tiene como objetivo establecer la optimización económica del diseño geotécnico para la construcción, teniendo en cuenta aspectos como las condiciones del terreno, los parámetros, los sistemas de clasificación y sus recomendaciones para la excavación y apoyo de la abertura con base en experiencias en condiciones específicas. El mismo se divide en dos fases: La fase de diseño en la Figura 6-2 y la fase de construcción en la Figura 6-3.

Determina 7 pasos de diseño, el primer paso se trata en la determinación del tipo de terreno, determinación de un modelo geológico básico y definir los parámetros geotécnicos. El paso 2 se trata en la determinación y asignación del tipo de comportamiento del suelo, en la cual se presenta en la Tabla 2 del documento, en el paso 3 se define el tipo de excavación de acuerdo con los tipos de terrenos y soporte.

En el paso 4 se evalúa el sistema de excavación considerado, analizando secuencia de excavación y estabilidad en el frente, en el paso 5 se debe llegar a un método de excavación y soporte, determinando el comportamiento del macizo. En el paso 6 se basa en el informe de los pasos anteriormente mencionados y por ultimo el paso 7 es la determinación de la clase de excavación a base de las anteriores medidas y es requisito para las cláusulas de los documentos de licitación.

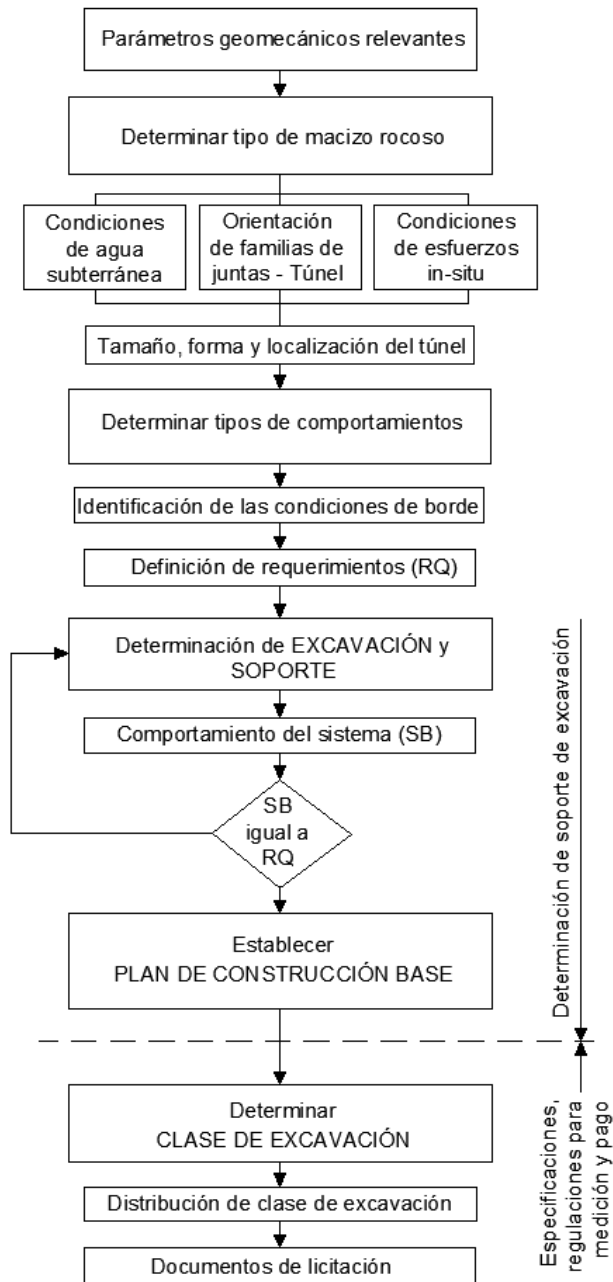


Figura 6-2. Procedimiento estratégico del diseño geotécnico de túneles.
Fuente: Traducción propia de la Guía de diseño de la Austrian Society for Geomechanics, (2010).

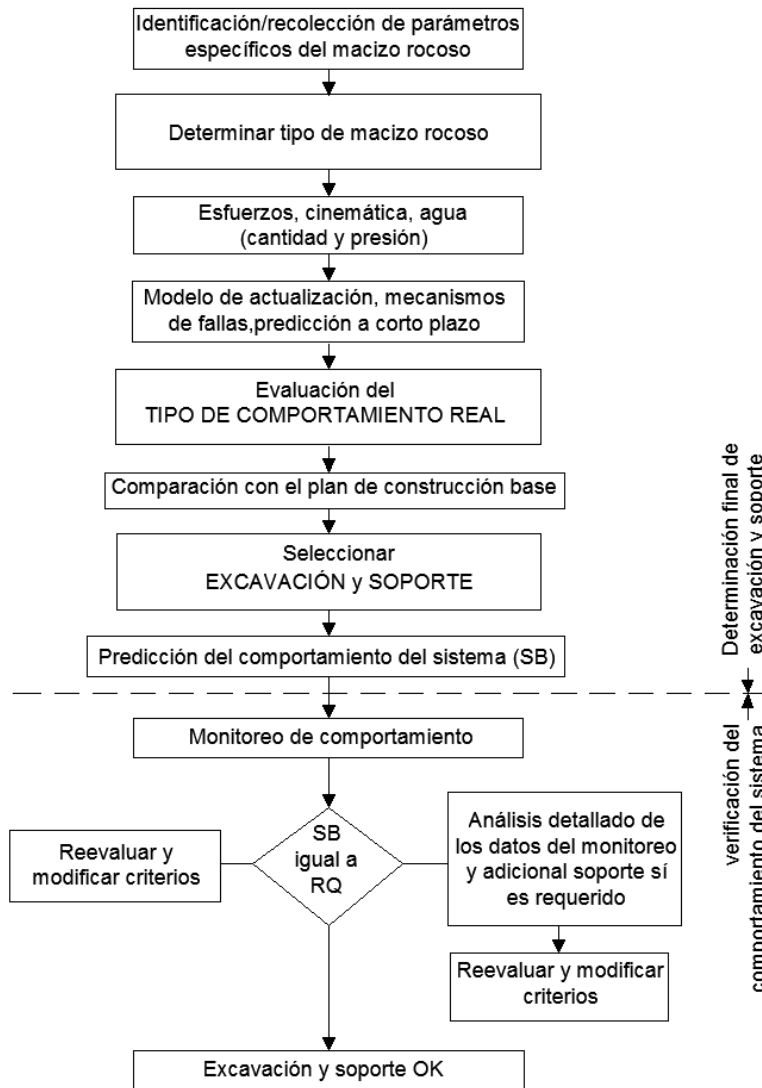


Figura 6-3. Procedimiento básico de la determinación de las medidas de construcción y verificación del comportamiento del sistema durante la construcción.

Fuente: Traducción propia de la Guía de diseño de la Austrian Society for Geomechanics (2010).

6.1.7 Normativa de España

Se realizó un análisis de la normativa de España, la cual fue publicada en el 2015, está toma el nombre de “*Guía sobre control geotécnico en minería subterránea*” realizada por la Secretaria de Estado de Energía del ministerio de Industria, Energía y Turismo y la Universidad Politécnica de Madrid, esta normativa aplica para excavaciones subterráneas de macizos rocosos.

En la normativa española tratan el tema de la caracterización geotécnica, la obtención de los parámetros geotécnicos. Luego se exponen los diferentes métodos utilizados para el diseño de sostenimiento y muestran la importancia de los esfuerzos “in-situ”. En la elección de diseño del sostenimiento presentan las limitaciones de las curvas

características o de convergencia-confinamiento el cual lo presentan como el método analítico. Luego indican el método observacional, en donde se sitúa el NATM. Los métodos empíricos el cual lo recomiendan para etapas de estudios preliminares mencionan autores como Terzaghi, Lauffer, Deere et al, Wickham et al, Beniaowski y Barton. Adicional a los métodos anteriores se menciona el método gráfico de estabilidad y métodos analíticos, estos últimos los recomienda para cuando las simplificaciones de los métodos anteriores no son asumibles.

Para los elementos del soporte del túnel, sostenimiento en madera, entibados metálicos, bulones, concreto lanzado y tratamientos especiales; se describe cada uno y las consideraciones que se debe tener en cuenta para el diseño.

El sistema de auscultación se describe a detalle y se indica el proceso de control y seguimiento mostrado en la Figura 6-4, indican las variables y parámetros a tener en cuenta, también los diferentes equipos para estas mediciones. Se indica que si estas mediciones sobre pasan los umbrales establecidos se deberá instalar elementos de refuerzos en el túnel mediante el estudio individual de cada caso.

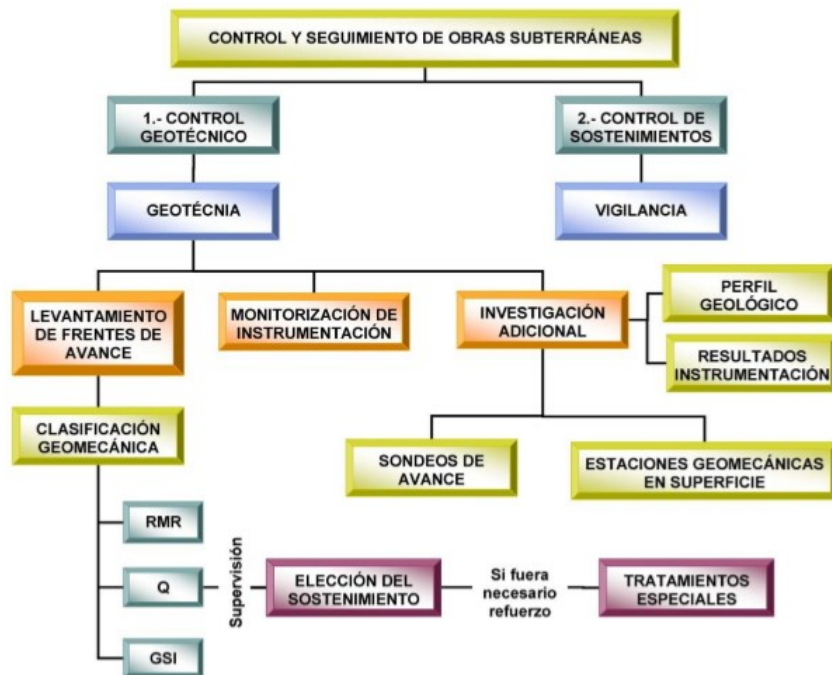


Figura 6-4 Proceso de control y seguimiento de una excavación subterránea
Fuente: Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (2015).

Para terminar, se presentan unas pautas para la evaluación geotécnica, la cual tiene el fin de orientar en la inspección y el control geotécnico, la cuales cuenta de tres fases, la fase inicial evalúa la exploración y el diseño, la segunda la fase de desarrollo, en donde se evalúa la estabilidad y estados de sostenimientos y la fase de evaluación en el cual plantean la elaboración de un informe donde se entreguen recomendaciones según lo encontrado en las fases anteriores.

6.1.8 Normativa de Japón

Las investigaciones enarcanadas en la realización del arte condujeron a un manual del continente del Asia con el fin de conocer cómo se maneja la normativa en los túneles en la actualidad, se contó con “*Guideline for design of road tunnel*” publicado en febrero del 2018 por las entidades Road Development Authority (RDA) y Japan International Cooperation Agency (JICA). Este manual en comparación de los manuales analizados es menos extenso y realiza la salvedad que su aplicación solo es para túneles construidos por el método NATM (1964), por consecuente que todo el diseño es enfocado en este método.

Para las clasificaciones de las rocas, menciona RQD, muestran ejemplos de tipos de soporte dependiendo de la calidad, donde muestran la cantidad y espaciamentos de los soportes.

Se pueden aplicar diseños bases en condiciones similares, es decir, que si al comenzar un diseño de un túnel se tiene un túnel construido en su proximidad, este puede tomarse como base para el diseño del soporte y la construcción del túnel nuevo, para esto pone en consideración aproximadamente 7 preguntas (Tabla 3-4 del Manual) para conocer la aplicabilidad de esto, se presenta su traducción en la Tabla 6-4.

Tabla 6-4. Puntos de enfoque respecto a la similitud de los túneles

ITEM		PUNTOS DE ENFOQUE
Función del túnel		¿Las funciones del túnel son iguales?
Condición del terreno	Clase de terreno	¿Es el mismo tipo de terreno?
	Sobrecarga de la topografía	Son similares la topografía y la sobrecarga?
	Propiedades de la topografía	Si las especies de rocas y la geología se deteriora, las condiciones del agua subterránea, etc. ¿Son similares?
Sección transversal: forma y dimensión		La forma y dimensión de la sección transversal son similares?
Impactos en el entorno		¿si los valores de regulación son similares?
Construcción de proximidad después de la finalización		Tipo, relación posicional, escala, etc. ¿Son similares?

Fuente: Traducción propia de Guideline for design of road tunnel (2018)

El método de análisis de los túneles a elegir depende de los objetivos del mismo, entre ellos pueden estar: el método teórico analítico, métodos de elementos finitos o análisis de estructura de pórtico. El método teórico analítico se recomienda para un estudio preliminar y evaluar la estabilidad del soporte; para el análisis de elementos finitos su uso puede ser más extenso que el método analítico, se puede analizar el comportamiento del terreno durante la excavación, la evaluación de la estabilidad del soporte, estimación de la envolvente de impacto, comportamiento del revestimiento en suelos expansivos y efectos en construcciones cercanas; por último el análisis de pórtico se puede emplear en el diseño del revestimiento final. Para estos métodos de análisis no mencionan un programa o un autor en particular.

Por otro lado, introducen un concepto de diseño modificado, el cual se basa en la importancia de ir modificando el diseño de acorde a las propiedades y desplazamientos obtenidos durante la construcción del túnel. Estas modificaciones o correcciones del

diseño se deben realizar oportunamente evitando que el terreno pierda su capacidad portante.

Para el diseño de las zonas de portales, definen la zona de portal hasta que la cobertura del túnel desde la bóveda hasta la superficie del terreno sea entre 1 a 2 diámetros del túnel, en estas zonas se deberán evaluar problemas especiales como los son: Falla en la pendiente o deslizamiento de tierra, presión asimétrica, insuficiente capacidad de carga del suelo, colapso de la entrada, asentamiento de la superficie del suelo, Caídas de rocas, flujo de escombros o avalanchas y estructuras vecinas.

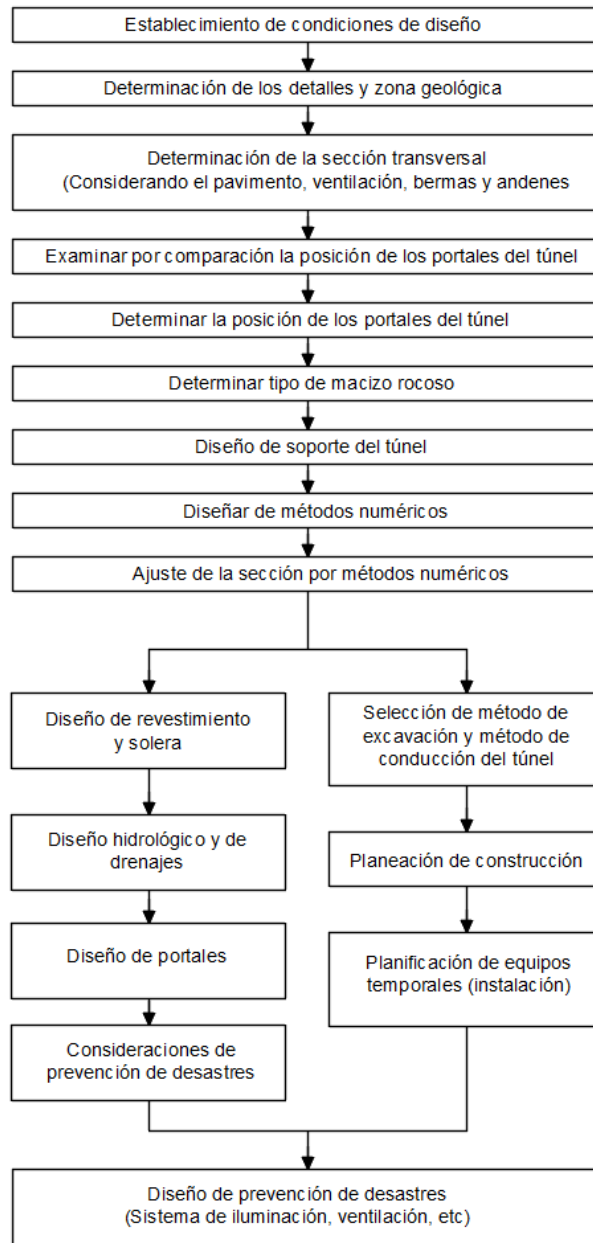


Figura 6-5. Diagrama de flujo del diseño de túneles de acuerdo con la norma de Japón.
Fuente: Traducción propia de Guideline for design of road tunnel (2018)

Finalmente, en la Figura 6-5 se muestra el diagrama de flujo del diseño de túneles propuesto por la normativa japonesa, enfocada en el método NATM.

6.2 CUADRO COMPARATIVO DE MANUALES

Con el objeto de establecer una comparación entre los niveles de descripción que tienen las normas estudiadas en referencia al diseño geotécnico de túneles, se presenta un cuadro comparativo dividido en 10 tablas (tablas 6-5 a 6-14)

Tabla 6-5. Cuadro comparativo de clasificaciones geomecánicas empíricas

NORMATIVA (País - Año de publicación)	CLASIFICACIONES GEOMECANICAS EMPIRICAS		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	Se mencionan los índices de clasificación RMR, Q y GSI como los de uso de mayor frecuencia en el territorio, remitiendo a la bibliografía recomendada sobre los mismos. (Apartado 4.4.6)	Hace énfasis, que durante el proyecto se debe realizar una clasificación como mínimo por medio de 2 sistemas de aceptación reconocida y dictamina que los lineamientos metodológicos de estos, son dados por la norma ASRM D5878.	Bajo
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	Se dividen en clasificaciones antiguas, como lo son las de Terzaghi clasificación modificada por Deere et al (1970) sobre la de Terzaghi, Lauffer, clasificación Rabcewic, Müller e índice de calidad RQD% , y clasificaciones modernas: Clasificación de Bieniawski (RMR), Barton (Q) y clasificación GSI	Dentro de las fases de reconocimiento se establece la realización de la clasificación geomecánica por medio de la clasificación RMR y Q de Barton.	Alto
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	Mencionan detalladamente las clasificaciones: RMR, Sistema Q de Barton, Clasificación de Terzaghi.	Presenta las disposiciones de los métodos y gráficas, con nivel de detalle.	Alto
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Presentan las clasificaciones: RQD (Deere, 1966), clasificación RMR (Bieniawski, 1989), sistema NGI (Q) y Geological strength index, GSI (Hoek, 1985)	Aclara que, al ser métodos altamente empíricos, los diseños no pueden ir basados en estos, pero si pueden servir para una aproximación en una primera etapa	Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Presenta 4 sistemas de clasificación: clasificación de Terzaghi, RQD, Q de Barton y clasificación RMR	Describe y explica detalladamente cada clasificación	Alto
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	No se presentan		Nulo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	Se presentan 3 sistemas de clasificación: Clasificación de Bieniawski (RMR), Barton (Q) y clasificación GSI	Describe y explica detalladamente cada clasificación	Medio
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	No se presentan	Se indica que cada clasificación depende de cada proyecto y que se debe realizar	Bajo

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-6 Cuadro comparativo de parámetros del macizo rocoso

NORMATIVA (País - Año de publicación)	COMPORTAMIENTO Y ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	No se presentan	Se establece que en las fases de diseño preliminar I y II es importante realizar levantamientos geológicos - geotécnicos, pero en ningún momento se establece la caracterización de los parámetros del macizo rocoso.	Nulo
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	Se recomienda la aproximación realizada por J.W.Bray	No se realiza una descripción del método	Bajo
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	No se presentan	En el estudio preliminar se menciona el estudio de la geología y geotecnia de la zona de estudio.	Nulo
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Definen los parámetros básicos a calcular, exponen de manera detallada correlaciones, también la obtención de estos a partir de datos experimentales.	En todos los métodos presentan la ecuación y gráficas, también realiza recomendaciones de cuándo es adecuado utilizarlas.	Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Presenta fórmulas para hallar el módulo de deformación teniendo la clasificación del macizo rocoso (RMR, GSI, Q)	Menciona que este enfoque se utiliza actualmente con poca frecuencia directamente en proyectos de diseño final del túnel. Sin embargo, todavía se considera que es una buena herramienta para los cálculos de los alcances de la obra y para validar los resultados obtenidos de la medición directa u otros métodos.	Medio
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	Determinación de los tipos de suelo	Establece los parámetros objeto de estudio de acuerdo al tipo de suelo, y establece que para fases tempranas se pueden usar métodos de clasificación simples y para fases posteriores se pueden usar métodos empíricos, numéricos o ensayos in situ, refiriendo a la bibliografía de estos; sin embargo, no se tratan en detalle en la norma.	Medio
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	Se describe detalladamente cada uno de los parámetros del macizo rocoso	Adicional al documento en el Anexo III Parámetros de las clasificaciones geomecánicas se presenta detalladamente la obtención de los parámetros.	Alto
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	No se presentan		Nulo

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-7. Cuadro comparativo de métodos numéricos de análisis

NORMATIVA (País - Año de publicación)	METODOS NUMÉRICOS DE ANÁLISIS		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	No se presentan		Nulo
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	Realizan una recomendación para suelos blandos: utilizar diferencias finitas o un híbrido; para macizos rocosos fracturados: elementos discretos y de contorno; y para suelos más complejos: diferencias finitas o elementos discretos	Se menciona UNWEDGE TM como programa para el cálculo de los requerimientos de sostenimiento para cuñas individuales.	Medio
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	No se presenta		Bajo
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Dedican un capítulo completo al modelado, definen las consideraciones previas, consideraciones especiales, el modelo más ajustable según el tipo de roca o suelo, según la profundidad del túnel, modelo en 2D y 3D, y la incidencia del método constructivo con un nivel alto de detalles	Se mencionan programas de análisis como FLAC 2D y 3D.	Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Los métodos numéricos se dividen en este manual dependiendo del tipo de terreno encontrado, si es un túnel en roca o si este se encuentra en suelo. También presentan análisis numéricos para el comportamiento de las infiltraciones de agua.	Tabla 6-7 del manual presenta los programas recomendados y especifica los tipos de análisis que realiza cada uno de estos y para qué tipo de terreno es adecuado usarlo	Alto
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	No se presentan	A lo largo del documento se mencionan la utilización de métodos numéricos para el análisis, pero en ningún momento se desarrollan o especifican	Nulo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	Se describen de manera leve los tipos de análisis numéricos para el diseño de las excavaciones subterráneas	En un cuadro se indican una lista de programas numéricos para la modelización	Medio
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	Especifica que los métodos analíticos son para una etapa preliminar, posterior a esto se debe realizar un diseño por FEM. No profundiza en la definición del método a emplear, pero si ejemplifican que se debe realizar el análisis por pasos en la Figura 3-1 para el análisis 2D.	Mencionan la teoría elástica de la continuidad; por otro lado se establece que los métodos analíticos y numéricos suelen ser de aplicación para túneles especiales y condiciones de terreno especial, dando algunos ejemplos de lo que esto significa, sin detallar en la materia	Medio

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-8 Cuadro comparativo de tipos de elementos de soporte

NORMATIVA (País - Año de publicación)	TIPOS DE ELEMENTOS DE SOPORTE DE TÚNELES		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	Describen detalladamente los tipos de soportes usados en la industria, tales como los pernos, los enfilajes, concreto lanzado, las fibras de acero, entre otras.	Presentan factores de seguridad para los soportes pseudoestáticos y estáticos, y dependiendo del soporte plantean factores de seguridad de flexión o cortante	Alto
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	Describen detalladamente los tipos de soportes usados en la industria, tales como los pernos, los enfilajes, concreto lanzado, las fibras de acero, entre otras. Detallan las propiedades de cada uno		Alto
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	No se presentan		Nulo
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Describen detalladamente los tipos de soportes usados en la industria, tales como los pernos, los enfilajes, concreto lanzado, las fibras de acero, entre otras. Detallan las propiedades de cada uno	Se presenta como se diseña cada elemento de soporte mencionado	Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Se realiza una descripción de los tipos de soporte y sus propiedades: Refuerzo en roca es decir pernos de roca, anclajes de roca entre otros, entibados o perfiles de acero, madera u otro, concreto lanzado, concreto prefabricado, entre otros.		Alto
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	No se presentan		Nulo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	Describen detalladamente algunos tipos de soportes sus propiedades mecánicas, pesos, y entre otras propiedades	Se presenta como se diseña cada elemento de soporte mencionado	Alto
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	Describen detalladamente algunos tipos de soportes sus propiedades mecánicas, pesos, y entre otras propiedades. Describen los beneficios que se obtienen al instalarlos en el soporte	Aunque presentan las propiedades mecánicas, su contenido en el manual es cualitativo respecto al aporte que tiene sobre el soporte.	Alto

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-9 Cuadro comparativo de análisis y diseño de soporte

NORMATIVA (País - Año de publicación)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE SOPORTE		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	No se presentan		Nulo
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	No se presentan		Nulo
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	Estimación del sostenimiento a partir de clasificaciones geomecánicas: Las presiones sobre el revestimiento se determinan por Clasificación de Terzaghi, índice RMR y índice Q.	Estas aproximaciones presentan limitaciones importantes y son muy conservadoras. Se establece como tendencia el uso de las clasificaciones basadas en los índices RMR y Q.	Alto
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Presenta un detallado análisis de cada tipo de soporte, el diseño detallado de estos desde las cargas que soporta cada elemento, como el diseño estructural que debe tener		Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Dividen tres tipos de diseño de soportes: método empírico, en este presentan unas gráficas y tipos de soportes de acuerdo a las clasificaciones empíricas; métodos analíticos, se presentan de manera muy superficial dentro de su apartado y se hace referencia para su visualización en el apéndice E; por último, presentan los métodos numéricos para análisis de modelos continuos y discontinuos.	Presentan una tabla en la cual recomiendan soportes típicos iniciales que debería tener el túnel variando la calidad del macizo rocoso (Tabla 6-7)	Alto
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	Se establece el análisis del comportamiento del sistema en el apoyo. Se menciona que los métodos de análisis dependen de las condiciones de contorno de la estructura bajo tierra, estableciendo los métodos: Soluciones de forma cerrada, Simulaciones numéricas, experiencia de estructuras similares en condiciones comparables.		Bajo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	Se mencionan los tipos de análisis y diseño de soporte		Bajo
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	No se presentan		Nulo

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-10. Cuadro comparativo de tipos de excavaciones

NORMATIVA (País - Año de publicación)	TIPOS DE EXCAVACIONES		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	No se presentan	Se menciona que adoptan la metodología de construcción NATM; sin embargo, no se dan detalles sobre los tipos de excavación.	Nulo
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	Dedica todo el capítulo 7 a la excavación en túneles, por lo cual es una temática muy completa.	Define mediante la tabla 7.4.1 los sistemas de excavaciones en función de condicionantes Geotécnicos y la longitud del túnel. Además, trata los métodos de excavación utilizados en la actualidad: Método Belga, NATM y SCL; y establece para qué tipo de suelo son más propicios.	Alto
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	No se presentan		Nulo
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Presenta todo un capítulo dedicado a los tipos de excavaciones.	Establece la utilización de métodos convencionales (Voladura), para suelos de alta resistencia, mientras que para resistencias medias o baja se pueden emplear voladura o excavación mecanizada indistintamente.	Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Recomendación de tipo de excavación de acuerdo al tipo de terreno encontrado		Medio
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	No se presentan	La metodología de trabajo del manual se centra en el proceso de excavación, pero no se presentan las metodologías o tipos de excavación.	Nulo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	No se presentan		Nulo
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	Este manual se basa en el método NATM	Los diseños se basan en el tipo de excavación NATM, expresados en las tablas 3-21 y 3-22 del manual.	Alto

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-11 Cuadro comparativo de portales de acceso

NORMATIVA (País - Año de publicación)	PORTALES ACCESO		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	Tipología de portales, diseño de portales y métodos de diseño aceptados para el análisis de taludes y portales, dan factores de seguridad basados en la norma NSR, análisis pseudoestáticos	Refiriéndose al diseño geotécnico, los portales son los que tienen más detalle en el manual	Medio
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	Se presentan los tipos de portales, recomendaciones de tratamientos según Romana (2000)	Trata las generalidades de los portales, los tipos y las condiciones de situación del portal, pero no especifica el diseño de los mismos.	Bajo
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	Presenta los portales como las obras más complicadas y singulares de los túneles y establece criterios básicos para su diseño.		Medio
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Realizan una definición de criterios para la geometría, definición de la geología y geotecnia, métodos analíticos del cálculo de estabilidad, tratamientos de estabilización, diseño de los tratamientos y diseño estético y paisajístico		Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Los portales de accesos son mencionados en varias zonas del manual, pero no especifican algún tipo de análisis requerido para estos o métodos de cálculo de estabilidad.	Se presenta unas recomendaciones para la construcción de estos pero son poco detalladas	Bajo
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	No se presentan		Nulo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	No se presentan		Nulo
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	Tratan detalladamente el tema del diseño de portales, los problemas (Tablas 3-7 y 3-8) y las consideraciones que se deben realizar en el caso de presentar dichos problemas, también los tipos de portales dependiendo de las condiciones encontradas, Tabla 3-9	Definen la zona de portal como un área donde se tiene una cobertura entre 1-2 Diámetros de la excavación.	Alto

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-12. Cuadro comparativo del revestimiento permanente

NORMATIVA (País - Año de publicación)	REVESTIMIENTO PERMANENTE		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	Definen tres tipos de soportes de acuerdo a la longitud del túnel o geología los cuales son RCS (Revestimiento de capa sencilla), RCC (Revestimiento de capa compuesta) y RCD (Revestimiento de capa doble). Presentando muy buen detalle en cuanto a su concepción y características.	Recomiendan el uso de RCD, independiente del tipo de túnel o condiciones geológicas del proyecto.	Medio
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	Definen el revestimiento permanente y ponen de ejemplo tres tipos: concreto lanzado, concreto prefabricado y concreto reforzado		Bajo
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	Tiene un apartado referido al revestimiento, pero no presenta detalles del mismo.	Apartado muy somero sin información relevante.	Bajo
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Definen los criterios estructurales que se deben tener en cuenta en el diseño definitivo, presenta 6 tipos de revestimientos: concreto colado reforzado con varillas; concreto colado reforzado con fibra; concreto colado con acero de refuerzo; concreto lanzado como revestimiento definitivo; elementos prefabricados (Dovelas); y Paneles		Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Se presenta un capítulo para el análisis de las cargas que tendría el revestimiento final y el diseño de este; además indican los factores de seguridad que se deben tomar dependiendo del tipo de carga y combinaciones de cargas. Presentan las fórmulas del análisis estructural y los factores de mayoración.	Dedican todo el capítulo 10 a este aspecto, con un muy buen nivel de detalle.	Alto
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	No se presentan		Nulo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	No se presentan	Este guía al estar mas enfocada a la minería no se presenta un revestimiento permanente	Nulo
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	Plantean los criterios de diseño que se deben tener en cuenta, mencionan que en el método NATM ese revestimiento permanente no soportaría la roca, y su espesor puede variar entre 30 y 40 cm	En el caso que el revestimiento mecánico esté expuesto a una carga ya sea hidráulica o a un terreno expansivo, se debe realizar un análisis numérico.	Alto

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-13. Cuadro comparativo soporte en túneles en suelo

NORMATIVA (País - Año de publicación)	SOPORTE EN TUNELES DE SUELO		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	No se Presentan	La normativa no presenta una sección dedicada al estudio del soporte de túneles en suelo.	Nulo
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	No se Presentan.	La norma inicialmente establece que está enmarcada en el diseño de túneles en zonas rurales, pero no especifica la orientación del diseño a un tipo de suelo específico.	Nulo
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	No se Presentan	La normativa no establece consideraciones especiales para túneles en suelo.	Nulo
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Dedican un capítulo especial para los túneles en suelo, indican los pasos que se deben realizar para el diseño, la recomendación del método de análisis y tipos de soportes.		Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Dedican un capítulo especial para los túneles en suelo, indican los pasos que se deben realizar para el diseño, la recomendación del método de análisis y tipos de soportes y mejoramientos de las capacidades del suelo.	Capítulo 7	Alto
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	No se Presentan	La norma está definida para roca y suelo, sin embargo, el sistema de soporte no se menciona.	Nulo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	No se Presentan		Nulo
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	No hacen diferencia específica entre soporte de túneles en suelos o roca, pero si mencionan los dos tipos de terrenos y los soportes empleados en cada uno de estos, y soportes especiales cuando el terreno es suelo, como lo son los soportes frontales.		Bajo

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 6-14. Cuadro comparativo de Normativas Internacionales para mapeo geológico

NORMATIVA (País - Año de publicación)	MAPEOS GEOLÓGICOS		
	CONTENIDO	COMENTARIO	NIVEL DE DETALLE
Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera (Colombia - 2015)	La normativa establece el mapeo y análisis de las discontinuidades del macizo rocoso durante las etapas de diseño de acuerdo con el apartado 4.4.6	Establecen que durante la fase de diseño se debe establecer la cartografía geológica y geotécnica detallada, pautando todos los elementos que componen la actividad y dejando la consulta de la bibliografía recomendada para cada elemento a estudiar.	Medio
Manual de carreteras - túneles, muros y obras complementarias; Volumen 1 (Perú -2014)	El subcapítulo 4.3.1 establece las consideraciones para efectuar la cartografía de afloramientos.	Menciona la cartografía geológica del área de estudio, el pilar de los trabajos de reconocimiento.	Medio
Manual de carreteras Volumen N°3 (Chile - 2012)	Se mencionan en las etapas preliminares de diseño como requerimientos de estudio.		Medio
Manual de diseño y construcción de túneles de carretera (México - 2016)	Se solicita un mapeo geológico en la etapa del diseño, donde el diseñador debe elaborar los posibles terrenos que se puedan encontrar en cada tramo, dejando claro que se pueden modificar. En la etapa de construcción se debe realizar otro de lo realmente encontrado		Alto
Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements (EEUU - 2009)	Se recomienda realizar mapeos de la cara del túnel donde se presente todo lo relevante de la roca encontrada, tipo de roca, juntas, zonas de cizallas, condición de infiltraciones, cualquier otra observación significativa.		Alto
Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (Austria- 2010)	No se Presentan		Nulo
Guía sobre control geotécnico en minería subterránea (España 2015)	No se Presentan		Nulo
Guideline for Design of Road Tunnel (Japón-2018)	No se Presentan		Nulo

Fuente: Elaboración propia (2020)

De lo cuadros anteriores, se puede señalar que resulta muy importante el establecimiento del análisis de cada una de las características estudiadas y los niveles de detalle de cada una de las normativas frente al desarrollo de proyectos de túneles.

6.2.1.1 Cuadro resumen de comparación de manuales

La Tabla 6-15, se muestra un resumen de la comparación de las normativas analizadas en este trabajo, se puede observar que la normativa más completa, en cuanto a las analizadas, es el Manual de diseño y construcción de túneles de carreta de México, la normativa colombiana se encuentra en un nivel medio-bajo en cuanto al contenido referente al tema de diseño geotécnico.

Tabla 6-15 Resumen de comparación de normativas

NORMATIVA (País - Año de publicación)	Colombia - 2015	Perú - 2014	Chile - 2012	México - 2016	EEUU - 2009	Austria - 2010	España - 2015	Japón - 2018
CLASIFICACIONES GEOMECAICAS EMPIRICAS	Bajo	Alto	Alto	Alto	Alto	Nulo	Medio	Bajo
PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO	Nulo	Bajo	Nulo	Alto	Medio	Medio	Alto	Nulo
METODOS NUMÉRICOS DE ANÁLISIS	Nulo	Medio	Bajo	Alto	Alto	Nulo	Medio	Medio
TIPOS DE ELEMENTOS DE SOPORTE DE TÚNELES	Alto	Alto	Nulo	Alto	Alto	Nulo	Alto	Alto
ANALISIS Y DISEÑO DE SOPORTE	Nulo	Nulo	Alto	Alto	Alto	Bajo	Bajo	Nulo
TIPOS DE EXCAVACIONES	Nulo	Alto	Nulo	Alto	Medio	Nulo	Nulo	Alto
PORTALES ACCESO	Medio	Bajo	Medio	Alto	Bajo	Nulo	Nulo	Alto
REVESTIMIENTO PERMANENTE	Medio	Bajo	Bajo	Alto	Alto	Nulo	Nulo	Alto
SOPORTE EN TUNELES DE SUELO	Nulo	Nulo	Nulo	Alto	Alto	Nulo	Nulo	Bajo
MAPEOS GEOLÓGICOS	Medio	Medio	Medio	Alto	Alto	Nulo	Nulo	Nulo

Fuente: Elaboración propia (2020)

6.3 APORTES Y RECOMENDACIONES

A continuación, se presentarán algunas recomendaciones y sugerencias para los puntos tratados en la comparación, estas se presentan y se realizan en su mayoría en base al manual de México, EEUU y de España. El objetivo es plantear pautas para la mejora del *Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera*, publicado el 2020 en el 06 de septiembre por el INVIAS en versión de socialización.

- Clasificaciones geomecánicas empíricas

En las clasificaciones geomecánicas empíricas se deben abordar en la temática del manual y se deben especificar que estas deben de ser usadas en etapas iniciales como lo es el planteamiento y diseños conceptuales de un túnel, se deben ampliar el capítulo 5.4.7 con las clasificaciones más usadas y reconocidas, mostradas del en la Figura 6-6.

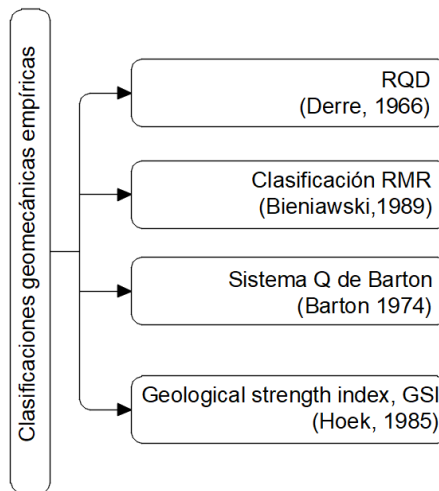


Figura 6-6 Clasificaciones geomecánicas empíricas
Elaboración propia (2020)

Se debe dejar claro que el uso de estas clasificaciones será en la fase temprana de los proyectos, y adicional a lo anterior servirán de apoyo tanto en el diseño como en la construcción.

- Parámetros del macizo rocoso

Como pilar del diseño geomecánico los parámetros del macizo rocoso deben determinarse por bajo métodos confiables y unificados en el medio, por esto es fundamental la adición de un capítulo, el cual puede ser similar al capítulo presentado en el ESTADO DEL ARTE EN DISEÑO GEOTÉCNICO DE TÚNELES en ESTIMACIÓN DE LOS PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO.

Adicional a lo anterior se tiene el Capítulo 4 de manual mexicano, el cual hacen un mayor detalle en la estimación de estos parámetros, con la mención de varios autores reconocidos en el medio. Con lo anterior se plantearían criterios mínimos para la estimación e integración de la exploración de campo y ensayos de laboratorios en la determinación de los parámetros.

- Métodos numéricos de análisis

El manual actual no contiene en el temario los métodos numéricos de análisis, por la alta complejidad del macizo rocoso el diseño está directamente ligado a los métodos numéricos. En la actualidad los diseñadores se apoyan en diversos programas para determinar el comportamiento de un túnel y su interacción con el soporte diseñado en cada tipo de roca y asimismo para hacer análisis de regresiones numéricas cuando los túneles están en etapa de construcción. Por lo anterior deben ser tratados a detalle en el manual, donde se realicen recomendaciones o sugerencias sobre la selección del método y programa de cálculo de la modelización numérica.

El tema referente a el diseño por métodos numérico se trata en el Capítulo 4.3 de la presente tesis, y en la Tabla 6-16 se presenta una recopilación de programas de análisis usados para el diseño de túneles la cual es una adaptación de la tabla presentada en Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels, Civil Elements (EEUU – 2009).

Tabla 6-16 Programas de análisis para diseño geotécnico

PROGRAMA	MÉTODO DE ANÁLISIS	DESCRIPCIÓN	APLICACIÓN EN TÚNELES
RS2 (Rocscience)	Método de elementos finitos	Programa 2D para aplicaciones en suelos y rocas. Se puede utilizar en diseño de excavación, estabilidad de taludes, filtración de agua subterránea, análisis probabilístico, consolidación y capacidades de análisis dinámico.	Túneles de macizos rocosos fracturados o suelos, fluencia plástica inducida por esfuerzos
RS3 (Rocscience)	Método de elementos finitos	Análisis 3D de estructuras geotécnicas para aplicaciones civiles y mineras. Aplicable tanto para rocas como para suelos, uso general para excavaciones subterráneas, diseño de túneles y soportes, excavación de superficie, diseño de cimientos, terraplenes, consolidación, filtración de agua subterránea y más.	Túneles de macizos rocosos fracturados o suelos, fluencia plástica inducida por esfuerzos
FLAC (Itasca)	Método de diferencia finitas	Programa para análisis geotécnico avanzado de suelo, roca, agua subterránea y soporte del suelo en dos dimensiones.	Túneles de macizos rocosos fracturados o suelos, fluencia plástica inducida por esfuerzos
FLAC 3D (Itasca)	Método de diferencia finitas	Programa de análisis Lagrangiano rápido continuo en 3 Dimensiones, es un software de modelado numérico para análisis geotécnicos de suelo, roca, agua subterránea, construcciones y soporte del suelo. Dichos análisis incluyen diseño de ingeniería, factor de predicción de seguridad, investigación y pruebas, y análisis retrospectivo de fallas.	Túneles de macizos rocosos fracturados o suelos, fluencia plástica inducida por esfuerzos
PLAXIS	Método de elementos finitos	Programa de análisis geotécnico de suelos, roca, agua subterránea y soportes.	Túneles de macizos rocosos fracturados o suelos, fluencia plástica inducida por esfuerzos
MIDAS	Método de elementos finitos	Programa enfocado a resolver problemas 3D y 2D de geotecnia, como: fundaciones profundas, excavaciones, sistemas de túneles, análisis de flujo, análisis de consolidación, diseño de terraplenes, análisis de estabilidad de taludes y análisis dinámicos.	Túneles de macizos rocosos fracturados o suelos, fluencia plástica inducida por esfuerzos
UDEC (Itasca)	Métodos de elementos discretos	Es un programa numérico bidimensional que simula la respuesta cuasi estática o dinámica a la carga de medios que contienen múltiples estructuras de juntas que se cruzan.	Fenómenos de estallidos de rocas inducidos por esfuerzos, túneles profundos

PROGRAMA	MÉTODO DE ANÁLISIS	DESCRIPCIÓN	APLICACIÓN EN TÚNELES
UDEC3 (Itasca)	Métodos de elementos discretos	Programa de modelado numérico tridimensional para análisis geotécnico avanzado de suelo, roca, agua subterránea, soporte estructural y mampostería. 3DEC simula la respuesta de medios discontinuos (como rocas unidas o ladrillos de mampostería) que están sujetos a cargas estáticas o dinámicas.	Fenómenos de estallidos de rocas inducidos por esfuerzos, túneles profundos
UNWEDGE (Rocscience)	Equilibrio limite	Programa de análisis de estabilidad 3D para excavaciones subterráneas en rocas que contienen discontinuidades estructurales que se cruzan (Formación de cuñas)	Túneles sujetos a desprendimientos de cuñas

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Análisis y diseño de soporte

Los elementos de soporte, aunque son mencionado uno a uno y descrito, no se adentran al tema del análisis de cada soporte, el análisis debe partir de la capacidad estructural de cada elemento, independiente si el modelo numérico en los programas de análisis arroje factores de seguridad seguros para el sistema soporte de cada tipo de roca. En la Tabla 6-17 se presenta un resumen de los temas recomendados que debería abarcar el manual, con el fin que el diseñador pueda tener como base o exigencia el análisis de los tipos de soportes utilizados en la excavación del túnel.

Tabla 6-17 Análisis y diseño de soportes recomendados

TIPO DE SOPORTE	ANÁLISIS RECOMENDADO	DISEÑOS ESTRUCTURALES
Concreto lanzado (reforzado con malla o fibra de acero o sintética)	Métodos numéricos, método Sigma-Épsilon, prueba de punzonamiento. Estado limite por agrietamiento, último esfuerzo cortante y servicio de agrietamiento	Resistencia media a la tensión axial, resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura. Cálculo de estabilidad de cuña soportada por concreto lanzado.
Pernos o anclajes	Análisis de distribución de esfuerzo, deformaciones y estabilidad	Diseño a flexión y resistencia al corte
Marcos o entibados metálicos	Análisis por cargas de aflojamiento, cargas por desprendimiento de cuñas	Resistencia a la carga axial, a flexión, flexo compresión
Concreto vaciado in-situ	Análisis estructural como concreto simple	Flexo compresión (en clave y paredes) cortantes (en paredes)
Concreto reforzado	Análisis de rigideces y resistencias equivalentes	Diseño flexo compresión y Diseño por cortante
Enfilaje frontal	Calculo analítico "Criterio del Ministerio de Fomento de España"	Diseño a flexión, Resistencia al corte y flexo compresión

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Tipos de excavaciones

En etapa preliminar del proyecto se deberá exigir al diseñador evaluar los tipos de excavaciones posibles y determinar cuál es la más adecuada en el entorno. En el manual

se basa en la excavación mediante el uso de explosivos, se debe adicionar las excavaciones mecánicas e incluir las máquinas tuneladoras, aunque en la actualidad el país no tiene túneles con máquinas tuneladoras, vemos que el constante crecimiento, donde se construye cada vez túneles más largos se puede llegar vertiginosamente a la utilización de estas máquinas y es de suma importancia comenzar a evaluar la optimización de los métodos de construcción, no solo los tipos de soportes.

- Revestimiento permanente

En la nueva versión del manual se eliminan todas las opciones de revestimiento definitivo, exceptuando el revestimiento RCD, el cual se refiere a soporte primario, capa impermeabilizante y concreto hidráulico vaciado in-situ, el tercero mostrados en la Figura 6-7. Figura 6-7 Configuración del revestimiento definitivo Se recomienda volver a retomar los diferentes tipos de revestimientos permanentes, donde se puedan tener la opción dependiendo del tipo de túnel y necesidad del proyecto la opción óptima de revestimiento permanente.

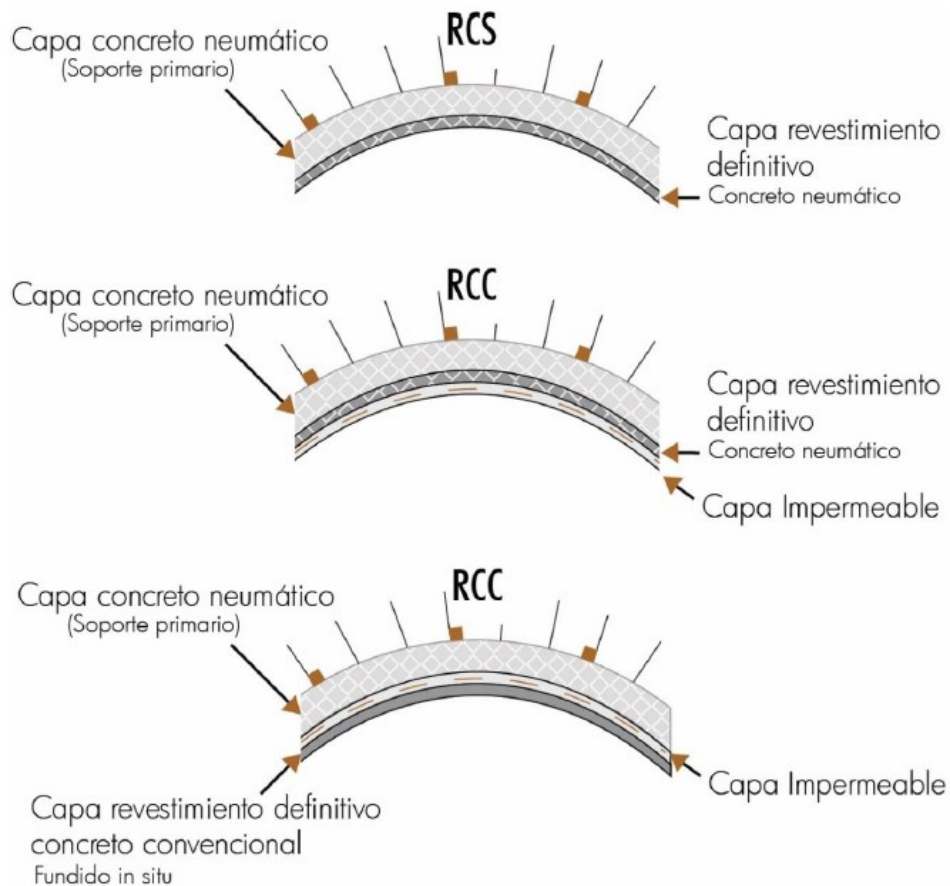


Figura 6-7 Configuración del revestimiento definitivo
Fuente: INVIAS (2015).

7 CASO PRÁCTICO METODOLÓGICO: TÚNEL DEL TOYO

En el presente capítulo se realiza un resumen del diseño de un túnel de Colombia en el departamento de Antioquia, Túnel del Toyo, el cual se encuentra en construcción durante el desarrollo de este trabajo de tesis. Los datos presentados a continuación son tomados de la información suministrada por la interventoría del proyecto, en esta se describen aspectos generales del diseño y datos obtenidos durante la construcción del túnel del Toyo, los resultados y análisis a obtener son académicos.

El Túnel del Toyo hace parte de las autopistas para la prosperidad, estas autopistas tienen como objetivo el desarrollo de vías de primera calidad para conectar Antioquia con los centros de producción y de consumo de la zona norte, occidente, oriente y centro del país. El tramo del túnel del Toyo ahorrará en 1 hora y media el tiempo de viaje entre Santa Fe de Antioquia y Urabá, será uno de los túneles más largos de América Latina y el más largo de Colombia, en el proyecto el túnel del Toyo está referenciado como el Túnel 17.

7.1 HISTORIA Y ESTUDIOS DEL TÚNEL DEL TOYO

Los estudios del túnel del Toyo contaron con tres fases de diseño, las cuales fueron realizadas por diferentes entidades, en el estudio de la fase I publicado en el año 2012, a cargo de la empresa ISA y elaborado por EDL, se realizaron estudios geológicos, geotécnicos, estructurales, hidrológicos, hidráulicos, entre otros. En la fase II del proyecto, realizados por la empresa Tyspa, en el año 2014, se realizaron estudios adicionales, como lo son la elaboración de la cartografía geológica en escala 1:5.000 la campaña geotécnica con exploración directa, prospección geofísica, análisis de taludes y sectorización de túneles. En esta etapa se identificaron las principales formaciones, Formación Penderiscvo (Ksu) y la Formación Barroso (Ksvb). La última fase la cual cuenta con una recopilación de las anteriores etapas, el informe fue suministrado por la interventoría Integral S.A, el cual titula: *Estudios y diseños fase III construcción del proyecto Túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento* el cual fue aprobado en el año 2017. Este informe fue realizado por la empresa de consultoría Geotúneles y con la revisión y aprobación del Consorcio Integral Túnel del Toyo.

7.2 UBICACIÓN Y ALINEAMIENTO

El Túnel del Toyo está localizado en el departamento de Antioquia, cruzando los municipios de Giraldo y Cañasgordas, al noroccidente del municipio de Medellín. El túnel se encuentra en carretera de cuarta generación, Autopistas para la Prosperidad, en el corredor Santa Fe de Antioquia-Cañasgordas, en el tramo denominado Túnel del Toyo y vías de acceso, el portal de entrada se ubica en la abscisa 27+125,00 y el portal de salida en la abscisa 36+855,00, para un total de 9.730 metros de longitud. En la Figura 7-1 se puede ver la localización general del proyecto.

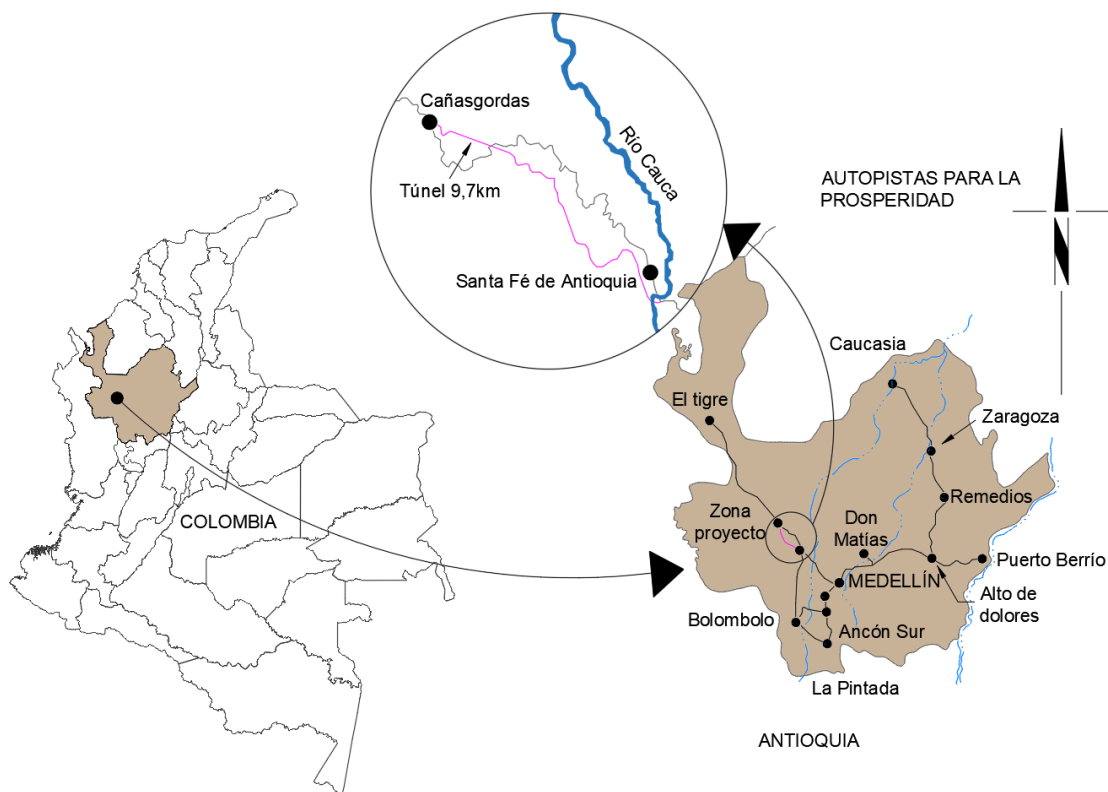


Figura 7-1. Localización general del Túnel del Toyo

Fuente: Elaboración propia (2020) Información tomada de Agencia Nacional de Infraestructura (2014)

Tabla 7-1 Coordenadas de portales del Túnel del Toyo

ABSCISA	PORTAL	COORDENADAS			
		GEOGRÁFICAS		PLANAS (MAGNA SIRGAS OESTE)	
		NORTE	OESTE	NORTE	ESTE
27+125	Entrada	6°40'33,75"	75°56'11,64"	1230145,554	1126161,553
36+855	Salida	6°43'37,67"	76°0'21,36"	1235779,275	1118478,081

El túnel cuenta con una cobertura máxima de 896 metros, en la abscisa 32+503. La velocidad de diseño del túnel es de 80km/h, cuenta con una galería de rescate de una longitud de 9.850 metros; esta se ubica a una distancia del túnel principal de 48 metros aproximadamente entre ejes, esta distancia varía dependiendo del alineamiento horizontal.

El alineamiento horizontal en su mayoría de su longitud es un alineamiento recto, tiene curvas espiralizadas y con radios de curvatura entre 610 m a 855 m El alineamiento vertical tiene una pendiente 0,9% ascendente y del 0,5% descendente, con un bombeo de 2,00% y un peralte máximo de hasta 5,6%. Estos dos se pueden observar en la Figura 7-2 y en la Figura 7-3.

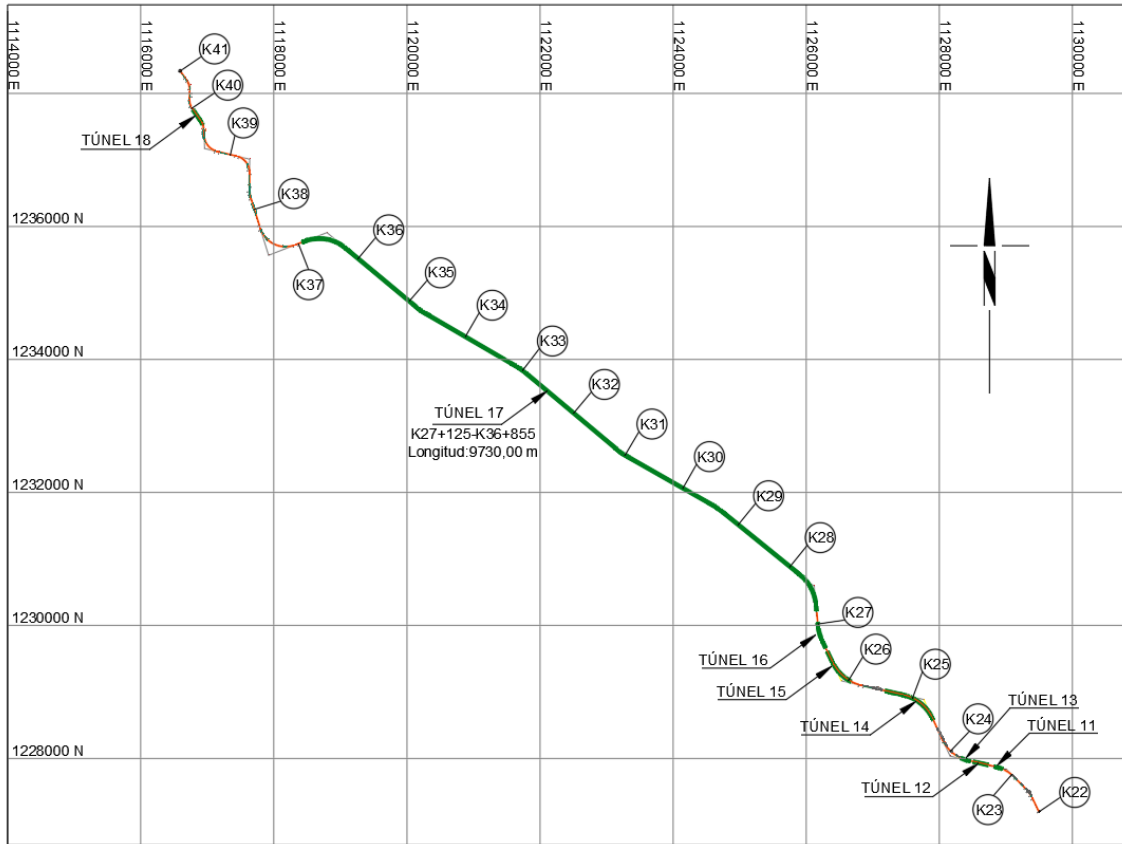


Figura 7-2 Planta general del Túnel del Toyo

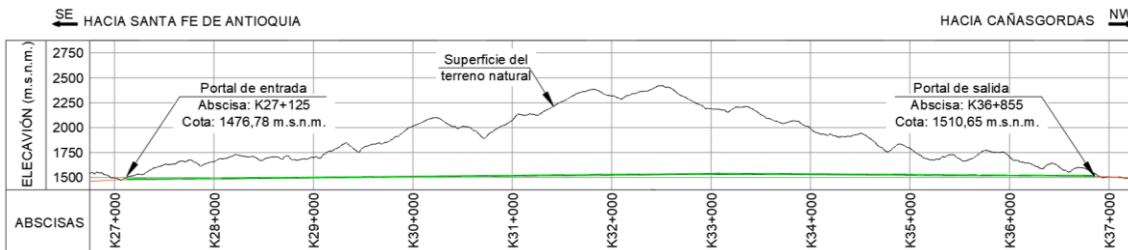


Figura 7-3 Perfil general del Túnel del Toyo

7.3 CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA DEL TÚNEL

A continuación, se presenta la geometría tanto del túnel principal como de la galería de rescate. La sección geométrica del túnel principal tiene las siguientes características:

- Dos carriles de 3,65 m de ancho cada uno.
- Sobre ancho de calzada (Berma) de 0,35 m a cada lado.
- Ancho de calzada (carriles + sobre anchos) de 8,00 m.
- Andenes de 1,00 m de ancho a lo largo de ambos carriles.
- Gálibo vehicular de 5,00 m.

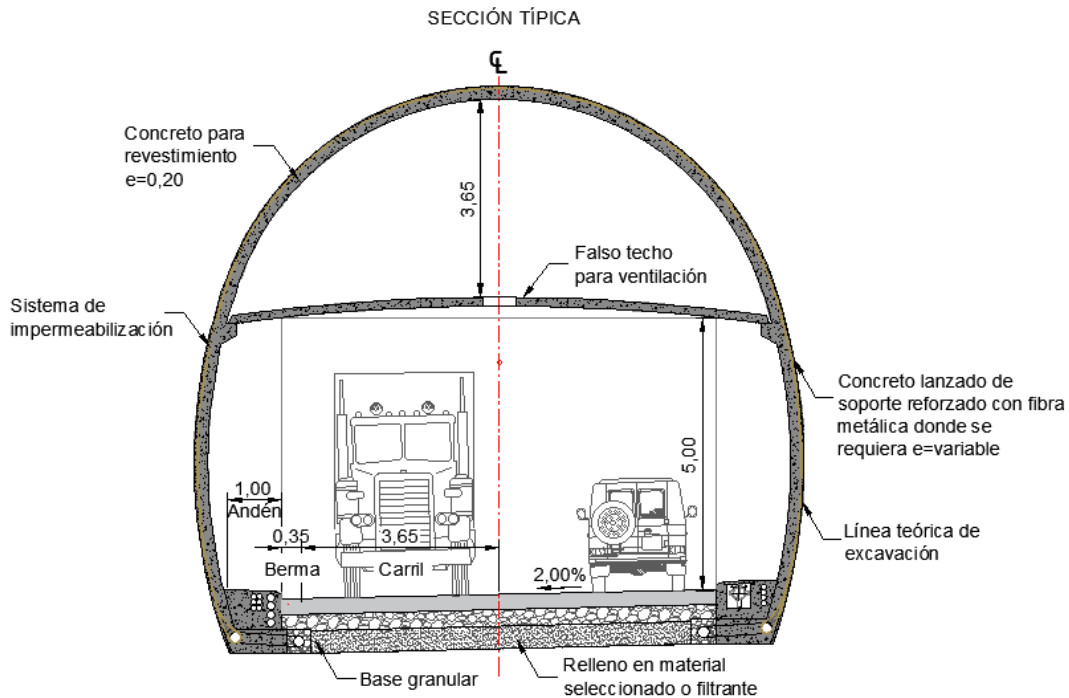


Figura 7-4. Sección geométrica túnel principal

SECCIÓN GALERÍA DE RESCATE
VEHICULAR TÚNEL DE ESCAPE

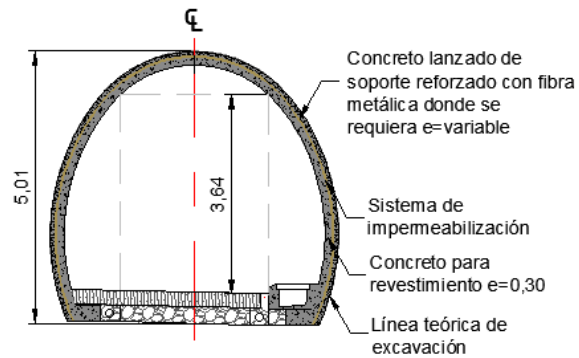


Figura 7-5. Sección geométrica galería de rescate

El túnel del Toyo tiene una galería de rescate paralela de 9.850 m, con un área libre de 16,56 m². Están previstas galerías de interconexión entre el tubo de circulación y la galería de rescate cada 400 metros. Existirán dos tipos de galerías:

- Galerías para peatones cada 400 metros (la primera estará ubicada a 450 metros de la boca de entrada y la última a 467 metros de la boca de salida respectivamente).
- Galerías que permitan el paso de vehículos cada 1.200 metros.

El eje del túnel principal se encuentra a una distancia aproximada de 48 m del eje la galería de rescate.

7.4 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

El Túnel del Toyo se ubica en la cordillera occidental de Colombia, con paisajes estrechos y profundos, pendientes altas, y con rocas volcánicas (ígneas) y sedimentarias depositadas en ambientes marinos y que por procesos orogénicos se han plegado y levantado a la posición actual.

La geología del área de estudio comprende unidades geológicas de origen ígneo de tipo volcánico, plutónico y unidades de origen sedimentario. Las unidades principales fueron asociadas a las denominadas Formación Barroso y Formación Penderisco. Todas las formaciones rocosas se encuentran afectadas por el tectonismo regional asociado al sistema de fallas de Cañasgordas-Tonusco.

- Formación Barroso (Ksvb): Esta unidad es conformada principalmente por rocas volcánicas localizadas en el flanco oriental de la Cordillera Occidental. Estas se encuentran intercaladas con lentes de rocas de origen sedimentarios del fondo marino. Las rocas volcánicas corresponden a basalto, diabasas, basaltos porfíricos, aglomerados y en ocasiones microgabros.
- Grupo Cañasgordas – Formación Penderisco (Ksu): Esta unidad de rocas sedimentarias se ubica en el flanco occidental de la Cordillera Occidental. Se encuentran formadas por dos miembros: Urao, compuesto por rocas sedimentarias de origen turbidítico, como areniscas, conglomerados y arcillolitas y Nutibara, compuesto por rocas de origen químico como liditas, chert y calizas negras. El Miembro Urao corresponde a una secuencia de más de 3.000 m de espesor de sedimentitas plegadas y falladas que se encuentran reposando sobre las rocas volcánicas de la Formación Barroso al oriente y que están suprayacidas por el Miembro Nutibara en al oeste.

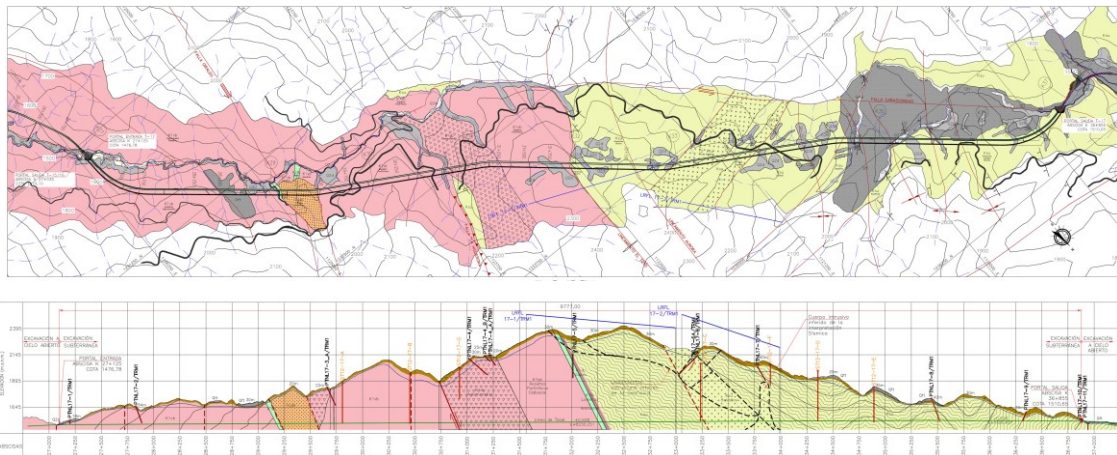


Figura 7-6. Planta y perfil geológico del túnel del Toyo.

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

Aproximadamente en la abscisa K32+000 en la divisoria de aguas que drenan hacia el río Cauca al sur y con las aguas que drenan hacia Urabá, se encuentra el contacto entre las dos formaciones. En el informe se deja explícito que en los recorridos de campo no se evidenciaron características estructurales de este tipo de contacto entre las formaciones geológicas.

En algunas zonas se presentan depósitos cuaternarios de tipo fluviotorrencial (Qft), con espesores cercanos de 15 a 20 m. Los depósitos de tipo aluvial recientes (Q2al), se desarrollan en el área de influencia del río Sucio, que atraviesa la zona de estudio con sus respectivos drenajes secundarios. Los depósitos de coluvión (Q2d) y de conos de abanico (Qca), se desarrollan más en la zona de influencia del sistema de la Falla de Cañasgordas, formando depósitos de gran extensión y espesor, principalmente hacia el sector de Cañasgordas, donde finaliza el área de estudio.

7.5 MODELO GEOLÓGICO

El Modelo geológico se realizó a partir de información secundaria de las etapas anteriores del proyecto, este se ajustó y complementó con sondeos geotécnicos, estudios geofísicos, estudios de laboratorio para suelos y rocas, estudios de petrografía, instalación de piezómetros y pruebas de campo de permeabilidad.

Como se mencionó en el capítulo 7.4 el túnel se ubica en dos formaciones: la vertiente suroriental tiene rocas volcánicas asociadas a la Formación Barroso y la vertiente noroccidental conformada por rocas sedimentarias de la Formación Penderisco.

El sistema de falla en la zona es predominante la falla Cañasgordas, la cual tiene un rumbo de N50°W, la cual es subparalela al alineamiento del túnel, esta afecta las rocas del portal de salida en el cual se presentan rocas de falla y cataclasis en afloramientos adyacentes al portal, aparte se identificaron fallas locales, lineamientos y zonas de cizallas. En la Tabla 7-2 y en la Figura 7-7 de presentan estas fallas:

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

Tabla 7-2. Abscisas de fallas maestras en intersección con el eje del Túnel del Toyo.

FALLAS MAESTRAS	ABSCISA	DISTANCIA ENTRE FALLAS MAESTRAS EN LA LONGITUD DEL TÚNEL
Portal entrada	27+125	0
Lineamiento Giraldo	29+940	2.852
Falla La Higuera	30+520	310
Lineamiento el Toyo	32+100	1.580
Falla La Aurora	32+890	790
Falla Los Perros	34+770	1.880
Portal Salida	36+855	2.156

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

El lineamiento el Toyo, es el límite que casi coincide con la divisoria de aguas y la cual limita los dos dominios, entre la formación Barroso y la formación Penderisco. I

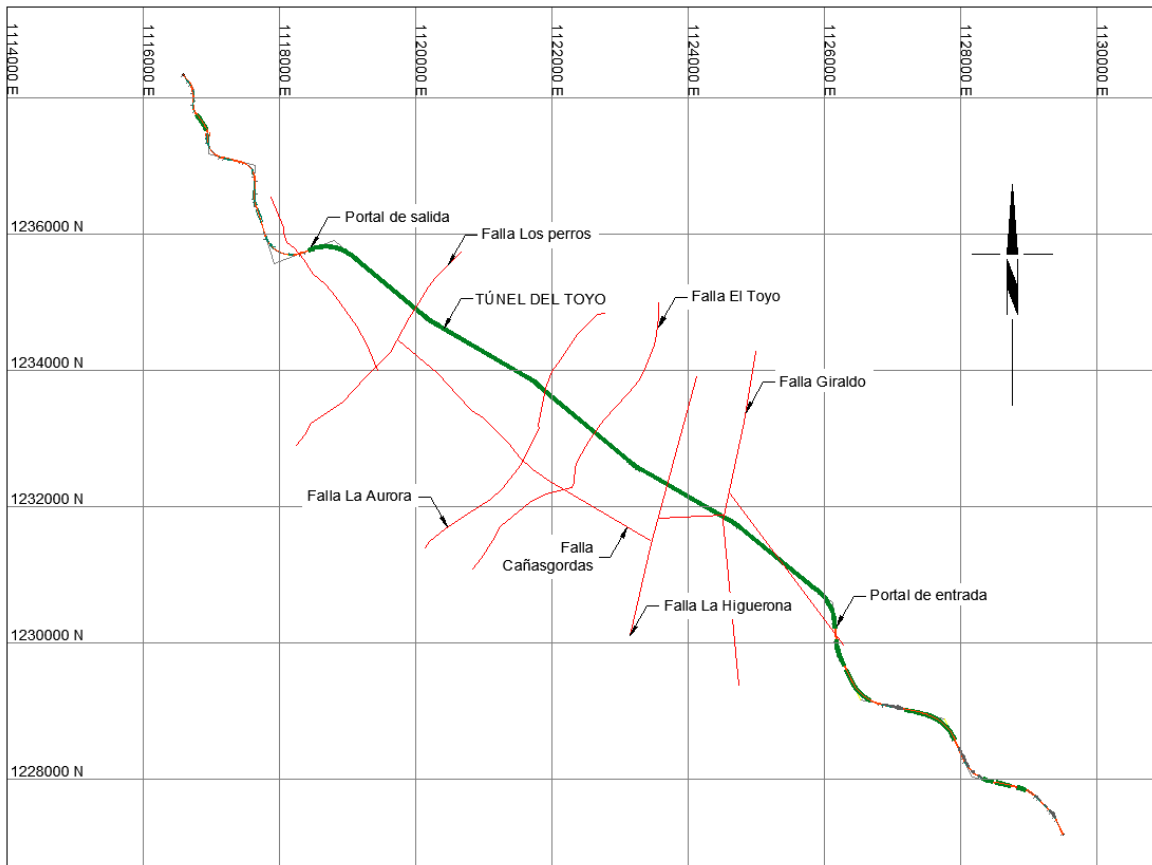


Figura 7-7. Fallas maestras en intersección con el eje del Túnel del Toyo.

El sitio donde se encuentra ubicado el túnel del Toyo está influenciado por el sistema de falla geológica de Cañasgordas, falla de rumbo de tipo sinistral, con orientación N40W/76SW. Buzamiento casi vertical y una dirección del movimiento normal, denominado falla oblicua. La falla con actividad de bajo grado.

El modelo geológico del diseño se presenta en la Figura 7-8 y en la Figura 7-9, y en la Tabla 7-3 se indican las leyendas geológicas y convenciones de los perfiles del modelo geológico.

Tabla 7-3. Leyenda Geológica y Convenciones
LEYENDA GEOLÓGICA

Q2d	Depósito Coluvial	Fragmentos de roca de tamaño variable, angular a subangular, poco porcentaje de matriz, limosa a limo - arcillosa.	Pgab	Andesita Buritica	Andesita Hombléndica.
Qft	Depósito Fluvio-torrencial	Bloques de gran tamaño a gravas, angular a subangular, matriz arenosa a limo arcillosa de composición heterogénea.	K1vb	Formación Barroso Volcánico	Basaltos, Diabasas, Andesitas, Tobas.
Ksu	Formación Penderisco	Limolitas, Lodolitas, Lutitas, Liditas y Grauvacas; interstratificadas con rocas volcánicas de tipo Basaltos y Diabasas.	K1vb	Formación Barroso Volcánico	Predominio de Aglomerados.
Ksu	Formación Penderisco	Predominio de Gabros, Basaltos y Diabasas.	CONVENCIONES		
K1lb	Formación Barroso Liditas	Liditas, lutitas	—	LINEAMIENTO	—
			—	CONTACTO DEFINIDO	—
			—	CONTACTO INFERIDO	—
			—	FALLA DE RUMBO DEXTRAL	—
			—	TÚNEL	—
			—	NIVEL FREÁTICO	—

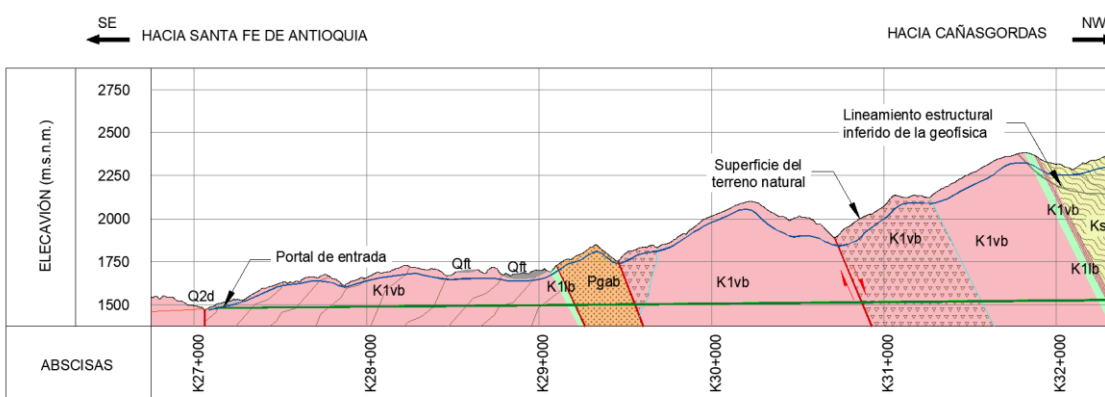


Figura 7-8. Modelo geológico de la zona con predominio volcánico (hacia Giraldo)
Fuente: Adaptado de Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de pre-construcción, construcción, operación y mantenimiento.

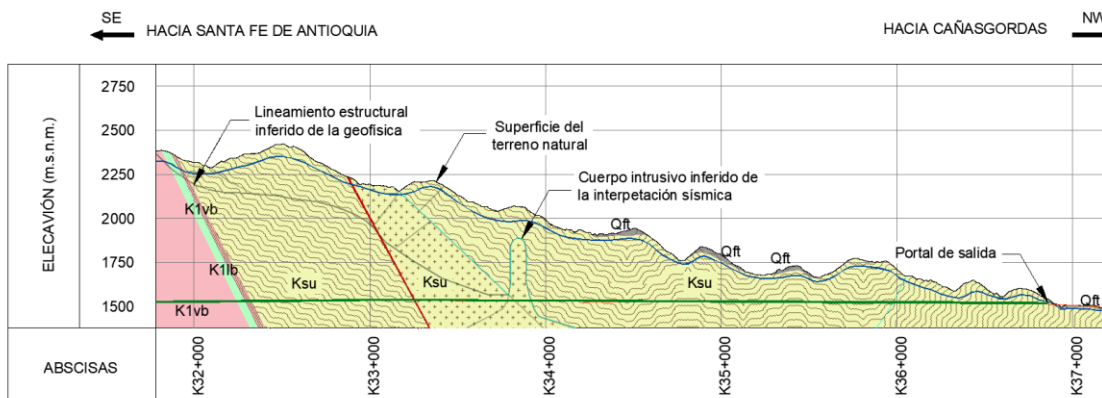


Figura 7-9. Modelo geológico de la zona con predominio sedimentario (hacia Cañasgordas).

Fuente: Adaptado de Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de pre-construcción, construcción, operación y mantenimiento.

En el diseño se realizó la sectorización geológica del túnel del Toyo, la cual se presenta en la Tabla 7-4.

Tabla 7-4. Sectorización geológica del túnel del Toyo

SECTORIZACIÓN GEOLÓGICA TÚNEL DEL TOYO		
ABSCISADO	UNIDAD GEOLÓGICA ESPERADA	
27+125-27+275	Depósito coluvial	
27+275-28+540	Basaltos, diabasas, aglomerados	
28+540-29+050	Depósito fluviotorrencial sobre Basaltos	
29+050-29+115	Cherts fósiles	
29+115-29+470	Pórfido andesítico	
29+470-30+750	Basaltos porfiríticos	
30+750-31+250	Aglomerados volcánicos	
31+250-31+790	Basaltos porfiríticos	
31+790-33+000	Areniscas y cherts	
33+000-33+500	Basaltos	
33+500-33+650	Areniscas y lutitas	
33+650-33+800	Basaltos	
33+800-34+690	Lutitas	
34+690-35+080	34+690-34+770	Depósito fluviotorrencial sobre Lutitas
	34+770-34+800	Depósito aluvial
	34+800-35+080	Depósito fluviotorrencial sobre Areniscas y conglomerados
35+160-35+250	Depósito aluvial	
35+250-36+855	Areniscas y lutitas intercaladas	

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

7.6 CARACTERIZACIÓN Y PARAMETROS GEOTECNICA

7.6.1 Parámetros roca intacta

De acuerdo a los ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas en las perforaciones, y basados en criterios conservadores de la literatura, estimaron los parámetros geomecánicos de las roca intacta, determinaron la constante m_i según el criterio de Hoek & Brown, utilizando el programa RocLab para los diferentes tipos de rocas, en las rocas donde no se pudo realizar ensayos triaxiales, usaron datos de la literatura de la Mecánica de Rocas utilizando una tabla de valores elaborada por Evert-Hoek en el 2007 (Tabla 3.48 del VOL IX. Estudio y diseño de túneles capítulo 4. Estudio de geología y geotecnia túnel 17 Toyo). La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta σ_{ci} fue determinada por medio de ensayos de laboratorio.

El índice GSI según Hoek, índice de calidad geomecánica de los macizos rocosos, se basa en la tabla publicada por Hoek y Marinos en el año 2000, a partir de los datos encontrados en campo, además de los valores de GSI para los diferentes tipos de terrenos, se estimó un valor de RMR, correlacionados por la siguiente ecuación:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad \text{Hoek et al. (1995)} \quad (7-1)$$

Para hallar el módulo de Young (E_i) utilizaron el módulo relativo de la roca intacta (MR) propuesto por Deere en el año 1968, para la falta de valores directos.

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci} \quad (7-2)$$

Con relación a los pesos unitarios (γ) y la relación de Poisson (ν), para el primero realizaron ensayos de laboratorio de peso unitario para núcleos de rocas y para el segundo, ensayos de velocidades de ondas mediante ultrasonidos y ensayos de resistencia triaxial en especímenes de rocas. En el Anexo 3 se presenta la tabla de las propiedades de la roca intacta determinadas en el diseño.

7.6.2 Parámetros macizo rocoso

Para la estimación de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso tomaron el modelo constitutivo de Hoek y Brown, utilizaron los parámetros de la roca intacta expuestos en el anterior numeral y en el Anexo 3 La ecuación es la siguiente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (7-3)$$

Donde,

m_b : es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (7-4)$$

s y a : son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (7-5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (7-6)$$

Los anteriores valores y el módulo de deformación del macizo rocoso el cual lo determinaron por la ecuación 7-7, se presentan en el Anexo 4.

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(\frac{V_p \text{ campo}}{V_p \text{ Laboratorio}} \right)^4 \quad (7-7)$$

7.7 CLASIFICACIÓN MACIZO ROCOSO

En el diseño se realizó una delimitación de zonas homogéneas, basándose en el modelo geológico, en ellas los parámetros importantes fueron: la litología, el grado de fracturamiento y meteorización, presencia de fallas o cizallas, y por último la cobertura en el sitio. Con esto clasificaron cinco tipos de terrenos según su calidad y estos se subclasificaron según su cobertura, estimaron longitudes y porcentajes a lo largo del túnel, los cuales se presentan en la Tabla 7-5 y en la Tabla 7-6.

Tabla 7-5. Tipo de terreno según valores de RMR

TIPO DE TERRENO	RANGO DE VALORES DE RMR		
	TÚNEL PRINCIPAL	GALERÍA DE RESCATE Y VEHICULARES	GALERÍAS PEATONALES
I	81-100	71-100	71-100
II	61-80	51-70	41-70
III	41-60	31-50	11-40
IV	21-40	16-30	<10
V	<20	<15	N.A.

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

Tabla 7-6. Longitud y porcentajes según tipo de terreno

RANGO COBERTURA	TIPO DE TERRENO	LONGITUD	PORCENTAJE
<300	I	0	0,00%
	II	226	2,29%
	III	1.634	16,61%
	IV	1.593	16,19%
	V	426	4,33%
	V*	60	0,61%
	SUELO	139	1,41%
300-600	I	583	5,93%
	II	429	4,36%
	III	1.084	11,02%
	IV	869	8,83%
	V	75	0,76%
	V*	120	1,22%
	SUELO	0	0,00%
>600	I	0	0,00%
	II	836	8,50%
	III	1.288	13,09%
	IV	258	2,62%
	V	168	1,71%
	V*	50	0,51%
	SUELO	0	0,00%
LONGITUD TÚNEL	9.838,00		

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

7.8 SOPORTE Y ANÁLISIS NUMÉRICO

De acuerdo con los tipos de terrenos que se presentan en el numeral anterior, se plantearon 7 tipos de soportes y según la cobertura cuando es menor a 300 m, entre 300 y 600 m, y mayor a 600 m. En el Anexo 5 se presentan los diferentes tipos de soporte para cada clasificación del macizo rocoso planteado en el diseño.

Los tratamientos planteados en el diseño, se conforman de concreto lanzado con fibras sintéticas o metálicas, pernos y arcos para terrenos con bajo tiempo de auto soporte;

Adicional en las zonas especiales, donde el autosoporte es nulo, se incluyen pre-soportes de abanicos o paraguas de micropilotes, conformados por tubos metálicos embebidos en morteros inyectados a través de éstos y los pernos hacia delante del frente de la excavación, llamados "spilling". Es de anotar que el diseñador tomo como premisa que el revestimiento del túnel no aporta sostenimiento alguno en el macizo rocoso, este será un factor de seguridad adicional al soporte de excavación.

Una vez se definieron los diferentes tipos de terreno por anticipado y realizado el diseño de los elementos de soporte correspondientes, se procedió a realizar los análisis de esfuerzos y a estimar las deformaciones asociadas teniendo en cuenta la geometría real de la excavación. Para ello se empleó el programa de computador PHASE 2 (Actualmente RS2).

Para determinar los esfuerzos para la modelación de los diferentes tipos de roca, determinaron K a partir de los siguientes criterios en las zonas de baja cobertura (<300 m), a partir de la expresión de Sheorey del 1994, tomando la cobertura de cada zona geomecánica y su módulo determinado en la caracterización geomecánica del macizo, la cual está en función del módulo del macizo E_h y de la cobertura h .

$$K = 0,25 + 7E_h \left(0,001 + \frac{1}{h} \right) \quad (7-8)$$

A partir de las zonas con cobertura de 300 m a 600 m y más de 600 m, posterior a la observación de gráficas de ensayos de campo de otros proyectos de la zona andina, con valores de 0,9 y 0,8. En suelos y zonas de falla utilizaron la expresión de Jacky de 1944, en función del ángulo de fricción del material:

$$K = 1 - \text{seno}(\emptyset) \quad (7-9)$$

Los procedimientos de diseño de los soportes y análisis numéricos siguieron la normatividad establecida en el Manual de Túneles de Invías, el cual está en análisis en esta tesis; adicional a lo recomendado de la normativa el diseñador opta por análisis adicionales a criterio propio, como son las simulaciones

7.9 SOBRE EXCAVACIONES E INSTRUMENTACIÓN

En el diseño se planeó hacer un seguimiento adecuado a las deformaciones durante la construcción, dependiendo del tipo del terreno; en el informe indicaban las tolerancias de deformaciones radiales y sobreexcavaciones inevitables; en la Figura 7-10 se muestra el esquema de las deformaciones y en las Tabla 7-7 y Tabla 7-8, se presentan las tolerancias o sobreexcavaciones permitidas en el diseño del túnel del Toyo y de la galería de rescate.

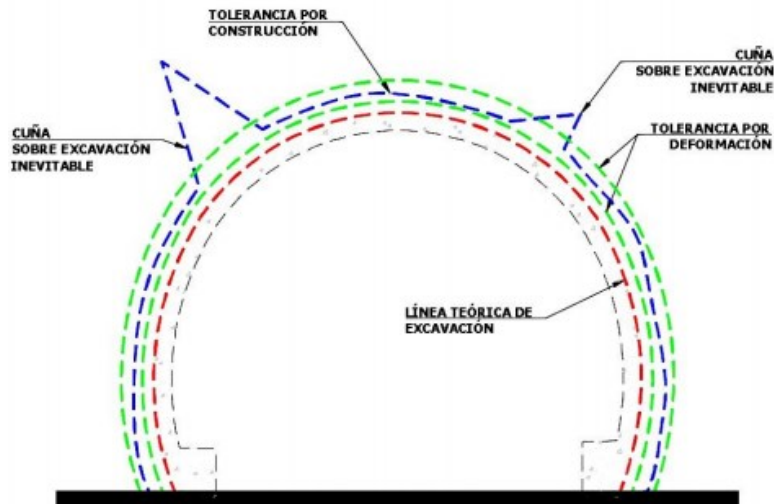


Figura 7-10. Esquema de sobre excavaciones inevitables.

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

Tabla 7-7. Resumen de tolerancias para el Túnel del Toyo

TIPO DE TERRENO	TOLERANCIA POR DEFORMACIÓN RADIAL (cm)	TOLERANCIA POR CONSTRUCCIÓN RADIAL (cm)	SOBRE EXCAVACIÓN INEVITABLE (cm)
I	0-5	15	30
II	0-7,5	15	25
III	5-10	15	20
IV	7,5-12,5	20	20-30
V	10-15	30	20-30
V*	12,5-20	30	20-30
SUELO-COLUVIÓN	10	30	20-30

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

Tabla 7-8. Resumen de tolerancias para la Galería de Rescate

TIPO DE TERRENO	TOLERANCIA POR DEFORMACIÓN RADIAL (cm)	TOLERANCIA POR CONSTRUCCIÓN RADIAL (cm)	SOBRE EXCAVACIÓN INEVITABLE (cm)
I	0	15	25
II	2,5	15	20
III	2,5-5	15	15
IV	2,5-5	20	15-25
V	5-7,5	30	15-25
V*	5-10	30	15-25
SUELO-COLUVIÓN	5	30	15-25

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

Para las medidas de convergencia del túnel del Toyo, el diseñador recomienda la instalación en construcción de Estaciones de Monitoreo Regular (EMR), conformadas por pernos con dianas instalados directamente en la roca, tal como se observa en el detalle de la Figura 7-11 y distribuidas según el tipo de terreno como se indican en la Tabla 7-9.

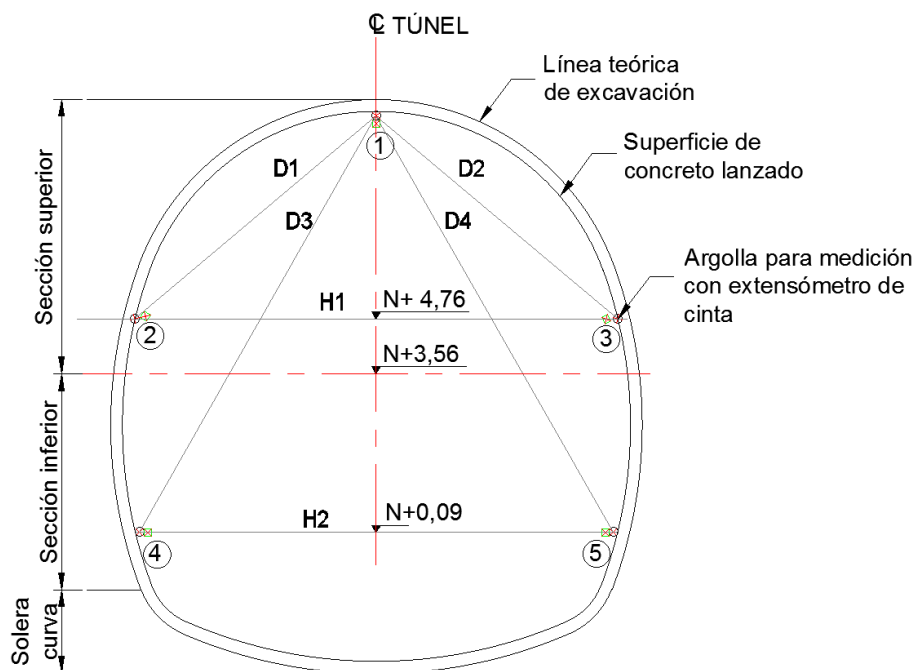


Figura 7-11. Esquema de una Estación de Monitoreo Regular del Túnel del Toyo.
Fuente: Adaptada de Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

Tabla 7-9. Tasas de deformación total inicial típica esperada del túnel del Toyo

TIPO DE TERRENO	TASA DE DEFORMACIÓN (mm/Día)	DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)	DISTANCIA ENTRE ESTACIONES (m)
I	<2	50	30
II	<5	150	20
III	<10	200	15
IV	<20	350	10
V	>30	550	5
V*	>30	550	5
SUELO	<2	50	5

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

Durante la construcción de la galería de rescate se recomienda realizar medidas de convergencia mediante el empleo de 3 argollas como se muestra en la Figura 7-12; la

distancia de la instalación de argollas se deberá realizar tal como se muestra en la Tabla 7-10.

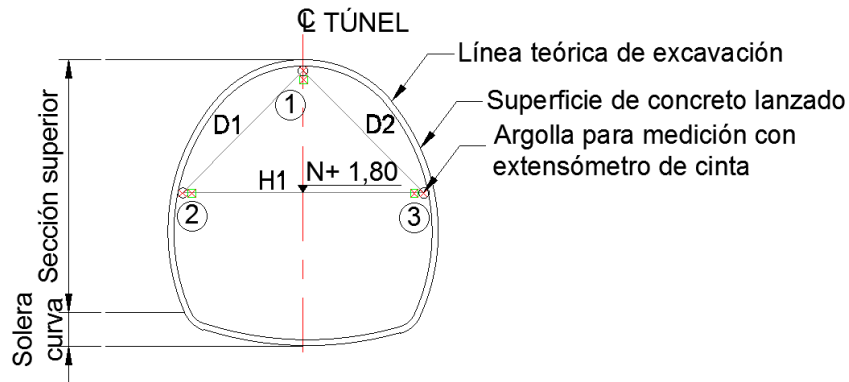


Figura 7-12. Esquema de una Estación de Monitoreo Regular de la Galería de Rescate.

Fuente: Adaptado de Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

Tabla 7-10. Tasas de deformación total inicial típica esperada de la Galería de Rescate

TIPO DE TERRENO	TASA DE DEFORMACIÓN (mm/Día)	DESPLAZAMIENTO (mm)	SEPARACIÓN (m)
I	<2	50	30
II	<5	150	20
III	<10	200	15
IV	<20	350	10
V	>30	550	5
V*	>30	550	5
SUELO	<2		5

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

De acuerdo con las Tolerancias por Construcción, por Deformación y Sobre excavación Inevitable, en el cual se establecieron las deformaciones máximas esperadas para cada tipo de terreno:

Tabla 7-11. Deformaciones totales radiales esperadas

TIPO DE TERRENO	DEFORMACIÓN (cm) TOYO	DEFORMACIÓN (cm) GALERÍA
I	0-5	0
II	0-7,5	0-2,5
III	5-10	0-5
IV	7,5-12,5	2,5-5
V	10-15	5-7,5

TIPO DE TERRENO	DEFORMACIÓN (cm) TOYO	DEFORMACIÓN (cm) GALERÍA
V*	12,5-20	5-7,5
SUELO	10	5

Fuente: Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del Toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento.

7.10 DATOS OBTENIDOS EN FASE DE CONSTRUCCIÓN

El diseño del túnel fue realizado bajo la premisa, que este se construya por el método NATM (New Austrian Tunelling Method); este método se basa en controlar la deformación, para aprovechar al máximo la capacidad autoportante de la roca; por lo anterior, en principio es de suma importancia una buena instrumentación en el túnel, la cual indique la deformación versus tiempo y permita tener un control de la instalación del soporte en el momento ideal.

Los datos de uso en este estudio son hasta el mes de Julio del año 2019, fecha límite para la cual la interventoría suministró los datos, para utilizarlos de manera académica para el presente estudio, entre estos el *Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de Marzo de 2019*.

7.10.1 Fichas geomecánicas

En el estudio se realizó una recopilación de los datos de las fichas geomecánicas que fueron entregadas por la interventoría; las fichas contienen los datos de clasificación del macizo rocoso de cada estación, foto del frente de excavación y una descripción de la geología encontrada en el frente del túnel. Estos datos se resumieron en una tabla para cada frente del túnel en el Anexo 7; los frentes son el portal de entrada y el portal de salida del túnel del Toyo, el portal de entrada y el portal de salida de la galería de rescate.

En las tablas del Anexo 7 tenemos que, en la zona del portal de entrada, el macizo rocoso está conformado por Basaltos y a medida que nos adentramos al túnel en la abscisa 27+305 el macizo rocoso está conformado por Basaltos y Diabasas, hasta el kilómetro 27+457 donde las fichas geomecánicas indican que solo está compuesto por Diabasas. En el portal de salida tenemos una secuencia de roca sedimentaria en donde del portal hasta la abscisa k36+618.50 luego se forma por una roca sedimentaria limo-arcillosa hasta el kilómetro 36+440 aproximadamente, para pasar a ser conformada por estratos delgados de lutita y limonita, plegados tectonizados y altamente fracturados.

También se realizaron las gráficas presentadas en las Figura 7-13 y la Figura 7-14, para tener una mayor apreciación de la calidad del macizo rocoso encontrada en cada frente. Se observa que en el portal de entrada del túnel del Toyo en los primeros 100 metros de excavación la calidad de la roca se situó rangos mayor a 10 RMR y en su mayor parte en 20 RMR, en sus 250 metros siguiente entre la abscisa 27+200 y 27+450, la calidad del macizo rocoso mejoró, tomando valores entre 30 y 40 RMR; a partir de los 27+450 el macizo rocoso tomó valores de 50 RMR, mejorando considerablemente la calidad. Al contrario del túnel principal, la galería de rescate en los primeros 600 metros no maneja un patrón de comportamiento y en los últimos 100 metros toma un valor mayor de los 50 RMR, lo anterior lo podemos observar de la Figura 7-13.

Para el portal de salida encontramos una roca de calidad más baja, donde el RMR no supera el valor de 20, y en zonas puntuales toma valores menor a 10 RMR, de igual manera pasa con los valores de la galería de rescate, los dos túneles en la zona del portal de salida poseen la misma calidad del macizo rocoso, como lo podemos observar en la Figura 7-14.

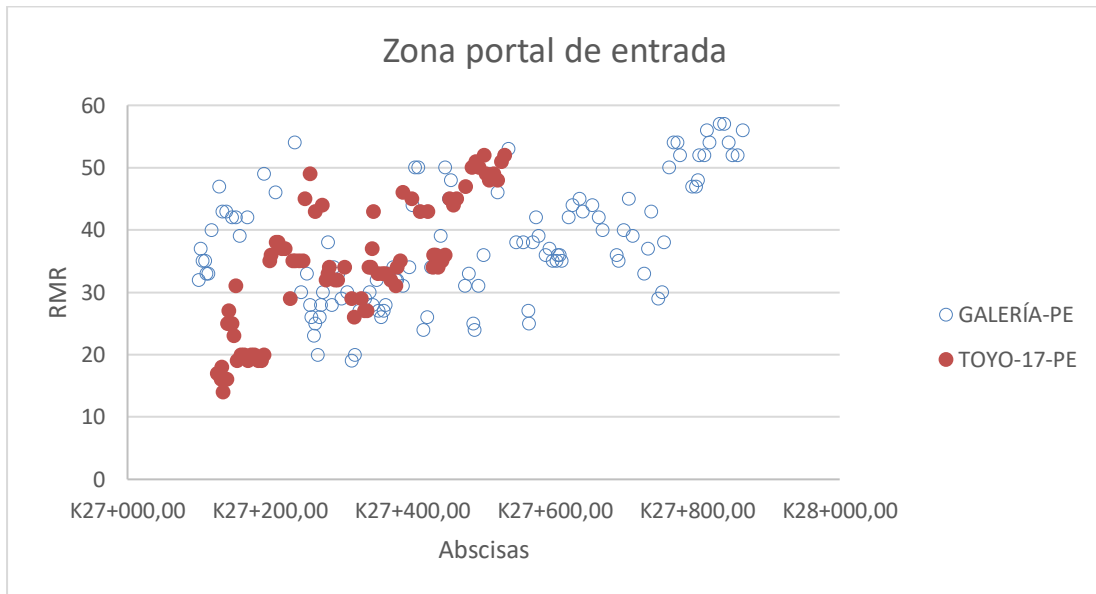


Figura 7-13. Grafica de RMR de la zona del Portal de entrada.
Fuente: Elaboración propia (2020)

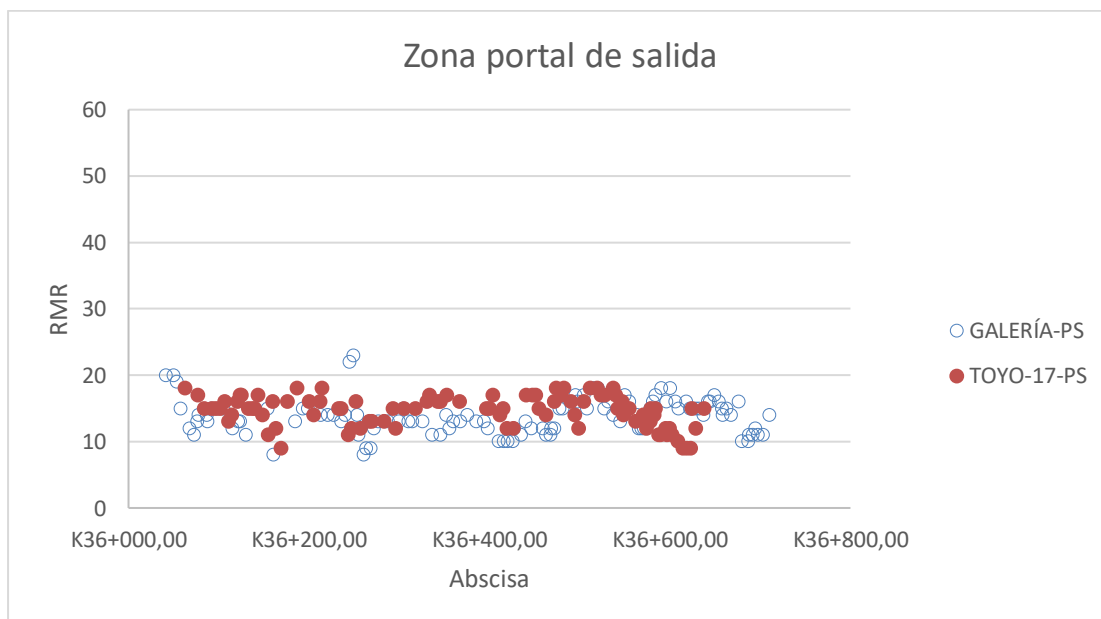


Figura 7-14. Grafica de RMR de la zona del Portal de salida.
Fuente: Elaboración propia (2020)

7.10.2 Instrumentación de portales

La instrumentación presentada en este subcapítulo hace parte del *Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de Marzo de 2019* realizado por el Consorcio Antioquia al Mar. El anterior informe fue suministrado por la interventoría del proyecto.

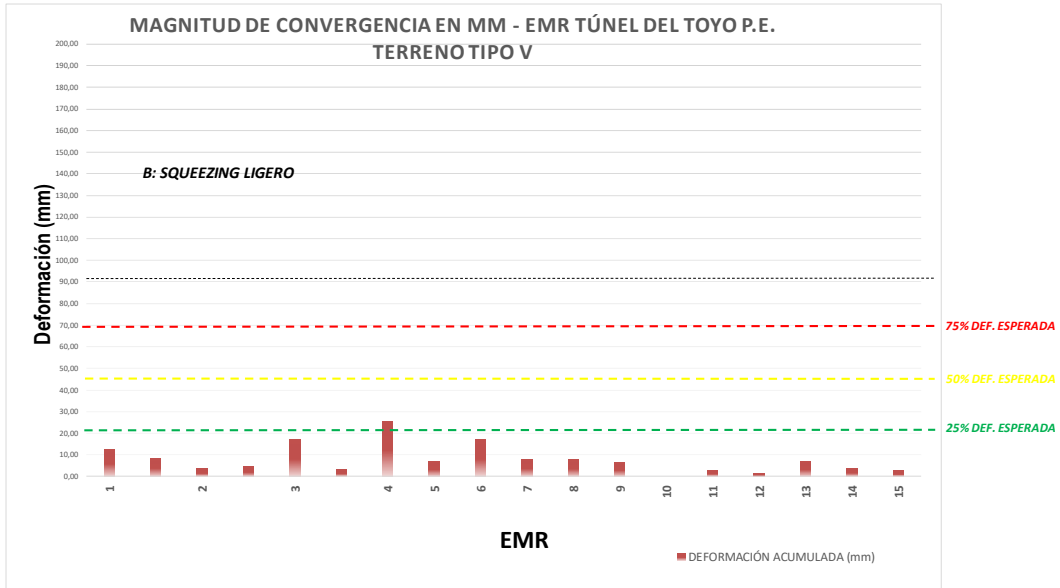


Figura 7-15. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de entrada del Túnel 17 (Toyo), tramo de Terreno Tipo V en mm.

Fuente: Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de Marzo de 2019

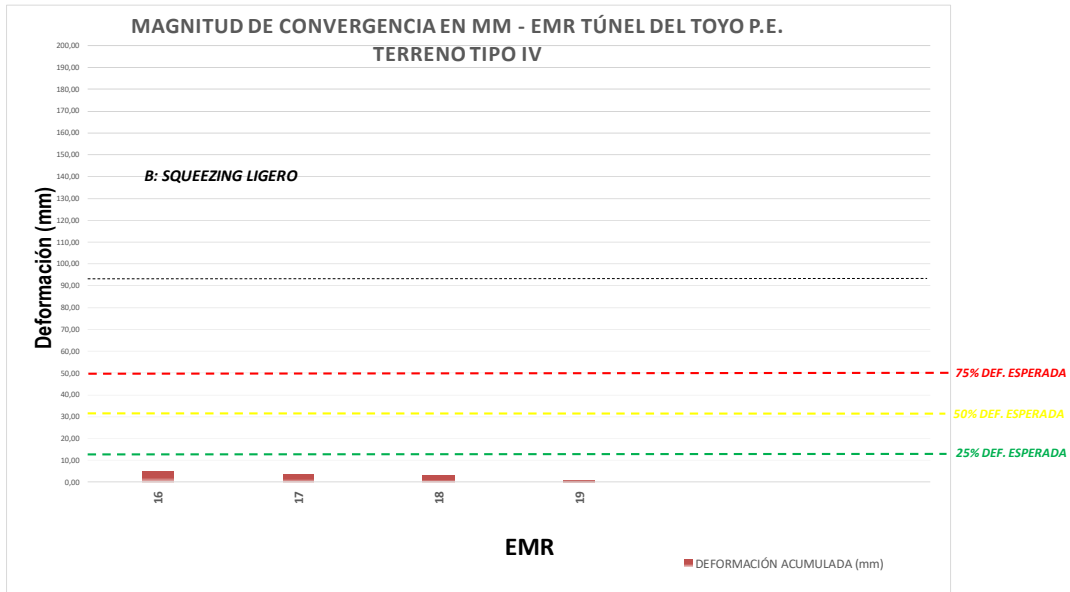


Figura 7-16. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de entrada del Túnel 17 (Toyo), tramo de Terreno Tipo IV en mm.

Fuente: Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de Marzo de 2019

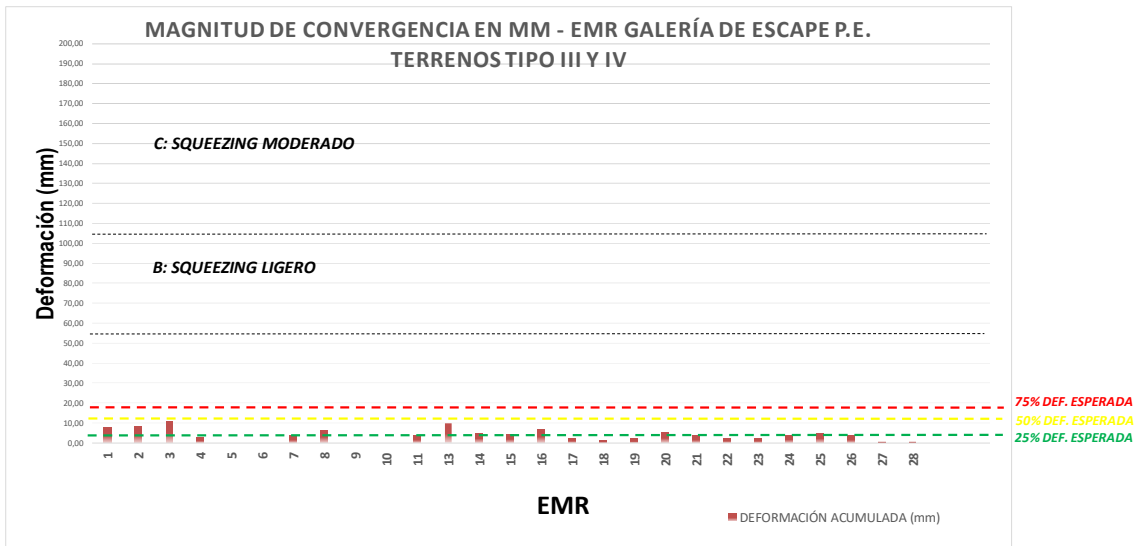


Figura 7-17. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de entrada de la Galería de escape, tramos de Terrenos Tipo III y IV. en mm.
Fuente: Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de Marzo de 2019

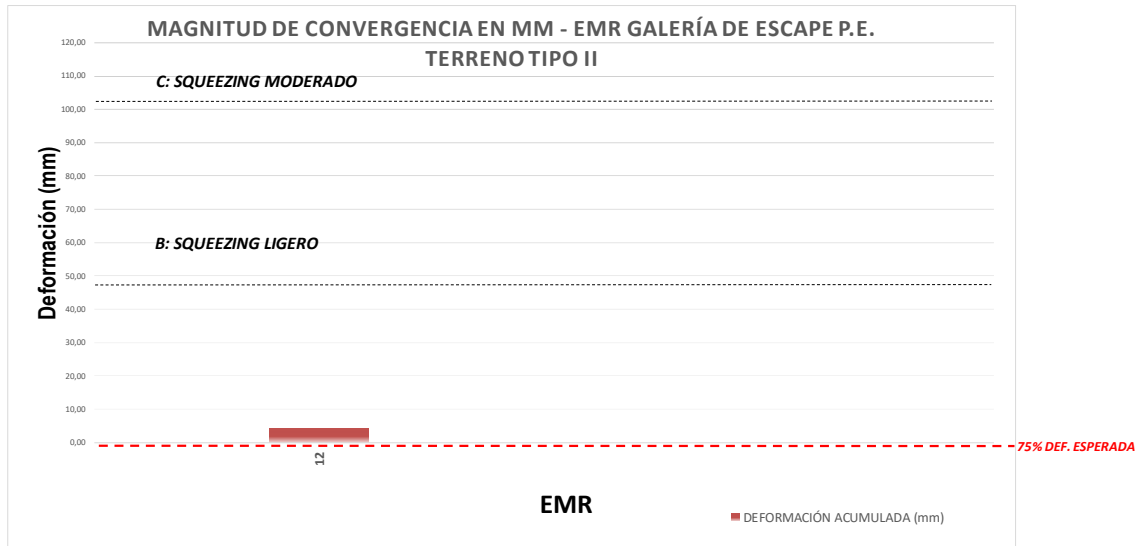


Figura 7-18. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de entrada de la Galería de escape, tramo de Terreno Tipo II. en mm.
Fuente: Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de Marzo de 2019

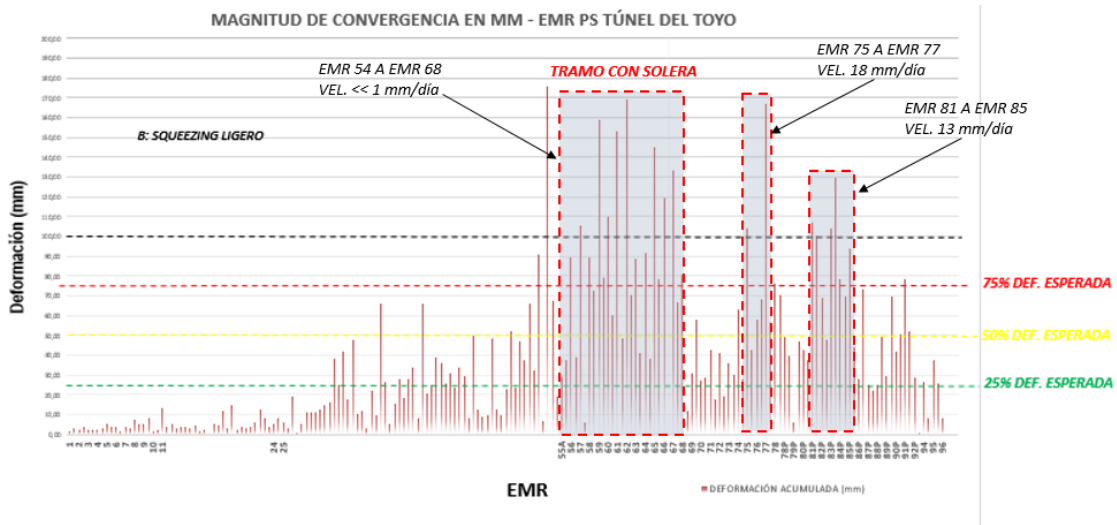


Figura 7-19. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en el portal de salida del Túnel 17 (Toyo) en mm.

Fuente: Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de Marzo de 2019

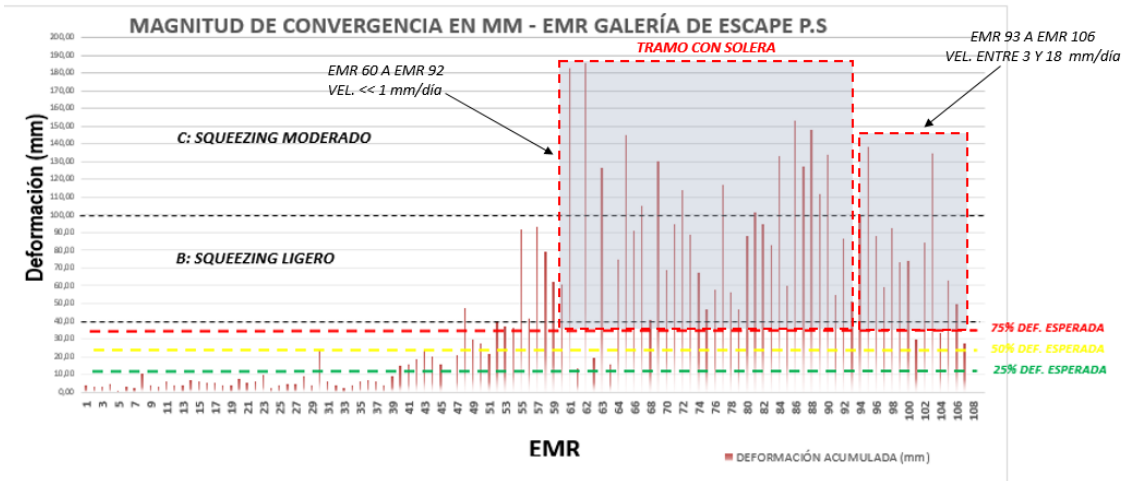


Figura 7-20. Magnitud de convergencias para EMR instaladas en la Galería de Escape – Portal Salida en mm.

Fuente: Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de Marzo de 2019

En las gráficas anteriores se evidencia que en especial las deformaciones de portal de entrada presentan rangos de valores muy por encima de los esperados, en los cuales se hizo necesario la excavación de la solera para el manejo de las grandes deformaciones presentadas en el túnel.

8 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Con el fin de realizar una evaluación de la metodología empleada en el diseño y teniendo una panorámica de los inconvenientes generados en la construcción, se quiere llegar a examinar y comparar los soportes en algunos casos puntuales y los puntos críticos que se pueden llegar a corregir con una normativa más detallada en los túneles para futuros diseños y sus efectos sobre tiempos de construcción y costos.

Las bases de datos corresponden a los estudios de diseño, archivos de estaciones de convergencia y a fichas geomecánicas, suministrado por la interventoría Integral S.A. En la selección de datos de cada parámetro se sustentará de donde fue tomado. En la Tabla 8-1 se presenta la base de datos, el origen de la información y el capítulo figura o anexo en el cual se muestra.

Tabla 8-1. Base de datos del Túnel del Toyo

Fase	Base de datos	Origen	Mostrado
Diseño Pre-construcción	Historia y estudios del Túnel del Toyo	Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del toyo y sus vías de acceso en fase de pre-construcción, construcción, operación y mantenimiento. 2017	Capítulo 7.1
	Modelo geológico del Túnel del Toyo		Figura 7-6, 7-8 y 7-9
	Parámetros roca intacta del Túnel del Toyo		Anexo 3
	Parámetros macizo rocoso Túnel del Toyo		Anexo 4
	Soporte de excavación de diseño de construcción		Anexo 5
Construcción	Datos deformaciones de estaciones de convergencia	Informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de marzo de 2019	Capítulo 7.10.1 y anexo 6
	Datos fichas geomecánicas		Capítulo 7.10.2 y anexo 7

Fuente: Elaboración propia (2020)

8.1 SELECCIÓN DE CASOS

Se toman dos sitios para el análisis geomecánico del Túnel del Toyo, uno ubicado cerca del portal de entrada y otro cerca del portal de salida. En las dos zonas se comparará con los resultados obtenidos en campo y de acuerdo con las deformaciones medidas, se ajustará el tratamiento de acuerdo con las zonas, y se contrastarán los tratamientos obtenidos con los tratamientos del diseño. En la Tabla 8-2 se realiza una relación de los casos con la base de datos.

Tabla 8-2. Selección de casos de Túnel del Toyo

CASO DE ANÁLISIS	CASO 1	CASO 2
Abscisa del caso	27+430	36+162
Formación	Barroso (K1vb)	Penderisco (Ksu)
Caracterización geomecánica del diseño	3	40
Abscisa de caracterización geomecánica diseño	27+305 a 27+675	35+970 a 36+450

Tabla 8-3 Continuación

CASO DE ANÁLISIS	CASO 1	CASO 2
Medición cálculo convergencia Túnel principal	PE EMR-38	PS EMR-134-134P
Medición cálculo convergencia Galería de emergencia	GA-PE EMR-30	GA-PS EMR-150
Fichas geomecánicas Túnel Principal	TOYO_PE_K27+429,50	TOYO_PS_K36+163,00
Fichas geomecánicas Galería de emergencia	GALERÍA- TOYO_PE_K27+429,50	GALERÍA- TOYO_PS_K36+160,50

Fuente: Elaboración propia (2020)

Las secciones seleccionadas están alejadas más de 100 metros del frente de excavación (con datos suministrados en Julio del 2019), buscando así que las deformaciones se hayan estabilizado en el tiempo, con el fin de poder realizar un análisis con las estaciones de convergencia. El soporte utilizado a inicio de la modelación va a ser el indicado en las fichas geomecánicas.

8.2 CONDICIONES Y DATOS INICIALES

A continuación, se presenta la justificación los parámetros del macizo rocoso y del soporte empleados en las modelaciones. Se pretende lograr concordar los parámetros del diseño con los encontrados en la construcción, antes de realizar las modelaciones, con el fin de ajustar el material encontrado en la construcción en los dos casos de modelación.

8.2.1 Parámetros del macizo rocoso

Los parámetros de macizo rocoso se hallarán en el programa de RS2, los siguientes son los datos que fueron usados para obtener los parámetros:

- Resistencia de la roca intacta

Para la selección de la resistencia de la roca intacta se cuenta con ensayos realizados en la fase de diseño, aunque los valores estén por fuera de los rangos presentados en las fichas geomecánicas, y al no tener ensayos de la resistencia de la roca intacta en la fase de construcción, se conservaran los valores presentados en el diseño.

- Clasificación de macizo rocoso: GSI y RMR

Los valores de GSI y RMR se tomaron de las fichas geomecánicas suministradas por la interventoría y se tienen datos tanto de la galería como del túnel principal; la clasificación entre la galería y el túnel no presenta mayor variación y, aun así, para el túnel principal los valores se ubican por debajo de aquellos que se tiene para la galería, ya que también influye el tamaño de la excavación, para la modelación se tomará un valor medio entre el valor presentado en el túnel principal y en la galería de rescate.

- Perturbación (D)

Para el valor de perturbación del túnel generado por la excavación se tomó un valor de cero ($D=0$), en todos los casos; este valor se toma debido a que el uso de voladura no fue requerido en las secciones de análisis.

- Cobertura

La cobertura se toma del perfil longitudinal de Túnel del Toyo presentado en los planos TT-T1-PLA-TU17DGPP-001 al 003; también se verifica en los datos de la caracterización geomecánica. Para el caso 1 se considera una cobertura de 117,20 m desde el techo del túnel a la superficie del terreno natural y para el caso 2 se toma una cobertura de 122,85 m con los mismos límites del caso 1.

Tabla 8-4. Cobertura de los casos

Casos		Abscisa	Cobertura (m)
1	Límite superior	27+305	53,90
	Límite inferior	27+675	175,45
	Caso por modelar	27+430	117,2
2	Límite superior	35+970	209,55
	Límite inferior	36+162	114,60
	Caso por modelar	36+450	122,85

Fuente: Elaboración propia (2020)

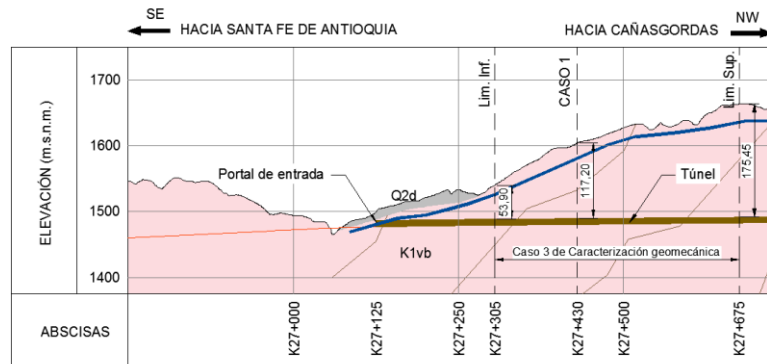


Figura 8-1. Cobertura Caso 1 – Portal Oriental en la Formación Barroso.

Fuente: Elaboración propia (2020)

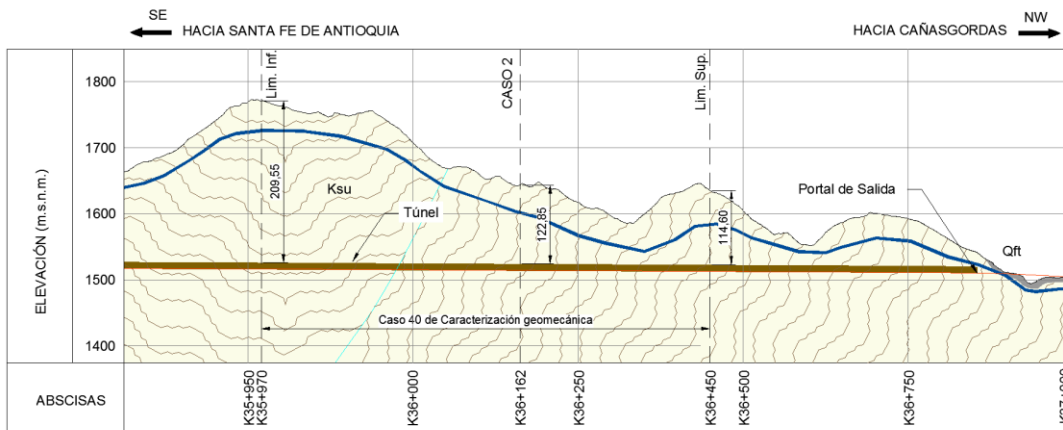


Figura 8-2. Cobertura Caso 2 – Portal Occidental en la Formación Penderisco.

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Módulo de deformación

El módulo de deformación de la roca fue tomado de los estudios de diseño, ya que en la etapa de construcción no fue suministrada esta información. Los módulos de deformación en la fase de estudio son tomados de la tabla de caracterización geomecánica presentada en el informe de Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento del 2017.

- Relación de Poisson

La relación de Poisson a igual que los módulos de deformación de los casos fueron tomados de la fase de estudio de la tabla de caracterización geomecánica, mostrada en el informe de Estudios y diseños fase III construcción del proyecto túnel del toyo y sus vías de acceso en fase de preconstrucción, construcción, operación y mantenimiento del 2017.

- Pesos unitarios

El peso unitario de los modelos se toma del informe de diseño del túnel para todos los modelos, estos varían de 0,025 a 0,027 MN/m³ aproximadamente. A continuación, se presentan los pesos unitarios para los dos casos de estudios dependiendo del tipo de roca. Para la fase de construcción no se tienen datos de los pesos unitarios; así que en todos los modelos se realizará el análisis con los pesos unitarios del informe del diseño, tomando el valor de la media.

Tabla 8-5. Pesos unitarios de los casos

PESOS UNITARIOS				
Tipo de roca	Formación	Peso unitario (kN/m ³)		
		Media	Máxima	Mínima
Lodolita	Penderisco (Ksu)	26,32	27,2	25,44
Basalto	Barroso (K1vb)	25,92	27,22	24,61

Fuente: Elaboración propia (2020)

Con los datos manifestados y presentados en la Tabla 8-6 se procedió a hallar los parámetros del macizo en el programa de RS2, con el objetivo de obtener datos más cercanos a la realidad, en las Figura 8-3 y Figura 8-4 se presentan los datos entregados por el programa.

Tabla 8-6. Resumen de parámetros de la roca intacta de los casos

PARÁMETROS		CASO 1		CASO 2	
		Túnel principal	Galería de emergencia	Túnel principal	Galería de emergencia
Cobertura	[m]	117,2	117,2	122,85	122,85
Resistencia de la roca intacta	Si (Mpa)	55,9	55,9	36,84	36,84
Constante de H-B	mi	17	17	9	9
Perturbación	D	0	0	0	0
RMR89	RMR 89	36	34	12	8
GSI	GSI	35-40	30-35	10-15	10-15

PARÁMETROS		CASO 1		CASO 2	
		Túnel principal	Galería de emergencia	Túnel principal	Galería de emergencia
Módulo de deformación de la roca	Ei (Mpa)	16.770,7	16.770,7	6.078,9	6.078,9
Relación de Poisson	v	0,25	0,25	0,3	0,3

Fuente: Elaboración propia (2020)

CASO 1 BASALTO

Name: CASO 1 BASALTO Material Color:

Initial Element Loading: Field Stress Only Unit Weight: (MN/m³): 0.027

Elastic Properties

Elastic Type: Isotropic Poisson's Ratio: 0.25

Young's Modulus (MPa): 2677.5 Young's Modulus (resid) (MPa): 2677.5

E1 (MPa): 20000 E2 (MPa): 20000 E3 (MPa): 20000

v12: 0.2 v13: 0.2 v23: 0.2

Strength Parameters

Failure Criterion: Generalized Hoek-Brown Material Type: Plastic

Intact Comp. Strength (MPa): 55.9 Dilatation Parameter: 0

mb Parameter (peak): 1.99443 mb Parameter (resid): 1.99443

s Parameter (peak): 0.001273 s Parameter (resid): 0.001273

a Parameter (peak): 0.511368 a Parameter (resid): 0.511368

Stage Properties Datum Dependent Unsaturated Shear Strength

Define Factors... Define Properties... Phi b: 0 Air Entry (MPa): 0

Figura 8-3. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso del Caso 1-Basalto
Fuente: Elaboración propia (2020)

CASO 2 LODOLITA

Name: CASO 2 LODOLITA Material Color:

Initial Element Loading: Field Stress Only Unit Weight: (MN/m³): 0.027

Elastic Properties

Elastic Type: Isotropic Poisson's Ratio: 0.3

Young's Modulus (MPa): 221.6 Young's Modulus (resid) (MPa): 221.6

E1 (MPa): 20000 E2 (MPa): 20000 E3 (MPa): 20000

v12: 0.2 v13: 0.2 v23: 0.2

Strength Parameters

Failure Criterion: Generalized Hoek-Brown Material Type: Plastic

Intact Comp. Strength (MPa): 36.84 Dilatation Parameter: 0

mb Parameter (peak): 0.432363 mb Parameter (resid): 0.432363

s Parameter (peak): 7.91279e-00 s Parameter (resid): 7.91279e-00

a Parameter (peak): 0.561101 a Parameter (resid): 0.561101

Stage Properties Datum Dependent Unsaturated Shear Strength

Define Factors... Define Properties... Phi b: 0 Air Entry (MPa): 0

Figura 8-4. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso del Caso 2-Lodolita
Fuente: Elaboración propia (2020)

8.2.2 Esfuerzos “in-situ”

El esfuerzo vertical se estima de la siguiente forma para los dos casos:

$$\sigma_v = \rho * g * z = \sum \gamma * z \quad (8-1)$$

Donde:

σ_v = Esfuerzo vertical

γ = Peso específico de la roca

z = Profundidad medida desde la superficie o espesor del material.

El esfuerzo horizontal puede depender de diversos factores, erosión, anisotropía, tensiones residuales, efectos de las discontinuidades y efecto de la tectónica.; por lo anterior se hace necesario hacer pruebas de esfuerzos “in-situ” para determinar su valor. En el diseño del túnel de Toyo no se realizaron estos ensayos en ninguna de las etapas, en el capítulo 7.8 se indican las consideraciones todas en cuenta en el diseño llegando a tomar valores del coeficiente k de 1,30 para el Caso 1 y de 1,00 para el Caso2.

En la geología regional se tiene que el túnel va paralelo a una falla de rumbo sinistral, estas fallas ocasionan un mayor esfuerzo horizontal, pero al solo tener información de esta falla y no de las 5 fallas adicionales que cruzan el túnel, mostradas en la Figura 7-7, es complejo determinar el comportamiento generado por los esfuerzos tectónicos, pero es difícil que el factor de esfuerzo K tome un valor de 1 según la recopilación de datos de Hoek y Brown (1980).

Por lo anterior en las modelaciones de RS2 se realiza un análisis iterativo con el fin de llegar a un tensor de esfuerzo que se ajuste con el comportamiento y las deformaciones obtenidas en la construcción del túnel, como valores de referencia se tomaron los resultados de la expresión de Sheorey del 1994, tomando la cobertura de cada zona geomecánica y su módulo determinado en la caracterización geomecánica del macizo, la cual está en función del módulo del macizo E_h y de la cobertura h . En la Tabla 8-7 se muestran los valores del tensor de esfuerzos.

$$K = 0,25 + 7E_h \left(0,001 + \frac{1}{h} \right) \quad (8-2)$$

Tabla 8-7 Esfuerzos in-situ de casos

PARÁMETRO		CASO 1	CASO 2
Cobertura, h	m	117,20	122,85
Peso unitario, γ	MN/m ³	0,02592	0,02632
Esfuerzo vertical, σ_v	MPa	3,037824	3,233412
Módulo de deformación	MPa	16770,7	6078,9
Sheorey (1994)	K referencia	1,37	0,64
	σ_h MPa referencia	4,16	2,07

Fuente: Elaboración propia (2020)

8.2.3 Deformaciones

Para las modelaciones se toman las deformaciones presentadas en el informe de instrumentación de los portales activos con corte al 31 de marzo de 2019. En las Figuras

8-5 a la 8-8 se presenta un resumen de los valores de deformaciones máximas en los casos de análisis.

Tabla 8-8. Deformaciones de los casos en estaciones de convergencia

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN TÚNEL						
TÚNEL/ FRENTE	EMR	ABSCISA	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	DISTANCIA AL FRENTE (m)
TOYO-PE	38	27+430.00	IV	H1	23.91	99.5
GA-PE	30	27+426.00	III	H1	1.17	436.8
TOYO-PS	134P	36+162	V	H1	222.04	100.5
GA-PS	150	36+161.10	V	H1	223.69	129.6

Fuente: Elaboración propia (2020)

En la Figura 8-5. Estación de convergencia de Túnel del Toyo-PE EMR-38. Figura 8-5 se observa como la sección del túnel del Toyo en el Caso 1 presenta una curva asintótica y toma un valor de 24mm aproximadamente, indica que las deformaciones están estabilizadas con el tiempo, y estas tienden a tomar un valor diferencial de cero, en el caso de la galería las deformaciones manejaron valores bajos se presentan en la Figura 8-6. Al contrario de la curva en el Caso 2, en la Figura 8-7, la cual aún conserva una pendiente positiva, la cual indica que no se ha estabilizado la deformación en esta sección del túnel, y es posible que en el tiempo se presentaran deformaciones mayores, a diferencia de la galería de emergencia, la cual toma un comportamiento asintótico al final, evidenciando una estabilización en las deformaciones, se puede observar en la Figura 8-8.

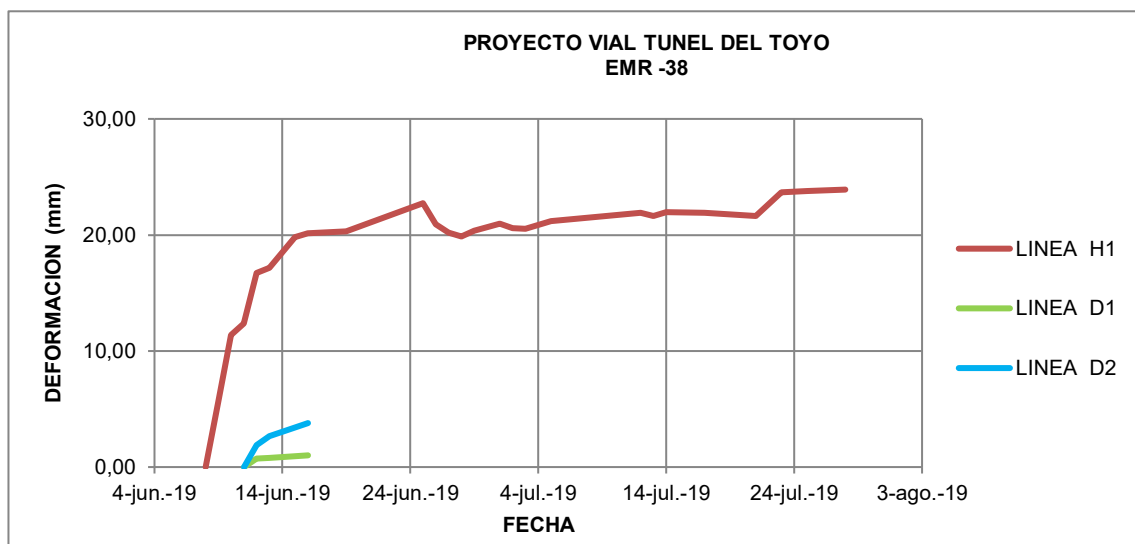


Figura 8-5. Estación de convergencia de Túnel del Toyo-PE EMR-38.

Fuente: Elaboración propia (2020)

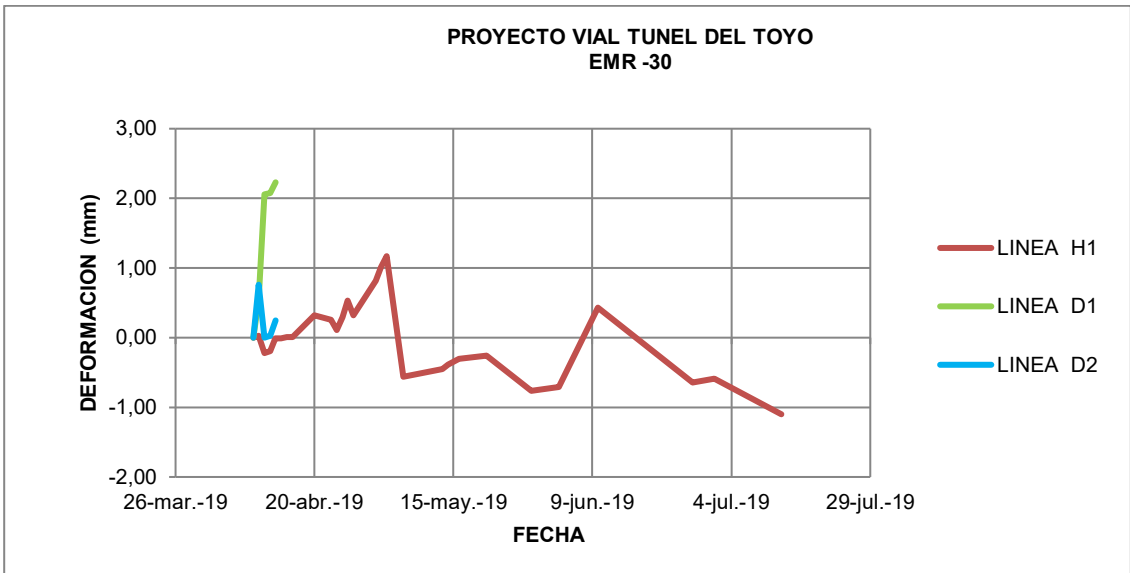


Figura 8-6. Estación de convergencia de Galería de emergencia-PE EMR-30.
Fuente: Elaboración propia (2020)

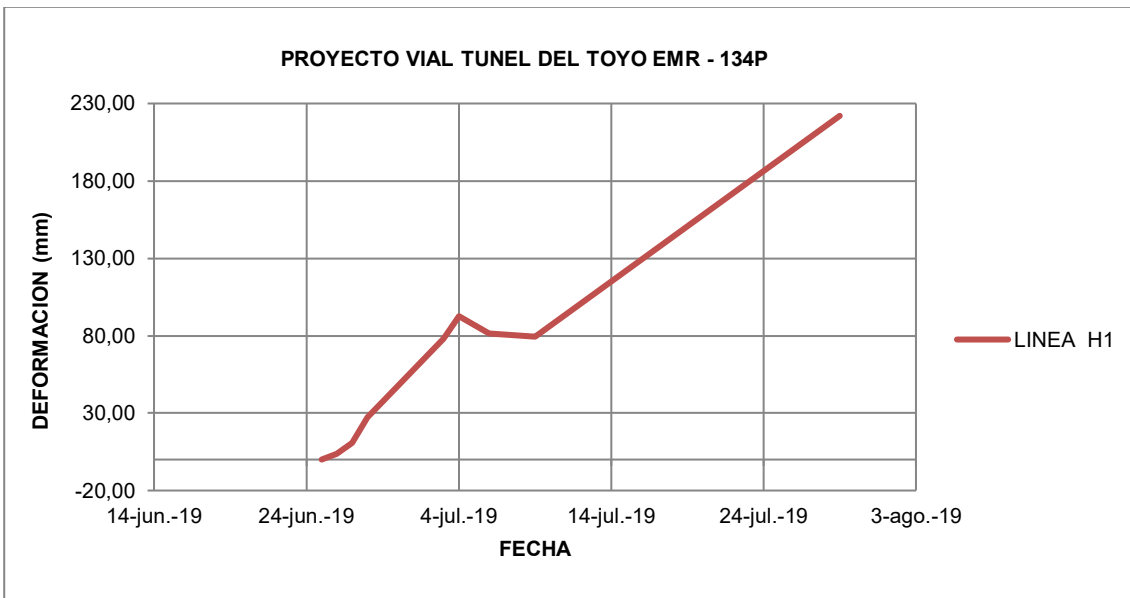


Figura 8-7. Estación de convergencia de Túnel del Toyo-PE EMR-134P
Fuente: Elaboración propia (2020)

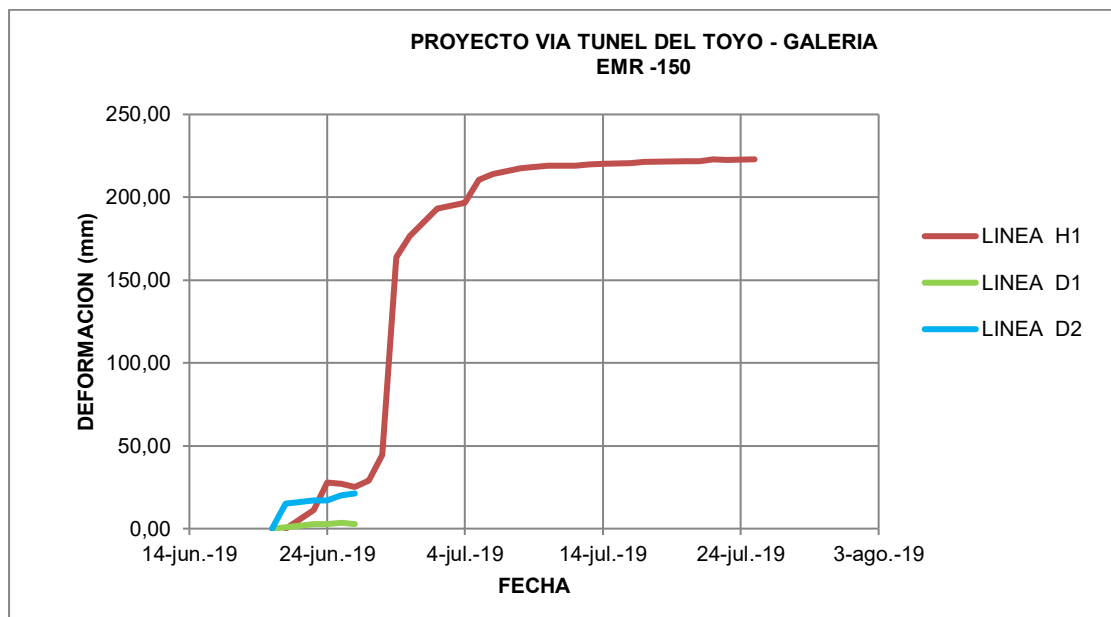


Figura 8-8. Estación de convergencia de Galería de emergencia EMR-150.
Fuente: Elaboración propia (2020)

8.2.4 Propiedades de soportes y refuerzo en el túnel del Toyo

Para la modelación de los casos se utilizan los soportes empleados en campo, manteniéndose sus propiedades. Para verificar, qué sucede y cómo evolucionan los factores de seguridad mínimos requeridos en los modelos o si estos ya no son suficientes, de acuerdo con las propiedades nuevas de la roca encontrada en la construcción.

Los soportes y secuencia de excavación instalados se pueden ver en el Anexo 8, los cuales son los empleados en el diseño y el soporte el cual indican en la ficha geomecánica el cual se instaló en campo. En la Tabla 8-9 y Tabla 8-10, se describen los diferentes tipos de soporte y sus propiedades empleados en los casos de estudio, en el Caso 1 se instaló según las fichas geomecánicas el soporte tipo IV para el túnel del Toyo y en la galería se instaló soporte tipo III, para el caso 2 se instaló soporte tipo V para los dos túneles.

Tabla 8-9 Soportes de construcción de los casos 1 y 2 del Túnel del toyo

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DEL TÚNEL DEL TOYO						
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS	PARAGUAS	PERNOS	CONCRETO LANZADO	OBSERVACIONES
21-40 IV	Avances de 1 a 1,5m	TH-21 o HEB-100 PARA <300M	Atices de tubo de 2" o autoperforantes de 2" inyectado de máximo 6m	11-12 de 4 m	15 cm	Instalación de solera curva donde se requiera
<20 V	Avances 0,75- 1,25 m <300m	TH-21 o HEB-100 PARA <300M TH-29 o HEB-140 PARA >300M	Enfilajes de 3 1/2" a 4" de 9 a 12m de longitud o micropilotes autoperforantes inyectados, con traslapo mínimo de 3m.	11-12 de 4 m	20 cm	Instalación de solera curva

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 8-10 Soportes de construcción de los casos 1 y 2 del Túnel del toyo

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DE LA GALERÍA DE ESCAPE					
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS	PARAGUAS	PERNOS	CONCRETO LANZADO
31-50	Avances Max 2,5 m	TH21 o HEB-100 15%		4-5 de 2m	7,5 cm Cuando no tiene arco
III		Donde se observen cuñas se instalarán arcos noruegos 25%			10 cm Cuando tiene arco
0-15	Avances 0,75- 1,25 m <300m	TH21 o HEB-100	Atices de 2" de 6 m de longitud, con traslapo mínimo de 2-3m.	6-7 de 3 m	12,5 cm
V	Avances 0,75- 1,0 m >300m			30% Según se requiera	
				7-8 de 3 m	
				30% Según se requiera	
		8-9 de 3 m	30% Según se requiera		

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Concreto lanzado.

El concreto lanzado se emplea como soporte principal, en la modelación se ubica en la componente de LINER, esta permite introducir simultáneamente el refuerzo de este, ya sea de fibra metálica o en algunos casos entibado o perfil metálico. Mas adelante se indican los entibados o perfiles metálicos y sus propiedades.

La resistencia mínima a compresión es de 28 MPa a los 28 días, se mejora sus propiedades en cuanto a su resistencia tracción según López Jimeno (1997) esta propiedad es la que se ve influenciada por las fibras, la cual, sin fibras es de 1,6 a 2,1 MPa y con estas llegan a estar entre 3 a 4 MPa. Lo anterior también se respalda en el documento elaborado por Sika en el 2004 sobre concreto reforzado con fibras.

Liner Type: Reinforced Concrete

Concrete

Thickness (m): 0.15

Young's Modulus (MPa): 25000

Poisson Ratio: 0.15

Compressive Strength (MPa): 28

Tensile Strength (MPa): 4.5

Unit Weight (MN/m3): 0.024

Material Type: Elastic Plastic

Liner Type: Reinforced Concrete

Concrete

Thickness (m): 0.075

Young's Modulus (MPa): 23500

Poisson Ratio: 0.15

Compressive Strength (MPa): 28

Tensile Strength (MPa): 3

Unit Weight (MN/m3): 0.024

Material Type: Elastic Plastic

a. Túnel del Toyo

b. Galería

Figura 8-9 Propiedades del concreto lanzado Caso 1

Fuente: Elaboración propia (2020)

Liner Type: Reinforced Concrete	Liner Type: Reinforced Concrete
<input checked="" type="checkbox"/> Concrete	<input checked="" type="checkbox"/> Concrete
Thickness (m): 0.25	Thickness (m): 0.125
Young's Modulus (MPa): 23500	Young's Modulus (MPa): 25000
Poisson Ratio: 0.15	Poisson Ratio: 0.15
Compressive Strength (MPa): 28	Compressive Strength (MPa): 28
Tensile Strength (MPa): 4.5	Tensile Strength (MPa): 4.5
Unit Weight (MN/m3): 0.024	Unit Weight (MN/m3): 0.024
Material Type: <input checked="" type="radio"/> Elastic <input type="radio"/> Plastic	Material Type: <input checked="" type="radio"/> Elastic <input type="radio"/> Plastic

a. Túnel del Toyo

b. Galería

Figura 8-10 Propiedades del concreto lanzado Caso 2

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Pernos

Los pernos empleados según las especificaciones de construcción son los pernos tipo A, este perno es de acero y tiene un diámetro de 25.4mm. la longitud de los pernos varía dependiendo del tipo de soporte y si son instalados en la galería o en el túnel principal, estos varían desde 3m a 6m.

Bolt Properties	
Bolt Type:	End Anchored
Bolt Diameter (mm):	25
Bolt Modulus, E (MPa):	200000
Tensile Capacity (MN):	0.13
Residual Tensile Capacity (MN):	0
Out-of-plane Spacing (m):	0.5

Figura 8-11 Propiedades de pernos

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Arcos de acero estructural

Se instalan arcos de acero estructural, según el tipo de terreno. Los arcos son de Tipo HEB-100 o TH-21, HEB-140 o TH-29 o similares. Los modelos empleados en el modelo son los TH-21 o TH-29 con sus respectivas propiedades.

Reinforcement Properties - TH21		Reinforcement Properties - TH29	
Spacing (m):	1	Spacing (m):	0.75
Section Depth (m):	0.108	Section Depth (m):	0.124
Area (m ²):	0.002655	Area (m ²):	0.003677
Moment of Inertia (m ⁴):	3.19e-006	Moment of Inertia (m ⁴):	5.86e-006
Young's Modulus (MPa):	200000	Young's Modulus (MPa):	200000
Poisson Ratio:	0.25	Poisson Ratio:	0.25
Compressive Strength (MPa):	400	Compressive Strength (MPa):	400
Tensile Strength (MPa):	400	Tensile Strength (MPa):	400
Weight (kg/m):	20.84	Weight (kg/m):	29
THN(THN): TH21		Perfil deslizante(TH): THN-29	

a. TH21

b. TH29

Figura 8-12 Propiedades de arcos de acero

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Enfilajes

En terrenos donde la capacidad de soporte no es competente se emplean la instalación de tubos de 3 1/2" a 4" de 9 a 12 m de longitud o micropilotes autoperforantes inyectados, con traslape mínimo de 3 m en el frente de excavación. Este tipo de elemento en la modelación se utiliza un tipo de material mejorado en una franja de 0.60m en la bóveda del túnel como se muestra en la Figura 8-13.

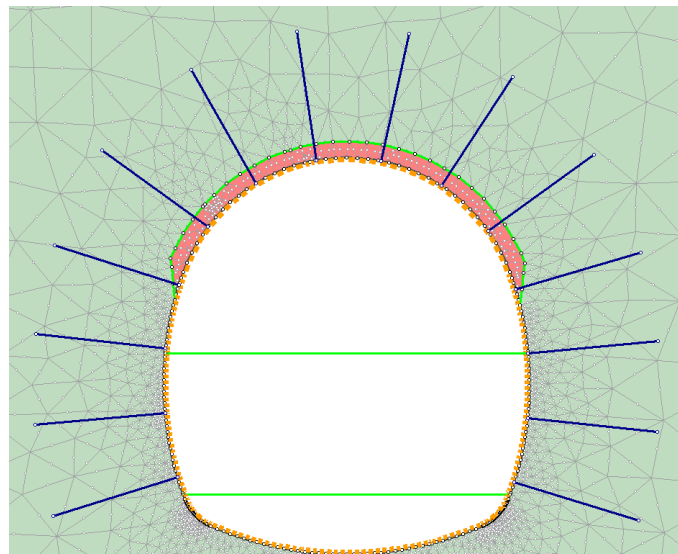


Figura 8-13 Sección del Túnel del Toyo con enfilaje

Fuente: Elaboración propia (2020)

8.3 MODELACIÓN EN ELEMENTOS FINITOS

Luego de la selección de parámetros del macizo rocoso donde se encuentran los casos a modelar y de definir los tipos de elementos de soporte a instalar, se define el tipo de

comportamiento del terreno, el cual se espera por el grado de fisuración sea isotrópico, exceptuando la galería en el Caso1, en donde en un diseño general del túnel se recomienda complementar el diseño de la galería considerando el macizo en esta zona como un material anisotrópico, es decir, un análisis por desprendimientos de cuñas en esta sección, en este trabajo no se realizó el análisis. Dejando claro lo anterior el análisis se realiza por elementos finitos 2D en el programa RS2 (anteriormente Phase 2) de Rocscience.

Comienza la etapa de modelación, buscando encontrar un modelo que se ajuste a los datos registrados en las estaciones de convergencia y utilizando la información de las fichas geomecánicas, en las cuales indican las condiciones del macizo rocoso encontrado en cada caso de análisis. En la Figura 8-14 se indica el procedimiento realizado para verificar el soporte instalado.

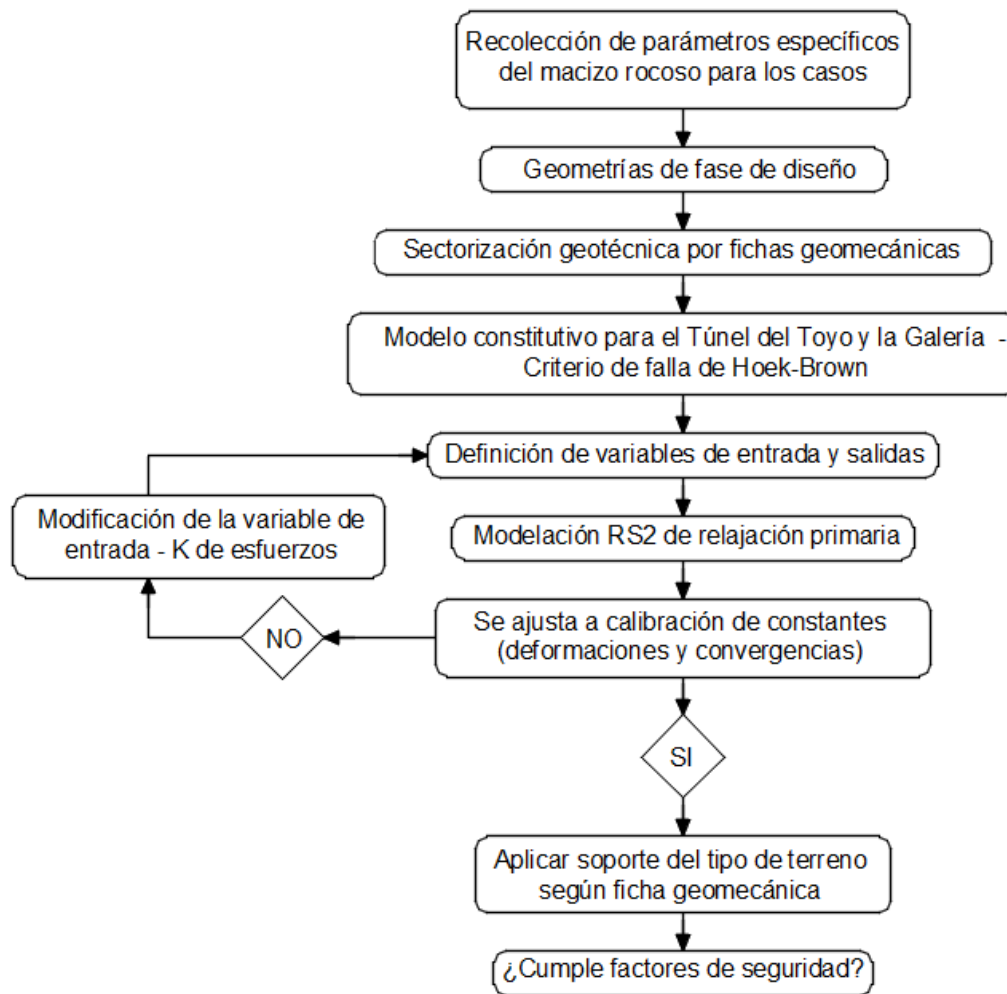


Figura 8-14 Procedimiento de análisis de soporte de diseño
Fuente: Elaboración propia (2020)

8.3.1 Resultados y análisis de la modelación

8.3.1.1 Caso 1

En el caso 1, el cual se encuentra en la formación Barroso, el macizo rocoso está conformado por basalto, con GSI entre 35-40 según las fichas geomecánicas, al modelar varios factores de k se encontró que las deformaciones se asemejaban a las mediadas en campo cuando el factor de esfuerzo k tomaba un valor de 1.15, se pueden observar en las Tabla 8-11 y Tabla 8-12, con este tensor de esfuerzo se procedió analizar los soportes y los factores de seguridad.

Tabla 8-11 Deformaciones absolutas horizontales del Caso 1 en el Túnel del Toyo

K de esfuerzo	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	Deformación horizontal excavación (m)			Deformación horizontal Soporte (m)		
			hastial derecho	hastial izquierdo	total (H1)	hastial derecho	hastial izquierdo	total (H1)
1,00	3,038	3,0378	0,0099	0,0099	0,0198	0,0095	0,0090	0,0185
1,10	3,038	3,3416	0,0114	0,0114	0,0228	0,0111	0,0111	0,0222
1,20	3,038	3,6454	0,0133	0,0126	0,0259	0,0126	0,0119	0,0245
1,15	3,038	3,4935	0,0124	0,0124	0,0248	0,0124	0,0117	0,0241

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 8-12 Deformaciones absolutas horizontales del Caso 1 en la Galería

K de esfuerzo	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	Deformación horizontal excavación (m)			Deformación horizontal Soporte (m)		
			hastial derecho	hastial izquierdo	total (H1)	hastial derecho	hastial izquierdo	total (H1)
1,00	3,038	3,0378	0,0280	0,0550	0,0830	0,0030	0,0050	0,0080
1,10	3,038	3,3416	0,0030	0,0060	0,0090	0,0033	0,0059	0,0092
1,20	3,038	3,6454	0,0035	0,0070	0,0105	0,0035	0,0063	0,0098
1,15	3,038	3,4935	0,0033	0,0065	0,0098	0,0033	0,0065	0,0098

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 8-13 Deformación modelación vs estación de convergencia – Caso 1

K de esfuerzo	Deformación horizontal total con soporte del túnel de Toyo (m)		Diferencia absoluta	Deformación horizontal total con soporte de la galería (m)		Diferencia absoluta
	Modelación	Estación de convergencia		Modelación	Estación de convergencia	
1	0,0185	0,02391	0,00541	0,008	0,00117	0,00683
1,1	0,0222	0,02391	0,00171	0,0092	0,00117	0,00803
1,2	0,0245	0,02391	0,00059	0,0098	0,00117	0,00863
1,15	0,0241	0,02391	0,00019	0,0098	0,00117	0,00863

Fuente: Elaboración propia (2020)

En el Anexo 10 se presentan los resultados de los análisis correspondientes con cada tensor de esfuerzo que se presentan en las Tabla 8-11 y Tabla 8-12. A continuación, se presenta solo los resultados arrojados por el programa RS2 en el análisis con el tensor de esfuerzo mostrado en la Figura 8-15, que corresponde a K=1,15.

Field Stress Properties

Field Stress Type:	Constant
Sigma 1 (MPa, Comp. +):	3.4935
Sigma 3 (MPa, Comp. +):	3.0378
Sigma Z (MPa, Comp. +):	3.0378
Angle (degrees from horizontal, CCW):	0
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):	0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +):	0

Figura 8-15 Tensor de esfuerzo in-situ caso1-k=1.15
Fuente: Elaboración propia (2020)

En las Figura 8-16 y Figura 8-17 se muestra los desplazamientos horizontales del túnel del Toyo y de la Galería de emergencia, y se indican la línea H1 de la estación de monitoreo, la cual es la que presenta la mayor deformación, y se selecciona como base de amarre o ajuste las convergencias medidas en campo. En este caso se realiza una sensibilidad con el valor de k hasta que el túnel de Toyo se presenta una deformación de 23,91 mm y en el modelo presenta una deformación de 24,10mm, lo que indica que aproximadamente el factor de esfuerzo k es de 1,15.

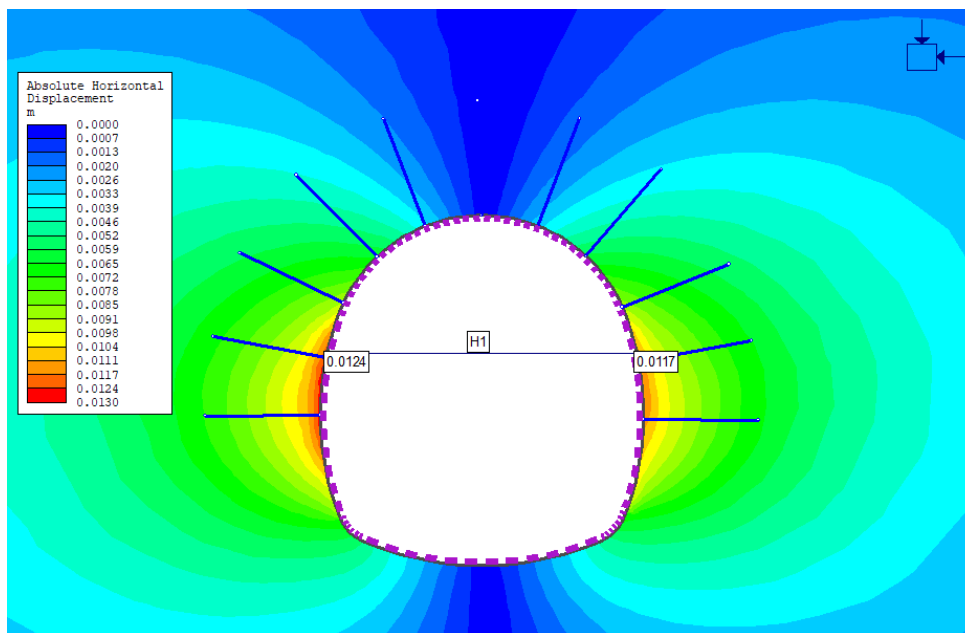


Figura 8-16 Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1
Fuente: Elaboración propia (2020)

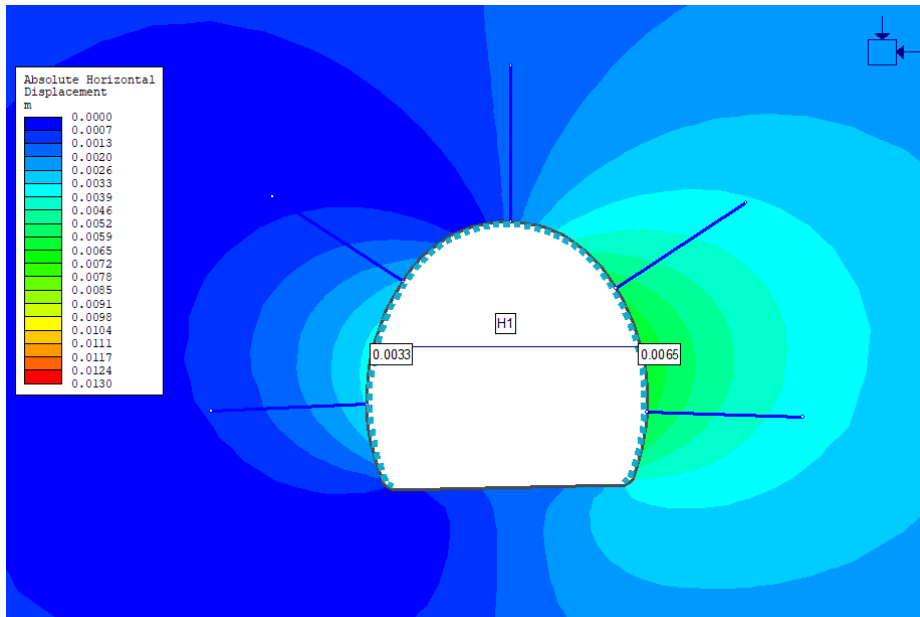


Figura 8-17 Desplazamiento horizontal absoluto Galería H1
Fuente: Elaboración propia (2020)

El soporte instalado del túnel del Toyo se comporta adecuadamente, para el tipo de terreno y tensor de esfuerzo, los factores de seguridad tanto del entibado como del concreto lanzado toman valores por encima de 1,50, con respecto al soporte de la galería de emergencia se evidencia factores de seguridad muchos mayores de 2, lo cual cumple muy por encima de lo esperado.

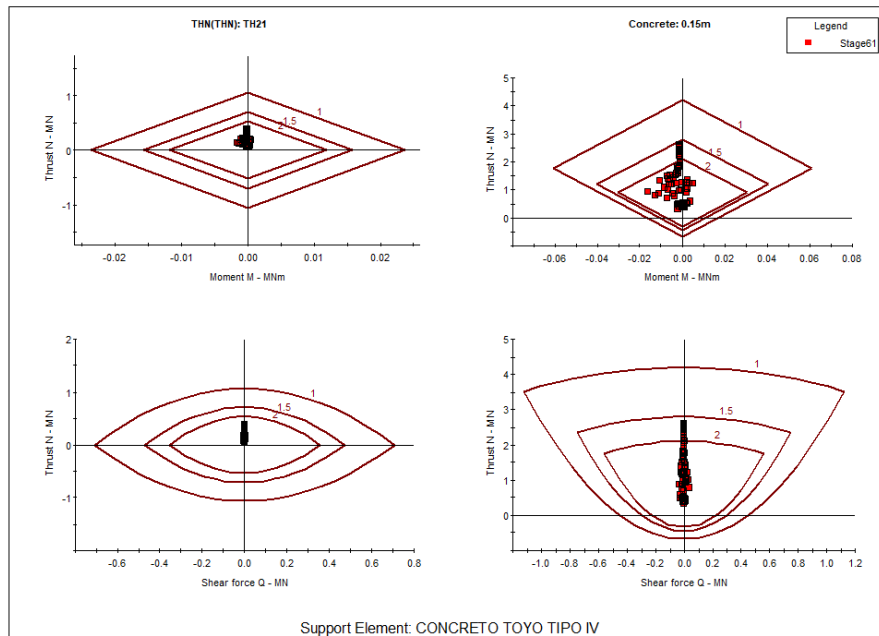


Figura 8-18 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso1-k=1.15
Fuente: Elaboración propia (2020)

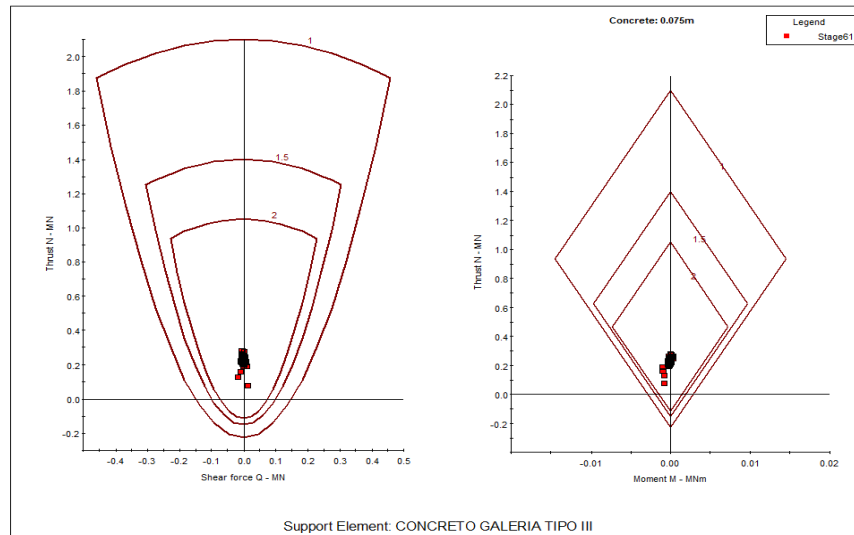


Figura 8-19 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso1-k=1.15. Fuente: Elaboración propia (2020)

Se observa que se puede realizar algún tipo de optimización del soporte de la galería de emergencia, en este caso sería adecuado analizar el macizo rocoso como un material anisotrópico, y adicional a esto, lo cual no es objeto de este trabajo de tesis, verificar las fallas que pueden ser ocasionadas por el desprendimiento de cuñas.

8.3.1.2 Caso 2

En el caso 2, el cual se encuentra en la formación Penderisco, el macizo rocoso está conformado por Lodolita, con GSI entre 10-15 según las fichas geomecánicas, en la Figura 8-7 se muestra que en las estaciones de convergencia las deformaciones del túnel del Toyo aún no se estabilizaban, por esto en este caso se optó por llegar a modelar muy cercano al factor de esfuerzo arrojado por la expresión de Sheorey (1994) mostrado en la Tabla 8-7, donde k es igual a 0,64.

Tabla 8-14 Deformaciones absolutas horizontales del Caso 2 en el Túnel del Toyo

K de esfuerzo	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	Deformación horizontal excavación			Deformación horizontal Soporte		
			hastial derecho	hastial izquierdo	total (H1)	hastial derecho	hastial izquierdo	total (H1)
1,10	3,233	3,5568	0,5950	0,5600	1,1550	---	---	---
1,00	3,233	3,2334	0,6000	0,5700	1,1700	---	---	---
0,90	3,233	2,9101	0,5400	0,5100	1,0500	---	---	---
0,80	3,233	2,5867	0,4750	0,4500	0,9250	0,2600	0,2600	0,5200
0,70	3,233	2,2634	0,3800	0,3600	0,7400	0,2400	0,2400	0,4800
0,65	3,233	2,1017	0,4000	0,4000	0,8000	0,2400	0,2400	0,4800

Fuente: Elaboración propia (2020)

Tabla 8-15 Deformaciones absolutas horizontales del Caso 2 en la Galería

K de esfuerzo	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	Deformación horizontal excavación			Deformación horizontal Soporte		
			hastial derecho	hastial izquierdo	total (H1)	hastial derecho	hastial izquierdo	total (H1)
1,10	3,233	3,5568	0,2100	0,3150	0,5250	---	---	---
1,00	3,233	3,2334	0,2100	0,3000	0,5100	---	---	---
0,90	3,233	2,9101	0,1500	0,2700	0,4200	---	---	---
0,80	3,233	2,5867	0,1000	0,2250	0,3250	0,0200	0,0120	0,0320
0,70	3,233	2,2634	0,1000	0,2200	0,3200	0,0200	0,1200	0,1400
0,65	3,233	2,1017	0,0750	0,2000	0,2750	0,0200	0,1200	0,1400

Fuente: Elaboración propia (2020)

En el Anexo 10 se presentan los resultados de los análisis correspondientes con cada tensor de esfuerzo que se presentan en las Tabla 8-14 y Tabla 8-15. A continuación, se presenta solo los resultados arrojados por el programa RS2 en el análisis con el tensor de esfuerzo mostrado en la Figura 8-20, que corresponde a K=0,70.

Field Stress Properties

Field Stress Type:

Sigma 1 (MPa, Comp. +):

Sigma 3 (MPa, Comp. +):

Sigma Z (MPa, Comp. +):

Angle (degrees from horizontal, CCW):

Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):

Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +):

Figura 8-20 Tensor de esfuerzo in-situ caso2-k=0,70

Fuente: Elaboración propia (2020)

En las Figura 8-21 y Figura 8-22 se muestra los desplazamientos horizontales del túnel del Toyo y de la Galería de emergencia, y se indican la línea H1 de la estación de monitoreo, la cual es la que presenta la mayor deformación, y se selecciona como base de amarre o ajuste las convergencias medidas en campo. En este caso hacer un ajuste con las deformaciones obtenidas en campo ya que aún no se ha estabilizado, pero se analiza su comportamiento para el k=0,70, para poder analizar el soporte en el punto donde ya estén estabilizados los esfuerzos y las deformaciones en el contorno del túnel.

Se observa en las Figura 8-23 y Figura 8-24 que el soporte instalado en la sección del túnel en algunas zonas el concreto lanzado tiene un factor seguridad por debajo de la unidad, lo que nos indica posibles zonas de fracturamiento de este, lo cual en las visitas a la construcción del túnel del Toyo se evidencio, pero aunque el concreto en algunas zonas falle, el entibado metálico no falla en ninguna zona, lo que indica que la sección de túnel no colapsara cuando esta se termine de deformar, pero podría ser necesario la reposición en algunas zonas de concreto lanzado.

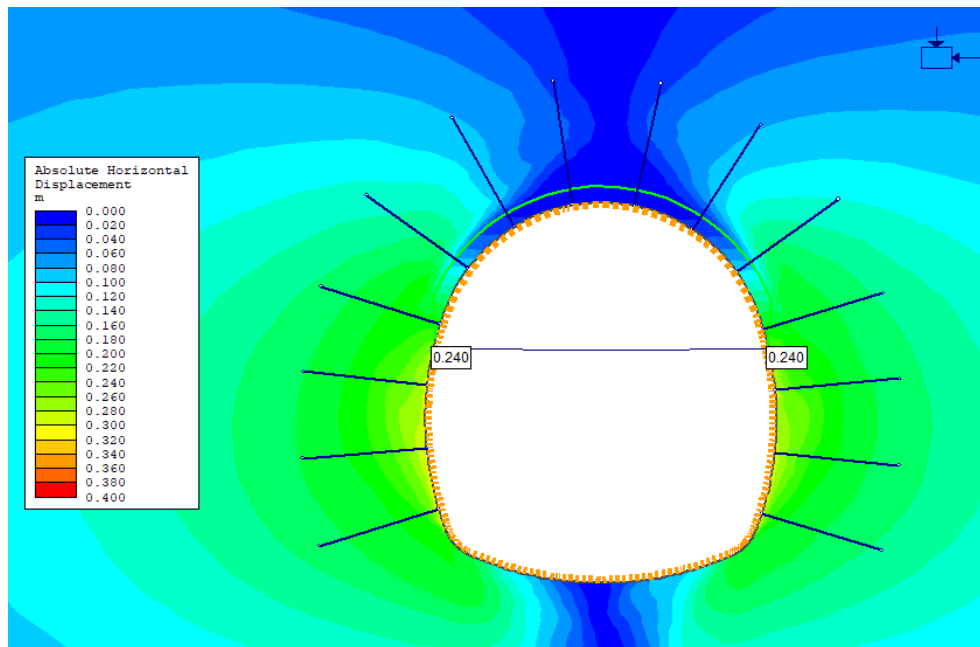


Figura 8-21 Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1
Fuente: Elaboración propia (2020)

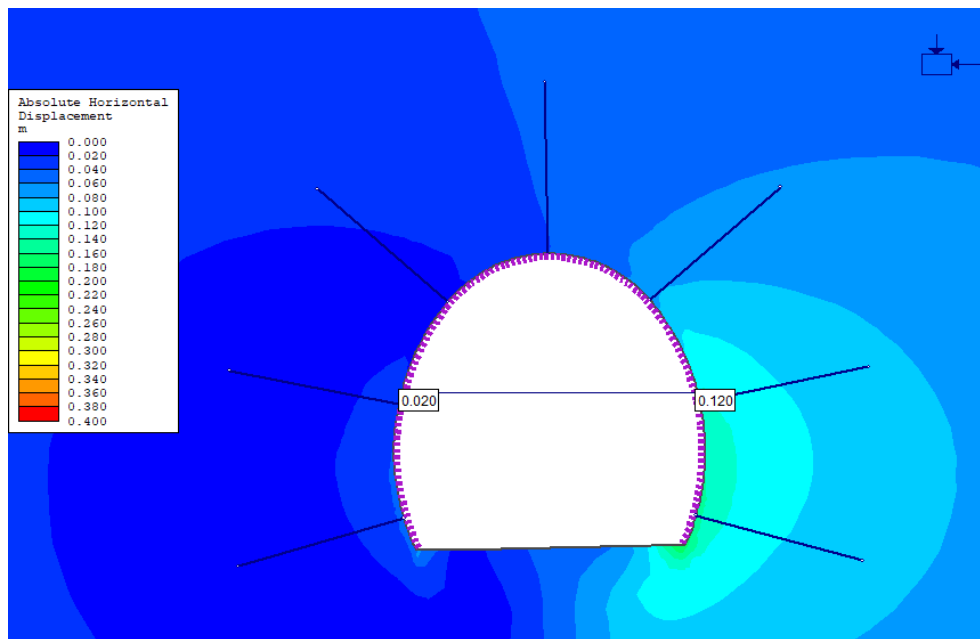


Figura 8-22 Desplazamiento horizontal absoluto Galería H1
Fuente: Elaboración propia (2020)

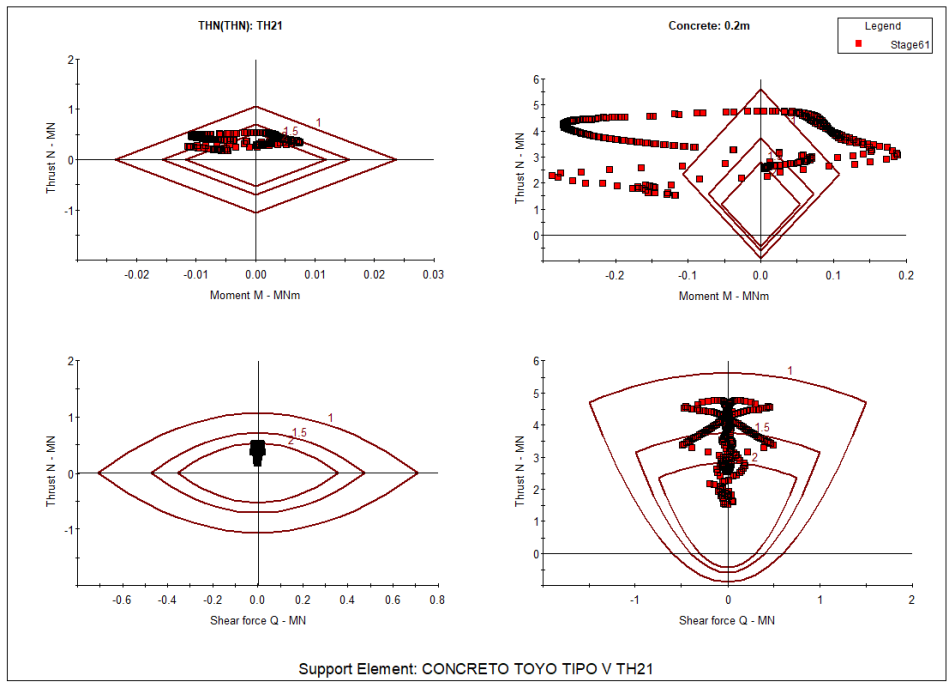


Figura 8-23 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso2-k=0.70
Fuente: Elaboración propia (2020)

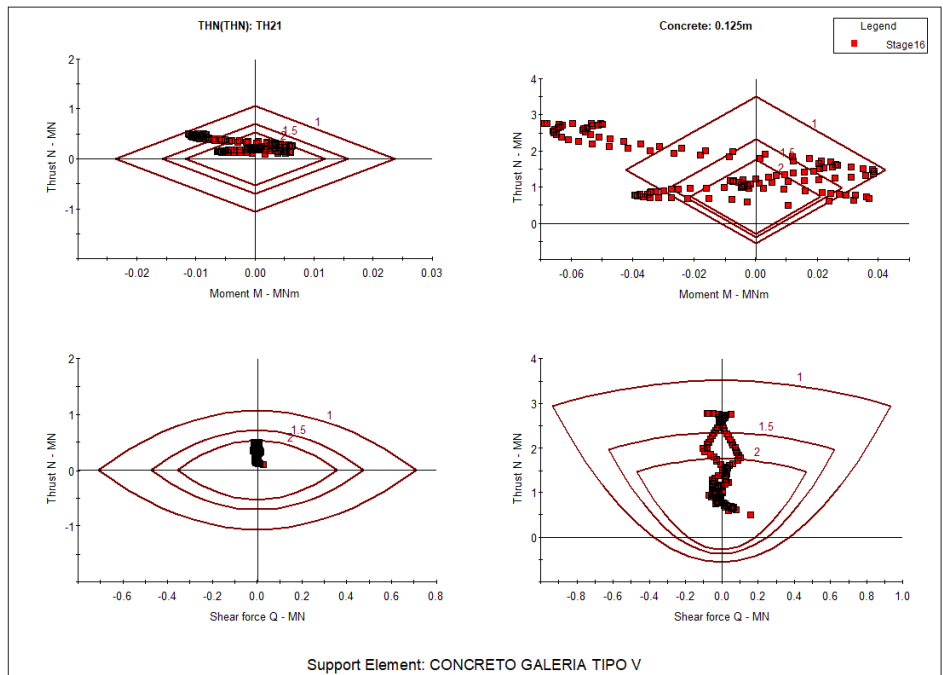


Figura 8-24 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso2-k=0.70.
Fuente: Elaboración propia (2020)

Las determinaciones de los esfuerzos resultan en la mayoría de los casos muy complejas, ya que las mediciones de estos en campo no se realizan en la mayoría de los proyectos colombianos y las fórmulas teóricas y analíticas para determinarlos aún se encuentran en constante modificación. Estas fórmulas empíricas dependen de las experiencias de proyectos similares, lo que genera una gran incertidumbre ya que cada sitio está sometido a esfuerzos propios de la historia geológica de cada región. Pero como vemos en las anteriores modelaciones de los casos en elementos finitos afecta de manera considerables las deformaciones y el funcionamiento de los soportes.

9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 CONCLUSIONES

Realizando un estudio detallado del estado del arte de las normativas, guías y manuales a nivel global del diseño geotécnico de túneles, se efectuó una comparación de las normas de otros países y se evidenció la insuficiencia en varios puntos y por ende la necesidad de la actualización y modernización del manual o la elaboración de una nueva normativa y hacer de este, un documento de carácter de cumplimiento obligatorio, colocando criterios y pautas mínimas para unificar los diseños, en una posible nueva versión del Manual de Túneles del INVÍAS - *Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera* - como documento de soporte y análisis de diseño para los túneles en Colombia.

La normativa colombiana no presenta contenido respecto a parámetros del macizo rocoso, métodos numéricos de análisis, análisis y diseño de soporte, y tipos de excavaciones, a diferencia de las internacionales que sí lo abordan en detalle. Ante esto México y EEUU presentan en sus respectivos manuales un alto nivel de detalle. Por otro lado, en lo atinente al soporte en túneles en suelo la normativa colombiana no presenta una sección dedicada al estudio del soporte de túneles en suelo, a diferencia de México y EEUU que dedican apartados completos y en detalle al respecto de este. En lo que respecta al mapeo geológico, Colombia tiene un nivel medio de detalle, destacando México y EEUU con un nivel alto; y en cuanto a los programas de computador usualmente empleados en el análisis geotécnico para el diseño de túneles en Colombia no se presenta una variedad de estos, a diferencia de México y EEUU que han logrado mayores avances en este aspecto. En lo que se refiere al revestimiento permanente en el manual; en el último proyecto de actualización presentado en el año 2020, solo se recomienda el uso de RCD, independiente del tipo de túnel o condiciones geológicas del proyecto.

Lo anterior no solo se evidenció en el estado del arte de las normativas, sino que, al adentrarnos en el diseño e información obtenida durante construcción de uno de los túneles más importantes en la actualidad en Colombia, se manifiestan problemáticas tales como el tipo de terreno proyectado, varían notablemente durante la etapa de la construcción y las deformaciones obtenidas superan las proyectadas, lo anterior genera sobrecostos y aumentos en los tiempos de construcción proyectados; cabe el cuestionamiento si esto se podía prever en la etapa del diseño con un número mayor de exploraciones, varios análisis de sensibilidad o ensayos para determinar el tensor de esfuerzos.

Los tipos de terrenos proyectados no coinciden con los encontrados en la construcción, sin embargo, en la revisión de las secciones con el soporte instalado y obteniendo datos de deformación y comportamientos similares a los registrados en las estaciones de medición se observa que los tipos de soporte tiene un factor de seguridad mayor de 1.5 y que la estabilidad del túnel no presenta riesgos para el caso de análisis 1, en el caso de análisis 2 se presenta valores no recomendados en el factor de seguridad para el entibado metálico menores a 1,5, aunque no presenta valores por debajo de la unidad, y presenta falla en el concreto lanzado, lo que muestra que en algunas zona es probable

que se requiera una capa adicional de concreto lanzado. Lo anterior evidencia un tiempo de construcción y un presupuesto mucho más elevado que el proyectado en el diseño, llegando a afectar hasta la culminación de la obra por motivos de presupuesto.

En la construcción de los túneles, aunque es usual que se lleve a cabo el adecuado monitoreo y el levantamiento de fichas geomecánicas, según lo indicado para cada tipo de terreno, se requiere un mayor seguimiento y análisis de estos datos para mejorar la toma de decisiones. Se recomienda además de realizar el monitoreo a las deformaciones, extraer muestras de los frentes de excavación en casos especiales y realizar algunos ensayos de compresión simple y de módulo de deformación, cuando las muestras y las condiciones del avance lo permitan, de esta manera conseguir un ajuste del modelo. El Manual de INVÍAS podría complementarse en este punto, puesto que se debería aprovechar el acceso franco a las litologías estudiadas en diseño y validar los parámetros obtenidos de perforaciones puntuales para el diseño.

Existe actualmente una gran incertidumbre en las determinaciones de los esfuerzos, ya que las mediciones de estos en campo no se realizan en la mayoría de los proyectos colombianos ya que, las fórmulas teóricas y analíticas para determinarlos aún se encuentran en constante modificación. Estas fórmulas empíricas dependen de las experiencias de proyectos similares, lo que genera una gran incertidumbre puesto que cada sitio está sometido a esfuerzos propios de la historia geológica de cada región, lo cual está directamente relacionado con las deformaciones y el tipo de soporte necesario para la estabilidad del túnel.

9.2 RECOMENDACIONES PARA NORMATIVA DE DISEÑO GEOTECNICO DE TÚNELES

A continuación, se plantean algunas recomendaciones con los temas que se han identificados en el Manual de Túneles del INVÍAS "*Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera*" las cuales aplican para la versión 2020 publicada en la página web el 6 de septiembre del 2020. Las recomendaciones se hacen de acuerdo con el estudio realizado del estado del arte con respecto a las normativas y de acuerdo con el caso práctico, considerando con estas mejoras se podría llegar a minimizar los riesgos en construcción asociadas al diseño geotécnico.

Exploración de campo (esfuerzos "in-situ"): aunque no es objeto de este trabajo de grado, está directamente correlacionada con los objetivos de la tesis, ya que, al tener una mejor exploración de campo, es posible obtener un mejor diseño, por lo tanto, es importante recomendar, una exploración de mejor calidad que brinde los elementos para tener una mayor claridad y determinación en el estado de esfuerzos in situ tratados en el capítulo 5.4.12 de Manual. En este numeral exponen una metodología recomendada por la ISRM (International Society for Rock Mechanics), cuyo procedimiento no deja claridad de su aplicabilidad para los diferentes tipos de túneles, por lo cual al estar en un país donde los recursos son limitados, en algunos proyectos pequeños no es viable la obtención del tensor de esfuerzo mediante ensayos "in situ", derivando esto en que en la fase de diseño del túnel se deberá hacer un análisis de sensibilidad de la variación de este parámetro. En túneles de gran longitud y ubicados en zonas geológicas especiales se debe dejar claridad que es necesario seguir el procedimiento a detalle.

Se deberá recopilar la información de los túneles construidos, generar bases de datos que permitan tener un conocimiento más amplio sobre las relaciones de esfuerzo y tipos de rocas en cada una de las cordilleras de Colombia, para llegar a correlaciones locales de esfuerzos in-situ, pero también recomendar llevar a cabo un análisis de la variación del k en el diseño, con el objetivo de visualizar qué tan influyente es su valor en los resultados de esfuerzos y deformaciones.

Clasificaciones geomecánicas: En las etapas tempranas del proyecto son de gran ayuda para una primera aproximación de soportes y en sectorización del terreno en fase de diseño y construcción. Por lo anterior es oportuno tener más profundidad en el Manual clasificaciones de tipo empíricas como lo son el Q de Barton, el RMR y el GSI.

Modelo geomecánico del terreno: Se recomienda incluir la obtención de los parámetros del macizo rocoso de deformabilidad, como lo es el módulo de elasticidad E_m y la relación de Poisson ν_m y parámetros de resistencia dependiendo del criterio de falla a utilizar, las recomendaciones de procedimientos o lineamientos mínimos, estimaciones de los parámetros a través campaña de ensayos o de datos experimentales

Análisis de excavación y sistema de soportes: Para el análisis de las excavaciones en obras subterráneas es necesario definir los criterios mínimos del cálculo, exponer los distintos métodos de cálculos de sostenimiento, como lo es el método analítico, empírico y numéricos. En donde sería aconsejable tomar en cuenta al menos dos para un adecuado diseño.

Plantear el diseñador en el Manual los tipos de cálculos numéricos, los cuales en una etapa avanzada se hacen ineludibles, como también la modelación de las etapas de excavación e instalación de soportes. Se debe recomendar e indicar los tipos de análisis necesarios para cada etapa o proyecto según su magnitud y sus condiciones geológicas, y en casos complejos de ser necesario solicitar un modelo numérico en 3D. En la actualidad existen varios programas de análisis, que manejan diferentes métodos de análisis, de diferencia finitas y de elementos finitos, manuales como el de EEUU recomienda dependiendo del tipo de macizo rocoso.

Es conveniente que se indique la necesidad de los análisis y diseños estructural de cada elemento de soporte, ya que se evalúa la estabilidad del túnel en general y se llega a olvidar el análisis de cada elemento y su adecuado funcionamiento. pautas para diseño de los soportes o tratamientos especiales como lo son el enfilaje, inyecciones de consolidación e impermeabilización, entre otros.

Para el revestimiento definitivo en el cual se opta por el RCD (Soporte primario, capa de material impermeabilizante y concreto hidráulico fundido in situ) en la nueva versión, en el capítulo 6.10.2, se debe replantear, ya que, en algunos casos, por ejemplo, túneles cortos, encarecerían el proyecto sin ser este tipo de revestimiento una necesidad para una adecuada operación.

Diseño de portales: No se debe encaminar al diseño de un portal al de un simple talud, se definir criterios de diseño para geometría y soportes de los portales de entrada y salida de los túneles, en los cuales se presente la interacción talud-túnel, en los cuales en casos de alta complejidad es necesario análisis en 3D.

Tipo de excavaciones: En la actualidad el manual está enfocado a la metodología de construcción NATM, dejando a un lado los demás métodos que serían de gran ayuda en

terrenos de resistencias bajas donde se pueda emplear un tipo de excavación con TBM, es necesario replantear y recomendar en una etapa temprana del proyecto la justificación del método de excavación, la cual se evalúen los costos, beneficios y riesgos que llevaría tomar cada tipo de excavación, y si es el caso volver a evaluarlo en la etapa del diseño definitivo.

Control en la fase de construcción: En el Manual se refiere a un plan de seguridad geotécnica para construcción, aunque se mencionan los mapeos como variable del monitoreo, no se presenta a detalle, las cuales deberían de ser de obligatorio levantamiento en la construcción del túnel, los cuales permitan llevar un control tanto en etapa de diseño como en etapa de construcción.

Adicional es importante llevar un control de estado de sostenimiento una vez instalado, en el cual se lleven un registro de las carencias y defectos del sostenimiento, identificando los posibles riesgos. De igual manera se requiere la toma de muestras y ensayos en etapa de construcción, los cuales sería conveniente hacer chequeos en muestras extraídas directamente dentro del túnel, en especial en zonas donde se presentan comportamientos especiales y se ve involucrada la estabilidad del túnel.

Por último, se hace necesario el requerimiento realizar un informe periódico donde se analicen los datos de monitoreo, fichas geomecánicas y ensayos realizados en construcción y se puedan tomar medidas o realizar recomendaciones en el diseño del túnel, con el fin de minimizar los riesgos.

10 REFERENCIAS

- Agencia Nacional de Infraestructura (ANI). (marzo de 2014). *Gobierno nacional prioriza recursos para autopistas para la prosperidad*. Obtenido de <https://www.ani.gov.co/article/gobierno-nacional-prioriza-recursos-para-autopistas-para-la-prosperidad-10332>
- Arias, D., & Diaz, W. (2016). Diseño y construcción de túneles de ladera: Colombia. [Tesis de Maestría]. Universidad Santo Tomás., Bogotá D.C.
- Athanasopoulo, A., Bezuijen, A., Bogusz, W., Bournas, D., Brandtner, M., Breunese, A., & Subrin, D. (2019). *Standardisation needs for the design of underground structures*. European Commision JRC Technical Reports.
- Austrian Society for Geomechanics [ASG]. (2010). *Guideline for the Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation*. Obtenido de https://www.ytmk.org.tr/files/files/Guideline_Geotechnical_Design_conv_2010_01.pdf
- Banco de la República. (2017). *Tasas de interés*. Bogotá.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support. *Rock Mechanics*, 6(4), 189-236.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley andSons, Inc.
- Cortínez, V., & Girón, P. (s.f.). *El método de los elementos finitos en la ingeniería práctica*. Obtenido de <https://www.frbb.utn.edu.ar/utec/9/n03.html>
- Deere, D. (1963). Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. *Rock Mech. Eng. Geol*, 1, 16-22.
- Deere, D., Peck, R., Parker, H., Monsees, J., & and Schmidt, B. (1970). Design of Tunnel Support Systems . *Highway Research Record*(339), 26-33.
- Dirección de Vialidad. (Marzo de 2012). *Manual de Carreteras Volumen N°3 de Chile*. Obtenido de Ministerio de Obras Públicas: <http://www.vialidad.cl/areasdevialidad/manualdecarreteras/Paginas/informativos.aspx>
- Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. (Junio de 2015). *Manual de Carreteras – Túneles, Muros y Obras Complementarias*. Obtenido de Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú: http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/p_recientes/5800.pdf
- Gonzales, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica*. España : Editorial Pearson.
- Hamada, R. (1972). The effect of the firm's capital structure of the systematic risk of common stocks. *The Journal of Finance*.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2010). *Metodología de la Investigación. 6ta. Edición*. México: McGraw Hill.

-
- Hoek, E. (2017). *Practical Rock Engineering*. Canadá. Obtenido de <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). *Underground excavations in rock*. London, Instn Min. Metall.
- Hoek, E., & Kaiser, P. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. . CRC Press.
- Instituto Nacional de Vías [INVÍAS]. (2015). *Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera*. Obtenido de https://www.academia.edu/21621042/Invias_2015-Manual_de_tuneles_para_Colombia
- Juárez, J. (febrero de 2016). *Las Tensiones Naturales*. Recuperado el 20 de junio de 2020, de <https://es.scribd.com/document/298967133/Las-Tensiones-Naturales>
- Laboratorio Oficial J. M. Madariaga [LOM]. (2015). *Guía sobre control geotécnico en minería subterránea. (NIPO en línea: 070-16-014-8)*. Obtenido de <https://energia.gob.es/mineria/Seguridad/Guias/Gu%C3%ADas/Guia-control-geotecnico-mineria-subterranea.pdf>
- López Jimeno, C. (1997). *Manual de túneles y obras subterráneas*. (C. López Jimeno, Ed.) Madrid.
- Morales, M. (2009). Caracterización geotécnica y determinación de ángulos de talud en yacimiento Franke. [*Trabajo de Grado*]. Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- Navarro, S., Ortiz, R., & Ruiz, J. (s.f.). *Geotecnia aplicada a la construcción de túneles. (sin ciudad y sin editorial)*. Obtenido de https://issuu.com/primiramone/docs/geotecnia_aplicada_a_la_construcci_n_de_t_neles
- Road Development Authority [RDA] & Japan International Cooperation Agency [JICA]. (Febrero de 2018). *Guideline for Design of Road Tunnel*. Obtenido de <https://openjicareport.jica.go.jp/pdf/12303566.pdf>
- Rodríguez, M. (2017). Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas. [*Tesis de Maestría*]. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá D.C.
- Ruiz, G., Murrieta, R., & Ponn, C. (2016). *Manual de diseño y construcción de túneles de carretera*. . Obtenido de Secretaría de comunicaciones y transporte, México D.F.: http://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Manuales/Manual_Tuneles/Indice.pdf
- Sánchez, P., & Suarez, L. (2018). Estado del arte de la normativa latinoamericana en diseño y construcción de túneles viales. . [*Tesis de Grado*]. Universidad de La Salle. Obtenido de https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1334&context=ing_civil
- Sheorey, P. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. . *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech*, 31(1), 23-34.
- Sika. (2004). *Concreto reforzado con Fibras*. Colombia.

-
- Terzaghi, K. (1994). *Rock defects and loadas on tunnel supports*. Rock tunneling with stell suppor Proctor & Withe.
- U.S. Department of Transportation Publication & Federal Highway Administration . (2009). *Technical manual for design and construction of road tunnels – civil elements*. Obtenido de https://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/tunnel_manual.pdf
- UPME. (2015). *Plan de Expansión de Referencia en Generación y Transmisión 2015 - 2029. Versión preliminar*. Bogotá.
- UPME. (2016). *Registro de Proyectos de Generación diciembre de 2016*. Bogotá.
- Urrea, H. (s.f.). *Clasificación geométrica de las rocas Método Terzagui, CSIR (Bieniawski) y NGI*. Obtenido de Recuperado de <https://www.academia.edu/27988992>
- Villar, N. F. (2011). Desarrollo de patrones de Fracturamiento y mecanismos de deformación del anticlinal de Monterralo. Piedemonte llanero, cordillera oriental de Colombia. [*Tesis de maestría*]. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C, Colombia.

ANEXO 1

CLASIFICACIONES DE METODOS EMPIRICOS

CLASIFICACIÓN TERZAGHI

Tabla A1- 1 Definiciones de clases de rocas propuesta por la teoría de cargas de roca de Terzaghi del 1946.

CLASE	TIPO DE ROCA	DEFINICIÓN
I	Dura y sana	La roca es inalterada. No contiene juntas ni pequeñas fracturas. Por lo tanto, si esta se fractura, lo hace a través de roca intacta. Después de la excavación y por causa de las voladuras, la roca puede presentar muchas fracturas ocasionando desprendimientos en el techo durante muchas horas o días después de la excavación. también en este tipo de roca puede ocurrir estallidos de roca (popping o rockburst). La resistencia a la Compresión Inconfinada es igual o superior a 100 MPa.
II	Dura y estratificada o esquistosa	La roca es dura y en capas, por lo que estos estratos individuales pueden presentar poca o nula resistencia de separación entre las superficies de contacto entre estas. pueden o no presentar diaclasas transversales a las estratificaciones. En estas rocas, la condición de caída de fragmentos rocosos es muy frecuente.
III	Masiva, moderadamente diaclasada	Contiene juntas y pequeñas fracturas, pero los bloques existentes entre juntas están ensamblados de tal forma que las paredes verticales no requieren de sostenimiento lateral. Puede aparecer caída de fragmentos rocosos y pequeños "estallidos de rocas".
IV	Moderadamente fracturada y agrietada. Bloques y capas	Consiste en roca inalterada químicamente con fragmentos que están completamente separados unos de otros e imperfectamente entrelazados. En estos casos las paredes laterales pueden necesitar un soporte.
V	Muy fracturada	Se compone de roca inalterada químicamente, pero triturada (tamaño bloques < 1 m). Si la mayoría de los fragmentos son del tamaño de arena de grano fino y no ha existido una cementación posterior, la roca fracturada bajo el nivel freático exhibe las propiedades de una arena saturada (portadora de agua) y asentada.
VI	Completamente fracturada, pero sin meteorizar	Comprende roca químicamente intacta (tamaño bloque \leq 30 cm). No están entrelazados. La roca va cediendo lentamente hacia el interior del túnel sin aumento perceptible de volumen. Considerable presión lateral se espera sobre los soportes del túnel.
VII	Rocas deformables, profundidad moderada	Son rocas muy deformables donde se puede producir fuertes presiones laterales. Son rocas muy deformables Su deformabilidad depende del alto porcentaje de partículas microscópicas y submicroscópicas de minerales micáceos o minerales arcillosos con baja capacidad de expansión. Profundidad moderada es un término relativo y podría ser 150 a 1000 m.
VIII	Rocas deformables, gran profundidad	La profundidad puede ser mayor de 150 m. La profundidad máxima recomendada del túnel es de 1000 m.
IX	Rocas expansivas	Avanza hacia el interior del túnel principalmente debido a la expansión. Fenómeno asociado al cambio de volumen debido a las propiedades químicas de la roca, por lo general en presencia de humedad o agua. Esta capacidad de expansión queda limitada a los estratos que contienen minerales de arcilla tales como la montmorillonita, con gran capacidad de expansión.

Tabla A1- 2 Factor de carga de roca dentro de las diversas clases de roca, Terzaghi del 1946

CLASE	CONDICIÓN DE LA ROCA	CARGA DE ROCA (Hp)	OBSERVACIONES
I	Dura y sana	Cero	Sólo requiere revestimiento ligero si ocurre desprendimiento de fragmentos rocosos o estallidos.
II	Dura y estratificada o esquistosa	0 a 0,5B	Sostenimiento ligero principalmente como protección contra caída de fragmentos rocosos de las paredes. La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro.
III	Masiva, moderadamente diaclasada.	0 a 0,25B	
IV	Moderadamente fracturada y agrietada. Bloques y capas.	0,25B a 0,35*(B + Ht)	No hay presión lateral.
V	Muy fracturada	(0,35 a 1,10) * (B + Ht)	Poca o ninguna presión lateral.
VI	Completamente fracturada, pero sin meteorizar	1,10 * (B + Ht)	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos o bien marcos circulares.
VII	Rocas deformables, profundidad moderada	(1,10 a 2,10) * (B + Ht)	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible emplear marcos circulares.
VIII	Rocas deformables, gran profundidad	(2,10 a 4,50) * (B + Ht)	
IX	Rocas expansivas	Hasta 250 ft (80m), independientemente del valor de (B + Ht)	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, utilizar refuerzo elástico.

Fuente: (Rodríguez, 2017).

Donde: B = Distancia entre hastiales del túnel en metros; Ht = Altura de la excavación en metros y Hp = Altura de la masa de roca suelta por encima del techo del túnel de carga en desarrollo.

Nota: Los valores dados para las clases de roca IV a VI, cuando el techo del túnel se encuentra permanentemente por encima del nivel freático, la carga debe reducirse en un 50%.

CLASIFICACIÓN RQD (DEERE)

Tabla A1- 3 Factor carga de roca, clasificación modificada por Deere et al del 1970 sobre la de Terzaghi del 1946.

CLASE	CONDICION DE LA ROCA	RQD %	CARGA DE ROCA (Hp)	OBSERVACIONES
I	Dura y sana	95-100	Cero	Sólo requiere revestimiento ligero si ocurre desprendimiento de fragmentos rocosos o estallidos.
II	Dura y estratificada o esquistosa	90-99	0 a 0,5B	Sostenimiento ligero principalmente como protección contra caída de fragmentos rocosos de las paredes. La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro. Clases IV, V y VI se reducen en un 50% de los valores de Terzaghi, porque el nivel freático tiene poco efecto sobre la carga de roca (Terzaghi, 1946)
III	Masiva, moderadamente diaclasada	85-95	0 a 0,25B	
IV	Moderadamente fracturada y agrietada. Bloques y capas.	75-85	0,25B a 0,35*(B + Ht)	
V	Muy fracturada	30-75	(0,2 a 0,6) * (B + Ht)	
VI	Completamente fracturada, pero sin meteorizar	3-30	(0,6 a 1,10) * (B + Ht)	
Via	Arena y grava	0-3	(1,10 a 1,40) * (B + Ht)	
VII	Rocas deformables, profundidad moderada	NA	(1,10 a 2,10) * (B + Ht)	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible emplear marcos circulares.
VIII	Rocas deformables, gran profundidad	NA	(2,10 a 4,50) * (B + Ht)	
IX	Rocas expansivas	NA	Hasta 250 ft (80m), independientemente del valor de (B + Ht)	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, utilizar refuerzo elástico.

Fuente: Rodríguez, 2017.

Donde: **B** = Distancia entre hastiales del túnel en metros; **Ht** = Altura de la excavación en metros y **Hp** = Altura de la masa de roca suelta por encima del techo del túnel de carga en desarrollo.

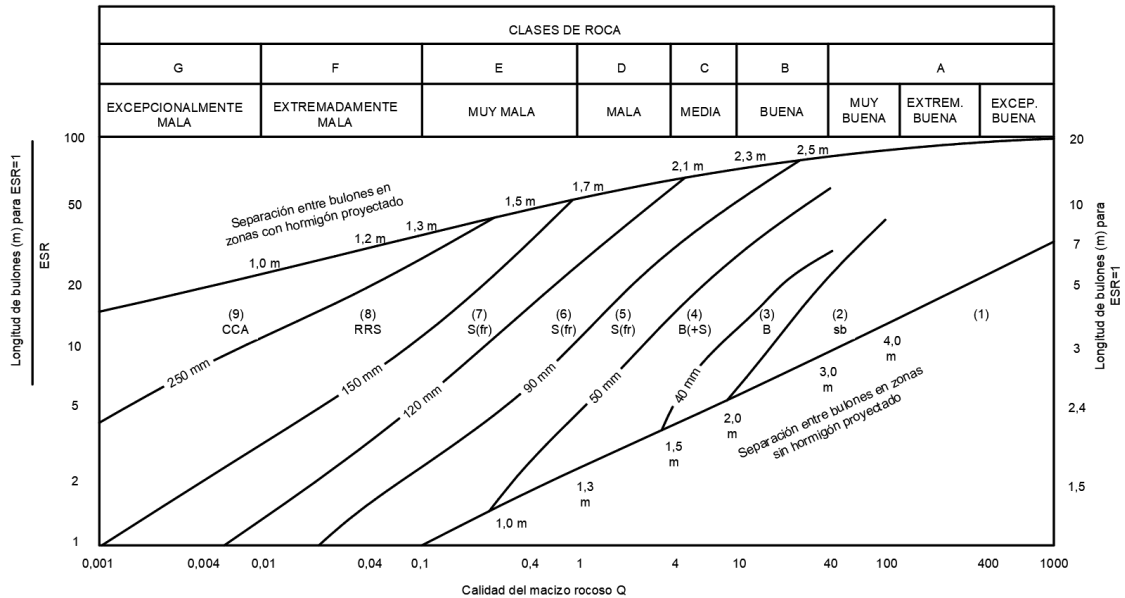
Tabla A1- 4 Directrices para la selección de conjunto de arcos de acero para túneles de 6 a 12 metros de diámetro por Deere et al. del 1970.

RQD %	Método de Construcción	Arcos de Acero		Pernos de Anclaje		Concreto Lanzado Convencional		Soporte Adicional
		Peso de arcos de Acero	Espaciado	Espaciado del Perno Patrón	requerimientos adicionales	Bóveda	Hastiales	
Excelente RQD > 90	Tuneladora	Ligero	Ninguno de vez en cuando	Ninguno de vez en cuando	Nada frecuente	Ninguno de vez en cuando	Nada	Nada
	Perforación y voladura	Ligero	Ninguno de vez en cuando	Ninguno de vez en cuando	Nada frecuente	Ninguno de vez en cuando	Nada	Nada
Bueno RQD 75 a 90	Máquina de perforación	Ligero	Ocasional entre 1.5 a 1.8 m	Ocasional entre 1.5 a 1.8 m	Ocasional malla y correas	Aplicación localizada 5 a 7.5 cm	Nada	Nada
	Perforación y voladura	Ligero a medio	1.5 a 1.8 m	1.5 a 1.8 m	Ocasional malla y correas	Aplicación localizada 5 a 7.5 cm	Nada	Nada
Intermedio RQD 50 a 75	Máquina de perforación	Ligero a medio	1.5 a 1.8 m	1.5 a 1.8 m	Se requieren Malla y correas	5 a 10 cm	Nada	Pernos de anclaje
	Perforación y voladura	Ligero a medio	1.2 a 1.5 m	0.9 a 1.5 m	Malla y correas son requerido	10 cm o más	10 cm o más	Pernos de anclaje
Pobre RQD 25 a 50	Máquina de perforación	Medio Circular	0.6 a 1.2 m	0.9 a 1.5 m	Anclaje puede ser difícil de obtener. Se requiere considerable malla y correas	A10 a 15 cm	10 a 15 cm	Perno de anclaje según sea necesario (1.2 a 1.8 m de centro a centro)
	Perforación y voladura	Medio a pesado Circular	0.2 a 1.2 m	0.6 a 1.2 m	Anclaje puede ser difícil de obtener. Se requiere considerable malla y correas.	15 cm o más	15 cm o más	Perno de anclaje según sea necesario (1.2 a 1.8 m de centro a centro)
Muy pobre RQD < 25	Máquina de perforación	Medio a pesado Circular	0.6 m	0.6 a 1.2 m	Anclaje puede ser imposible. Se requiere 100% de malla y correas.	15 cm o más		Se requieren arcos medios
	Perforación y voladura	Pesado Circular	0.6 m	0.9 m	Anclaje puede ser imposible. Se requiere 100% de malla y correas.	15 cm o más en la sección entera		Se requieren conjunto de arcos medio a pesado
Muy pobres Squeezing y swelling ground	Ambos métodos	Muy pesado Circular	0.6 m	0.6 a 0.9 m	Anclaje puede ser imposible. Se requiere 100% de malla y correas.	16 cm o más en la sección entera		Se requieren conjunto de arcos medio a pesado

Fuente: (Rodríguez, 2017)

CLASIFICACIÓN Q DE BARTON

Figura A1- 1 Sostenimiento a partir de Q de Barton



- (1) Sin sostenimiento
- (2) Pernado puntual, sb.
- (3) Pernado sistemático, B
- (4) Pernado sistemático con hormigón proyectado, 40-100 mm, B+S
- (5) Hormigón proyectado con fibras, 50-90 mm y Pernado S(fr) + B
- (6) Hormigón proyectado con fibras, 90-120 mm y Pernado S(fr) + B
- (7) Hormigón proyectado con fibras, 120-150 mm y Pernado S(fr) + B
- (8) Hormigón proyectado con fibras, >150 mm con Pernado y arcos armados reforzados (RRS) con hormigón proyectado S(fr) + RRS + B
- (9) Revestimiento en concreto encofrado (CCA)

Tabla A1- 5 Valores del índice ESR de la Clasificación Q.

	Tipo de Excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal	2,0-5,0
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación en proyectos hidroeléctricos.	1,6-2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y ferrocarril, túneles de acceso.	1,2-1,3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0,9-1,1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas.	0,5-0,8

Fuente: Gonzales et al. 2004.

CLASIFICACIÓN RMR

Tabla A1- 6 Sostenimiento a partir del índice RMR

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

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

Fuente: Gonzales et al. 2004.

Tabla A1- 7 Clasificación del macizo rocoso RMR

Parámetros de clasificación										
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de Carga Puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud e la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m			
		Puntuación		6	4	2	3	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1 mm	1-5 mm	> 5 mm			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligeramente Rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm			
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor		0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general		Seco	Ligeramente húmedo	húmedo	goteando	agua fluyendo		
		Puntuación		15	10	7	4	0		

Corrección por la orientación de las discontinuidades

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

Clasificación

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

Fuente: Gonzales et al. 2004.

CLASIFICACIÓN GSI

ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA GSI (geological strength index)		CONDICIÓN DEL FRENTE				
ESTRUCTURA		MUY BUENA (MB) Superficie muy rugosa sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosa ligeramente alterada, con pátinas de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmento rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar, Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.	80	70	60	50	40
	BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o mas familias de discontinuidades con rellenos con proporción de finos.	70	60	50	40	30
	BLOQUES Y CAPAS (CB) Macizo alterado, plegado y fracturado con multiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos.	60	50	40	30	20
	FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.	50	40	30	20	10

Figura A1- 2 Estimación del índice GSI en base a descripciones geológicas, Hoek y Brown del 1997 (Tomado de Gonzales et al. (2004))

Tabla A1- 8 Clasificación GSI.

Calidad del Macizo	Clase	GSI
Muy Mala	V	0-20
Mala	IV	21-40
Regular	III	41-60
Buena	II	61-80
Muy Buena	I	81-100

Fuente: (Morales, 2016)

ANEXO 2

TENSOR DE ESFUERZO

ESTIMACIÓN DEL TENSOR DE ESFUERZOS

En la actualidad aún se hace costoso realizar ensayos de medición de esfuerzos in-situ, aunque es de suma importancia que en proyectos donde lo ameriten se realicen sin escatimar en el costo que estos puedan tener. Existen muchos proyectos en los cuales por su envergadura no es posible aplicar metodologías in situ para determinar el estado tensional natural del macizo rocoso, por lo que es posible se adopten supuestos para poder llegar a una aproximación.

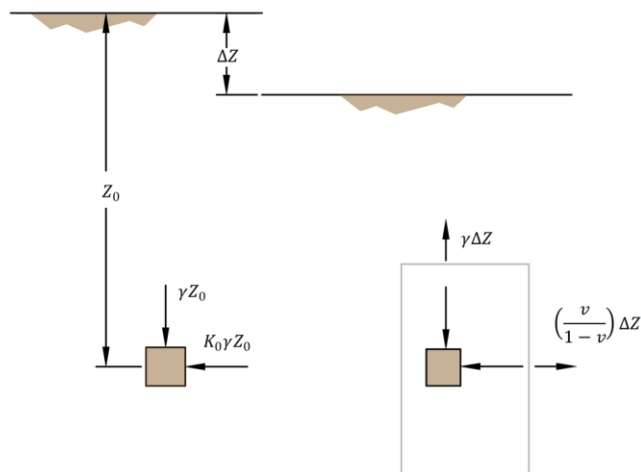


Figura A2 - 1 Efecto de la erosión en los esfuerzos. Adaptada de Goodman (1989).

En general el esfuerzo vertical se estimará de la siguiente forma para cualquier caso:

$$\sigma_v = \rho * g * z = \sum \gamma * z \quad (A2-1)$$

Donde:

σ_v = Esfuerzo vertical

γ = Peso específico de la roca

z = Profundidad medida desde la superficie o espesor del material.

Para el esfuerzo horizontal se introduce la relación de esfuerzos, en donde esta será igual a 1 para profundidades altas, mayores a 1000 metros y donde no se encuentre cercanas a estructuras geológicas o zonas tectónicas locales.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (A2-2)$$

σ_h = Esfuerzo horizontal

K = Relación de tensiones

Para materiales de comportamiento elástico, K puede tomar el siguiente valor:

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (A2-3)$$

ν = Coeficiente de Poisson

En algunos casos K no cumpliría con la anterior igualdad si se ha sufrido un proceso de erosión, como se muestra en la Figura A2 - 1, en este caso el esfuerzo vertical se disminuye considerablemente pero el esfuerzo horizontal no, por tanto σ_{v0} y σ_{h0} serían las tensiones originales cuando la profundidad era z_0 , tras una disminución de la profundidad con un ΔZ , nuevas tensiones σ_v y σ_h con un K modificado, donde el nuevo valor será:

$$K(Z) = K_0 + \left[\left(K_0 - \frac{\nu}{1 - \nu} \right) \Delta Z \right] * \frac{1}{Z} \quad (A2-4)$$

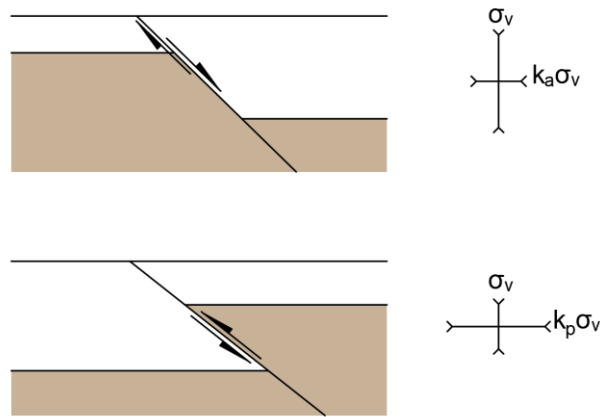


Figura A2 - 2 Relación de esfuerzos en fallas normales e inversas Goodman (1989).

Para materiales competentes a profundidades medias se pueden utilizar la fórmula de Sheorey, anteriormente mencionada en el numeral 4.5.2, en caso de que las tensiones tectónicas estén presentes, Goodman planteó dos relaciones utilizando el criterio de Morh-Coulomb, donde:

$$q_u = 2S_0 \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (A2-5)$$

Para fallas normales, régimen distensivo con $\sigma_v > \sigma_{H1} > \sigma_{H2}$, donde:

$$K_a = \cot^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - \left[\left(\frac{q_u}{\gamma} \right) \cot^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] * \frac{1}{Z} \quad (A2-6)$$

Para fallas inversas, régimen compresivo con $\sigma_H > \sigma_{H2} > \sigma_v$:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + \frac{q_u}{\gamma} * \frac{1}{Z} \quad (A2-7)$$

ANEXO 3

PARÁMETROS ROCA INTACTA DEL TÚNEL DEL TOYO

Tabla A3 - 1 Parámetros roca intacta del túnel del Toyo

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA TÚNEL DEL TOYO							PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LA ROCA INTACTA - MODELO HOEK & BROWN							
No	ABSCISA INICIAL	ABSCISAS FINAL	LONGITUD (m)	TIPO DE TERRENO DOMINANTE/OCASIONAL	TIPO DE ROCA	FORMACIÓN GEOLOGICA	RMR	GSI	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (MPa)	mi	MR	D	MÓDULO DE YOUNG (MPa)	RELACIÓN DE POISSON
1	K27+125,00	K27+205,00	80	SUELO	Depósito Coluvio - aluvial	QI	N.A.						10	0,35
2	K27+205,00	K27+305,00	100	IV	Basalto	K1vb	40	35	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
				V			25	20	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
3	K27+305,00	K27+683,00	378	III	Basalto	K1vb	60	55	55,90	17	300	0,1	16770,72	0,25
				IV			40	35	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
4	K27+683,00	K27+743,00	60	V	Basalto	K1vb	25	20	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
				IV			40	35	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
5	K27+743,00	K28+310,00	567	III	Basalto duro	K1vb	60	55	55,90	17	300	0,1	16770,72	0,25
				IV			40	35	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
6	K28+310,00	K28+447,00	137	IV	Basalto fracturado	K1vb	40	35	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
7	K28+447,00	K28+507,00	60	V	Basalto fracturado	K1vb	25	20	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
				IV			40	35	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
8	K28+507,00	K28+880,00	373	III	Basalto almohadillado	K1vb	60	55	55,90	17	300	0,1	16770,72	0,25
				II			70	70	109,39	17	300	0,1	32817,00	0,25
9	K28+880,00	K29+180,00	300	IV	Basalto cizallado	K1vb	40	35	55,90	17	250	0,0	13975,60	0,25
				V			25	20	55,90	17	250	0,0	13975,60	0,25
10	K29+180,00	K29+240,00	60	V*	Chert cizallado	K1vb	20	20	39,95	7	375	0,0	14979,40	0,25
11	K29+240,00	K29+527,00	287	III	Andesita hornbléndica	Pgab	60	55	53,04	25	400	0,1	21215,15	0,25
				IV			40	35	53,04	25	400	0,0	21215,15	0,25

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA TÚNEL DEL TOYO							PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LA ROCA INTACTA - MODELO HOEK & BROWN							
No	ABSCISA INICIAL	ABSCISAS FINAL	LONGITUD (m)	TIPO DE TERRENO DOMINANTE/OCASIONAL	TIPO DE ROCA	FORMACIÓN GEOLOGICA	RMR	GSI	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (MPa)	mi	MR	D	MÓDULO DE YOUNG (MPa)	RELACIÓN DE POISSON
12	K29+527,00	K29+587,00	60	V*	Chert cizallado	K1vb	20	20	39,95	7	375	0,0	14979,40	0,25
13	K29+587,00	K29+775,00	188	II	Basalto duro	K1vb	70	65	109,39	17	300	0,1	32817,00	0,25
				III			60	55	55,90	17	300	0,1	16770,72	0,25
14	K29+775,00	K30+423,00	648	I	Basalto porfirítico y almohadillado	K1vb	85	80	109,39	17	300	0,1	32817,00	0,25
				II			70	65	109,39	17	300	0,1	32817,00	0,25
15	K30+423,00	K30+483,00	60	IV	Basalto cizallado	K1vb	40	35	55,90	17	300	0,0	16770,72	0,25
				III			60	55	55,90	17	300	0,1	16770,72	0,25
16	K30+483,00	K30+843,00	360	III	Aglomerado cizallado	K1vb	60	55	39,21	11	450	0,1	41895,00	0,22
				IV			40	35	39,21	11	450	0	17645,31	0,22
17	K30+843,00	K30+903,00	60	V*	Falla Higuerona	K1vb	20	20	39,95	7	375	0,0	14979,40	0,25
18	K30+903,00	K31+020,00	117	III	Aglomerado	K1vb	60	55	39,21	11	500	0,1	19605	0,22
				II			70	65	83,79	11	500	0,1	41895,00	0,22
19	K31+020,00	K31+580,00	560	III	Aglomerado	K1vb	60	55	39,21	11	500	0,1	19605	0,22
				II			70	65	83,79	11	500	0,1	41895,00	0,22
20	K31+580,00	K32+100,00	520	III	Basalto fracturado	K1lb	60	55	55,90	17	250	0,1	13975,60	0,25
				II			70	65	109,39	17	250	0,1	27347,50	0,25
21	K32+100,00	K32+250,00	150	IV	Chert cizallado	K1vb	40	35	39,95	7	375	0,0	14979,40	0,25
				III			60	55	39,95	7	375	0,1	14979,40	0,25
22	K32+250,00	K32+310,00	60	V	Gabro Cizallado	Ksu	25	20	40,95	27	425	0,0	17401,74	0,25
23	K32+310,00	K32+360,00	50	V*	Contacto fallado	Ksu	20	20	77,68	10	240	0,0	18643,66	0,25

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA TÚNEL DEL TOYO							PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LA ROCA INTACTA - MODELO HOEK & BROWN							
No	ABSCISA INICIAL	ABSCISAS FINAL	LONGITUD (m)	TIPO DE TERRENO DOMINANTE/OCASIONAL	TIPO DE ROCA	FORMACIÓN GEOLOGICA	RMR	GSI	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (MPa)	mi	MR	D	MÓDULO DE YOUNG (MPa)	RELACIÓN DE POISSON
24	K32+360,00	K32+420,00	60	V	Lodolita	Ksu	25	20	36,84	6	160	0,0	5894,67	0,30
25	K32+420,00	K32+560,00	140	IV	Lodolita	Ksu	40	30	36,84	6	160	0,0	5894,67	0,30
				III			60	45	36,84	6	165	0,1	6078,88	0,30
26	K32+560,00	K33+227,00	667	III	Arenisca	Ksu	60	45	77,68	10	240	0,1	18643,66	0,25
				II			70	65	122,53	10	280	0,1	34308,40	0,25
27	K33+227,00	K33+287,00	60	V	Arenisca cizallada	Ksu	25	20	77,68	10	240	0,0	18643,66	0,25
				IV			40	35	77,68	10	240	0,0	18643,66	0,25
28	K33+287,00	K33+620,00	333	II	Basalto	Ksu	70	65	109,39	17	250	0,1	27347,50	0,25
				III			60	55	55,90	17	250	0,1	13975,60	0,25
29	K33+620,00	K33+815,00	195	II	Basalto	Ksu	70	65	109,39	17	250	0,1	27347,50	0,25
				III			60	55	55,90	17	250	0,1	13975,60	0,25
30	K33+815,00	K33+865,00	50	IV	Basalto fracturado	Ksu	40	35	55,90	17	250	0,0	13975,60	0,25
				V			25	20	55,90	17	250	0,0	13975,60	0,25
31	K33+865,00	K33+930,00	65	III	Arenisca	Ksu	60	45	77,68	10	250	0,1	19420,48	0,25
				IV			40	35	77,68	10	250	0,0	19420,48	0,25
32	K33+930,00	K34+050,00	120	III	Basalto	Ksu	60	55	55,90	17	250	0,1	13975,60	0,25
				IV			40	35	55,90	17	250	0,0	13975,60	0,25
33	K34+050,00	K34+100,00	50	V	Basalto fracturado	Ksu	25	20	55,90	17	250	0,0	13975,60	0,25
34	K34+100,00	K34+570,00	470	IV	Lodolita	Ksu	40	30	36,84	6	160	0,0	5894,67	0,30
				III			60	45	36,84	6	165	0,1	6078,88	0,30

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA TÚNEL DEL TOYO							PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LA ROCA INTACTA - MODELO HOEK & BROWN							
No	ABSCISA INICIAL	ABSCISAS FINAL	LONGITUD (m)	TIPO DE TERRENO DOMINANTE/OCASIONAL	TIPO DE ROCA	FORMACIÓN GEOLOGICA	RMR	GSI	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (MPa)	mi	MR	D	MÓDULO DE YOUNG (MPa)	RELACIÓN DE POISSON
35	K34+570,00	K34+875,00	305	IV	Arenisca	Ksu	40	35	77,68	10	250	0,0	19420,48	0,25
36	K34+875,00	K35+000,00	125	III	Arenisca	Ksu	60	45	77,68	10	250	0,1	19420,48	0,25
				II			70	65	122,53	10	280	0,1	34308,40	0,25
37	K35+000,00	K35+255,00	255	III	Arenisca	Ksu	60	45	77,68	10	240	0,1	18643,66	0,25
				II			70	65	122,53	10	280	0,1	34308,40	0,25
38	K35+255,00	K35+615,00	360	III	Arenisca	Ksu	60	45	77,68	10	240	0,1	18643,66	0,25
				IV			40	35	77,68	10	240	0,0	18643,66	0,25
39	K35+615,00	K35+970,00	355	IV	Lodolita	Ksu	40	30	36,84	6	160	0,0	5894,67	0,30
				III			60	45	36,84	6	165	0,1	6078,88	0,30
40	K35+970,00	K36+450,00	480	III	Lodolita	Ksu	60	45	36,84	6	165	0,1	6078,88	0,30
				IV			40	30	36,84	6	160	0,0	5894,67	0,30
41	K36+450,00	K36+782,00	332	IV	Lodolita	Ksu	40	30	36,84	6	160	0,0	5894,67	0,30
				III			60	45	36,84	6	165	0,1	6078,88	0,30
42	K36+782,00	K36+855,00	73	V	Lodolita	Ksu	25	20	36,84	6	160	0,0	5894,67	0,30
				SUELO			N.A.					10	0,35	

ANEXO 4

PARÁMETROS MACIZO ROCOSO TÚNEL DEL TOYO

Tabla A4 - 1 Parámetros geomecánicos del macizo rocoso calculados para Túnel del Toyo bajo el modelo Hoek - Brown

CARACTERIZACIÓN GEOMECAÁNICA TÚNEL TOYO							PARÁMETROS GEOMECAÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO - MODELO HOEK & BROWN								
No	ABSCISA INICIAL	ABSCISAS FINAL	LONGITUD (m)	TIPO DE TERRENO DOMINANTE/OCASIONAL	TIPO DE ROCA	FORMACIÓN GEOLOGICA	RESISTENCIA A LA TENSIÓN (MPa)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (MPa)	RESISTENCIA GLOBAL (MPa)	MÓDULO DE DEFORMACIÓN (MPa)	σ_{3max}	σ_{3n}	mb	s	a
1	K27+125,00	K27+205,00	80	SUELO	Depósito Coluvio - aluvial	QI	N.A.								
2	K27+205,00	K27+305,00	100	IV	Basalto	K1vb	0,025	1,346	9,031	1901,917	0,658	0,012	1,645	0,0007	0,516
				V			0,008	0,445	6,003	765,945	0,665	0,012	0,963	0,0001	0,544
3	K27+305,00	K27+683,00	378	III	Basalto	K1vb	0,103	4,123	13,259	6014,062	2,267	0,041	3,088	0,0057	0,504
				IV			0,025	1,346	9,031	1901,917	2,295	0,041	1,645	0,0007	0,516
4	K27+683,00	K27+743,00	60	V	Basalto	K1vb	0,008	0,445	6,003	765,945	2,317	0,041	0,963	0,0001	0,544
				IV			0,025	1,346	9,031	1901,917	2,460	0,044	1,645	0,0007	0,516
5	K27+743,00	K28+310,00	567	III	Basalto duro	K1vb	0,103	4,123	13,259	6014,062	3,026	0,054	3,088	0,0057	0,504
				IV			0,025	1,346	9,031	1901,917	3,064	0,055	1,645	0,0007	0,516
6	K28+310,00	K28+447,00	137	IV	Basalto fracturado	K1vb	0,025	1,346	9,031	1901,917	2,745	0,049	1,645	0,0007	0,516
7	K28+447,00	K28+507,00	60	V	Basalto fracturado	K1vb	0,008	0,445	6,003	765,945	2,300	0,041	0,963	0,0001	0,544
				IV			0,025	1,346	9,031	1901,917	2,443	0,044	1,645	0,0007	0,516
8	K28+507,00	K28+880,00	373	III	Basalto almohadillado	K1vb	0,103	4,123	13,259	6014,062	2,841	0,051	3,088	0,0057	0,504
				II			0,641	19,416	36,613	21984,274	3,128	0,029	5,427	0,0318	0,501
9	K28+880,00	K29+180,00	300	IV	Basalto cizallado	K1vb	0,025	1,346	9,031	1584,930	3,289	0,059	1,645	0,0007	0,516
				V			0,008	0,445	6,003	638,288	3,325	0,059	0,963	0,0001	0,544
10	K29+180,00	K29+240,00	60	V*	Chert cizallado	K1vb	0,014	0,318	2,677	684,133	3,127	0,078	0,402	0,0001	0,544
11	K29+240,00	K29+527,00	287	III	Andesita hornbléndica	Pgab	0,065	3,911	15,258	7607,858	4,420	0,083	4,605	0,0057	0,504
				IV			0,016	1,277	10,507	2405,946	4,478	0,084	2,453	0,0007	0,516
12	K29+527,00	K29+587,00	60	V*	Chert cizallado	K1vb	0,014	0,318	2,677	684,133	3,022	0,076	0,402	0,0001	0,544

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA TÚNEL TOYO							PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO - MODELO HOEK & BROWN								
No	ABSCISA INICIAL	ABSCISAS FINAL	LONGITUD (m)	TIPO DE TERRENO DOMINANTE/OCASIONAL	TIPO DE ROCA	FORMACIÓN GEOLOGICA	RESISTENCIA A LA TENSION (MPa)	RESISTENCIA A LA COMPRESION (MPa)	RESISTENCIA GLOBAL (MPa)	MÓDULO DE DEFORMACIÓN (MPa)	σ_{3max}	σ_{3n}	mb	s	a
13	K29+587,00	K29+775,00	188	II	Basalto duro	K1vb	0,435	14,519	32,465	18703,623	4,879	0,045	4,497	0,0179	0,502
				III			0,103	4,123	13,259	6014,062	4,791	0,086	3,088	0,0057	0,504
14	K29+775,00	K30+423,00	648	I	Basalto porfirítico y almohadillado	K1vb	1,389	34,610	48,078	26942,359	7,754	0,071	7,904	0,1004	0,501
				II			0,435	14,519	32,465	18703,623	7,847	0,072	4,497	0,0179	0,502
15	K30+423,00	K30+483,00	60	IV	Basalto cizallado	K1vb	0,025	1,346	9,031	1901,917	5,559	0,099	1,645	0,0007	0,516
				III			0,103	4,123	13,259	6014,062	5,894	0,105	3,088	0,0057	0,504
16	K30+483,00	K30+843,00	360	III	Aglomerado cizallado	K1vb	0,112	2,892	7,538	15023,756	5,902	0,151	1,980	0,0057	0,504
				IV			0,027	0,944	5,114	2001,102	5,766	0,147	1,079	0,0007	0,516
17	K30+843,00	K30+903,00	60	V*	Falla Higuera	K1vb	0,014	0,318	2,677	684,133	3,933	0,098	0,402	0,0001	0,544
18	K30+903,00	K31+020,00	117	III	Aglomerado	K1vb	0,110	2,892	7,620	7030,451	7,129	0,182	2,026	0,0057	0,504
				II			0,520	11,121	20,476	23877,512	7,565	0,090	2,884	0,0179	0,502
19	K31+020,00	K31+580,00	560	III	Aglomerado	K1vb	0,110	2,892	7,620	7030,451	9,101	0,232	2,026	0,0057	0,504
				II			0,520	11,121	20,476	23877,512	10,006	0,119	2,884	0,0179	0,502
20	K31+580,00	K32+100,00	520	III	Basalto fracturado	K1lb	0,103	4,123	13,259	5011,718	10,346	0,185	3,088	0,0057	0,504
				II			0,435	14,519	32,465	15586,353	11,311	0,103	4,497	0,0179	0,502
21	K32+100,00	K32+250,00	150	IV	Chert cizallado	K1vb	0,042	0,962	4,150	1698,768	8,882	0,222	0,687	0,0007	0,516
				III			0,176	2,946	6,314	5371,686	9,791	0,245	1,289	0,0057	0,504
22	K32+250,00	K32+310,00	60	V	Gabro Cizallado	Ksu	0,004	0,326	5,692	794,765	9,926	0,242	1,551	0,0001	0,544
23	K32+310,00	K32+360,00	50	V*	Contacto fallado	Ksu	0,018	0,619	6,411	851,485	8,244	0,106	0,592	0,0001	0,544
24	K32+360,00	K32+420,00	60	V	Lodolita	Ksu	0,015	0,293	2,272	269,219	8,994	0,244	0,345	0,0001	0,544
25	K32+420,00	K32+560,00	140	IV	Lodolita	Ksu	0,031	0,634	3,109	479,727	9,461	0,257	0,493	0,0004	0,522

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA TÚNEL TOYO							PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO - MODELO HOEK & BROWN								
No	ABSCISA INICIAL	ABSCISA FINAL	LONGITUD (m)	TIPO DE TERRENO DOMINANTE/OCASIONAL	TIPO DE ROCA	FORMACIÓN GEOLOGICA	RESISTENCIA A LA TENSION (MPa)	RESISTENCIA A LA COMPRESION (MPa)	RESISTENCIA GLOBAL (MPa)	MÓDULO DE DEFORMACIÓN (MPa)	σ_{3max}	σ_{3n}	mb	s	a
				III			0,087	1,484	4,258	1175,074	10,365	0,281	0,759	0,0018	0,508
26	K32+560,00	K33+227,00	667	III	Arenisca	Ksu	0,107	3,129	11,655	3603,898	10,428	0,134	1,303	0,0018	0,508
				II			0,794	16,263	29,412	19553,628	11,421	0,093	2,764	0,0179	0,502
27	K33+227,00	K33+287,00	60	V	Arenisca cizallada	Ksu	0,018	0,619	6,411	851,485	8,147	0,105	0,592	0,0001	0,544
				IV			0,056	1,871	9,802	2114,321	8,659	0,111	1,011	0,0007	0,516
28	K33+287,00	K33+620,00	333	II	Basalto	Ksu	0,435	14,519	32,465	15586,353	8,942	0,082	4,497	0,0179	0,502
				III			0,103	4,123	13,259	5011,718	8,780	0,157	3,088	0,0057	0,504
29	K33+620,00	K33+815,00	195	II	Basalto	Ksu	0,435	14,519	32,465	15586,353	7,346	0,067	4,497	0,0179	0,502
				III			0,103	4,123	13,259	5011,718	7,213	0,129	3,088	0,0057	0,504
30	K33+815,00	K33+865,00	50	IV	Basalto fracturado	Ksu	0,025	1,346	9,031	1584,930	6,736	0,120	1,645	0,0007	0,516
				V			0,008	0,445	6,003	638,288	6,810	0,122	0,963	0,0001	0,544
31	K33+865,00	K33+930,00	65	III	Arenisca	Ksu	0,107	3,129	11,655	3754,061	6,722	0,087	1,303	0,0018	0,508
				IV			0,056	1,871	9,802	2202,418	6,893	0,089	1,011	0,0007	0,516
32	K33+930,00	K34+050,00	120	III	Basalto	Ksu	0,103	4,123	13,259	5011,718	6,367	0,114	3,088	0,0057	0,504
				IV			0,025	1,346	9,031	1584,930	6,446	0,115	1,645	0,0007	0,516
33	K34+050,00	K34+100,00	50	V	Basalto fracturado	Ksu	0,008	0,445	6,003	638,288	5,400	0,097	0,963	0,0001	0,544
34	K34+100,00	K34+570,00	470	IV	Lodolita	Ksu	0,031	0,634	3,109	479,727	4,665	0,127	0,493	0,0004	0,522
				III			0,087	1,484	4,258	1175,074	4,215	0,114	0,759	0,0018	0,508
35	K34+570,00	K34+875,00	305	IV	Arenisca	Ksu	0,056	1,871	9,802	2202,418	4,818	0,062	1,011	0,0007	0,516
36	K34+875,00	K35+000,00	125	III	Arenisca	Ksu	0,107	3,129	11,655	3754,061	3,883	0,050	1,303	0,0018	0,508
				II			0,794	16,263	29,412	19553,628	4,253	0,035	2,764	0,0179	0,502

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA TÚNEL TOYO							PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO - MODELO HOEK & BROWN								
No	ABSCISA INICIAL	ABSCISAS FINAL	LONGITUD (m)	TIPO DE TERRENO DOMINANTE/OCASIONAL	TIPO DE ROCA	FORMACIÓN GEOLOGICA	RESISTENCIA A LA TENSION (MPa)	RESISTENCIA A LA COMPRESION (MPa)	RESISTENCIA GLOBAL (MPa)	MÓDULO DE DEFORMACIÓN (MPa)	σ_{3max}	σ_{3n}	mb	s	a
37	K35+000,00	K35+255,00	255	III	Arenisca	Ksu	0,107	3,129	11,655	3603,898	3,382	0,044	1,303	0,0018	0,508
				II			0,794	16,263	29,412	19553,628	3,704	0,030	2,764	0,0179	0,502
38	K35+255,00	K35+615,00	360	III	Arenisca	Ksu	0,107	3,129	11,655	3603,898	2,531	0,033	1,303	0,0018	0,508
				IV			0,056	1,871	9,802	2114,321	2,595	0,033	1,011	0,0007	0,516
39	K35+615,00	K35+970,00	355	IV	Lodolita	Ksu	0,031	0,634	3,109	479,727	2,749	0,075	0,493	0,0004	0,522
				III			0,087	1,484	4,258	1175,074	2,484	0,067	0,759	0,0018	0,508
40	K35+970,00	K36+450,00	480	III	Lodolita	Ksu	0,087	1,484	4,258	1175,074	2,389	0,065	0,759	0,0018	0,508
				IV			0,031	0,634	3,109	479,727	2,004	0,054	0,493	0,0004	0,522
41	K36+450,00	K36+782,00	332	IV	Lodolita	Ksu	0,031	0,634	3,109	479,727	1,375	0,037	0,493	0,0004	0,522
				III			0,087	1,484	4,258	1175,074	1,242	0,034	0,759	0,0018	0,508
42	K36+782,00	K36+855,00	73	V	Lodolita	Ksu	0,015	0,293	2,272	269,219	0,726	0,020	0,345	0,0001	0,544
N.A.															

ANEXO 5

SOPORTE DE EXCAVACIÓN DE DISEÑO DE CONSTRUCCIÓN

Tabla A5 - 1 Soporte de excavación del túnel del Toyo

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DEL TÚNEL PARA VENTILACIÓN SEMITRANSVERSAL										OBSERVACIONES
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS	PARAGUAS	TÚNELES < 300 m DE COBERTURA		TÚNELES > 300 m Y <600m DE COBERTURA		TÚNELES >600m DE COBERTURA		
				PERNOS	CONCRETO NEUMATICO	PERNOS	CONCRETO NEUMATICO	PERNOS	CONCRETO NEUMATICO	
81-100 I	Avances Max 4,5 m	---	---	LOCALIZADOS	5 cm donde se requiera	4-5 de 4m	5 cm	6-7 de 4-6m	7,5 cm	
61-80 II	Avances Max. 3,5 m	---	---	7-7 de 4 m	7,5cm	11-11 de 4 m	10 cm	13-13 de 4- 6m	12,5 cm	Los pernos se instalarán a una distancia de 2,5m y siempre se colocará uno en la clave
41-60 III	Avances Max 2,5 m	TH-21 o HEB- 100 en terrenos de roca débil Sin arco en terrenos resistentes Donde se observen cuñas se instalarán arcos Noruegos	Perno en spilling o autoperforantes de 1" de máximo 4 m donde se requiera con uso de arcos	8-9 de 4 m	12,5 cm cuando tiene arco 10 cm cuando no tiene arco	12-13 de 4 m	15 cm	14-15 de 4- 6m	17,5 cm	Spillings de 3m para avances de 2m y de 4m para 2 avances de 1,5m acompañados de uso de arcos
21-40 IV	Avances de 1 a 1,5m	TH-21 o HEB- 100 PARA <300M TH-29 o HEB- 140 PARA >300M	Atices de tubo de 2" o autoperforantes de 2" inyectado de máximo 6m	11-12 de 4 m	15 cm	17-18 de 4 m	20 cm	20-21 de 4- 6m	22,5 cm	Atices de 6m: 3 avances de 1,5m o 4 avances de 1m. Se requiere sección truncocónica (diente de sierra de 3-4° de inclinación) Instalación de solera curva donde se requiera
<20 V	Avances 0,75- 1,25 m <300m Avances 0,75- 1,0 m >300m	TH-21 o HEB- 100 PARA <300M TH-29 o HEB- 140 PARA >300M	Enfilajes de 3 1/2" a 4" de 9 a 12m de longitud o micropilotes autoperforantes inyectados, con traslapo mínimo de 3m. Donde se requiera se realizarán inyecciones de consolidación a través de los enfilajes	11-12 de 4 m	20 cm	16-17 de 4-6 m	25 cm	20-21 de 4-6 m	27,5 cm	Instalación de solera curva
				13-14 de 4 m		19-20 de 4-6 m		22-23 de 4-6 m		
				15-16 de 4 m						

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

Tabla A5 - 2 Soporte de excavación de la galería de escape

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DE LA GALERIA DE ESCAPE											
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS			PARAGUAS	COBERTURA < 300 m		COBERTURA > 300 m Y <600m		COBERTURA >600m	
		COBERTURA < 300 m	COBERTURA > 300 m Y <600m	COBERTURA >600m		PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMATICO	PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMATICO	PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMATICO
71-100 I	Avances Max 4,5 m				---	LOCALIZADOS	5 cm donde se requiera	LOCALIZADOS	5 cm	2-3 de 3m	5 cm
51-70 II	Avances Max. 3,5 m				---	3-3 de 2-3 m	5cm	5-5 de 3 m	7,5 cm	7-7 de 3 m	10 cm
31-50 III	Avances Max 2,5 m	TH21 o HEB-100 15% Donde se observen cuñas se instalarán arcos Noruegos 25%	TH21 o HEB-100 15%-30% Donde se observen cuñas se instalarán arcos Noruegos 25%	TH21 o HEB-100 30%-50% Donde se observen cuñas se instalarán arcos Noruegos 25%	---	4-5 de 2-3 m	7,5 cm Cuando no tiene arco 10 cm Cuando tiene arco	6-7 de 3 m	10 cm Cuando no tiene arco 12,5 cm Cuando tiene arco	8-9 de 3 m	12,5 cm Cuando no tiene arco 15 cm Cuando tiene arco
16-30 IV	Avances de 1 a 1,5m	TH21 o HEB-100	TH21 o HEB-100	TH21 o HEB-100	Perno en spilling o autopercorantes de 1" de máximo 4 m donde se requiera.	5-6 de 3 m 20 % Según se requiera	12,5 cm	8-9 de 3 m	15 cm	10-11 de 3 m 20% Según se requiera	17,5 cm
0-15 V	Avances 0,75-1,25 m <300m Avances 0,75-1,0 m >300m	TH21 o HEB-100	TH21 o HEB-100	TH29 o HEB-140	Atices de 2" de 6 m de longitud, con traslapo mínimo de 2-3m.	6-7 de 3 m 30% Según se requiera	12,5 cm	8-9 de 3-4 m 30% Según se requiera	15 cm	10-11 de 3-4 m 30% Según se requiera	17,5 cm
						7-8 de 3 m 30% Según se requiera		10-11 de 3-4 m 30% Según se requiera			
						8-9 de 3 m 30% Según se requiera					

SOSTENIMIENTO A PARTIR DEL INDICE RMR Y DE LA PROFUNDIDAD DE LA GALERIA DE ESCAPE											
RMR/ TIPO DE TERRENO	EXCAVACIÓN	ARCOS			PARAGUAS	COBERTURA < 300 m		COBERTURA > 300 m Y <600m		COBERTURA >600m	
		COBERTURA < 300 m	COBERTURA > 300 m Y <600m	COBERTURA >600m		PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMÁTICO	PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMÁTICO	PERNOS 3/4"	CONCRETO NEUMÁTICO
TERRENO ESPECIAL VA	Avances Max. 1 m	TH21 o HEB-100	TH29 o HEB-140	TH29 o HEB-140	Enfilajes de 2" de 6-9m de longitud o micropilotes autopercutores, con traslapo mínimo de 2-3 m Inyecciones de consolidación perimetral a través de los enfilajes y/o Radiales. Pre inyecciones de impermeabilización en zonas con agua Inyecciones de relleno	8-9 de 3 m y 4m intercalados en S.S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslapo de 3m. Pernos en solera donde se requiera	15 cm	10-11 de 3 m y 4m intercalados en S.S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslapo de 3m. Pernos en solera donde se requiera	17,5 cm	12-13 de 3 m y 4m intercalados en S.S Pernos de fibra de vidrio en el frente de 9m a 12m con traslapo de 3m. Pernos en solera donde se requiera	20 cm
SUELO	Avances Max. 1 m	HEB140	HEB140	HEB140	Enfilajes de 2" de 6-9m de longitud o micropilotes autopercutores inyectados, con traslapo mínimo de 2-3m Inyecciones de consolidación perimetral a través de los enfilajes donde se requiera	---	17,5 cm	---	N/A	---	N/A

ANEXO 6

DATOS DEFORMACIONES DE ESTACIONES DE CONVERGENCIA

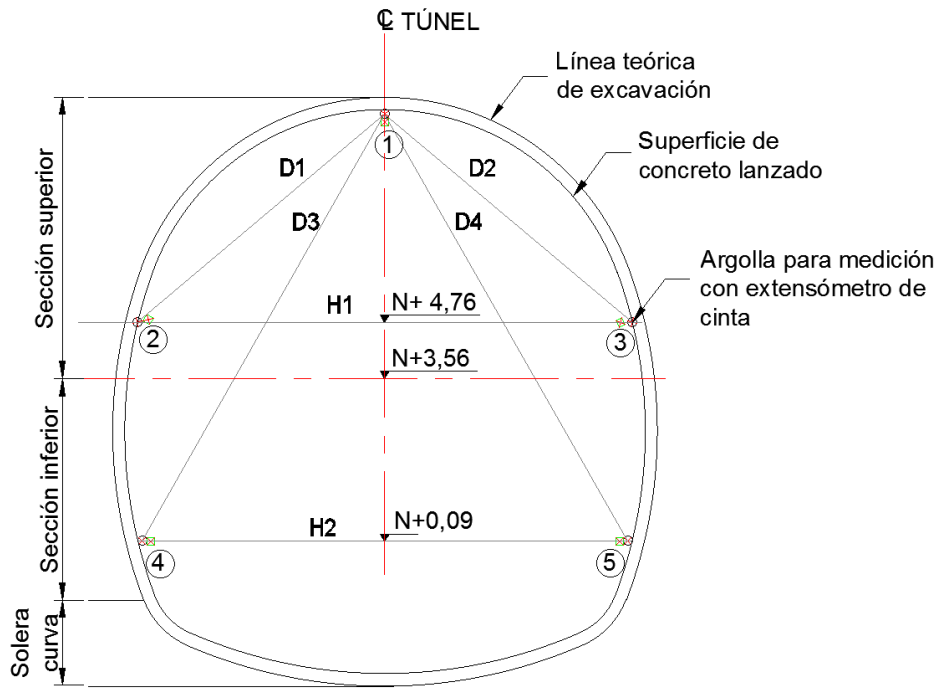


Figura A6 - 1 Esquema de una Estación de Monitoreo Regular del túnel del Toyo

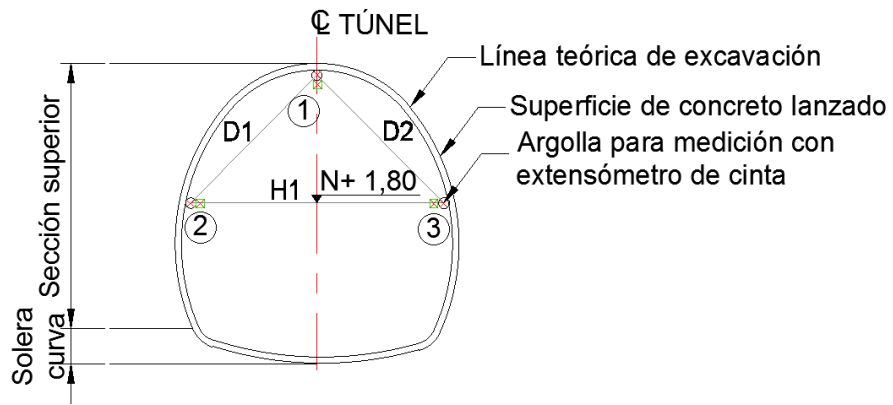


Figura A6 - 2 Esquema de una Estación de Monitoreo Regular de la Galería de Rescate

Tabla A6 - 1 Deformación acumulada túnel del Toyo – Portal entrada

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN TÚNEL DEL TOYO - PORTAL ENTRADA						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K27+128.50	401	0-300	V	H1	13.66	144
				H2	10.36	
K27+133.50	396	0-300	V	H1	3.62	144
				H2	9.34	
K27+138.50	391	0-300	V	H1	20.22	141
				H2	5.00	
K27+143.50	386	0-300	V	H1	27.96	143
				H2	5.91	
K27+148.60	380.9	0-300	V	H1	9.82	139
				H2	1.43	
K27+153.50	376	0-300	V	H1	22.12	137
				H2	9.04	
K27+158.50	371	0-300	V	H1	21.38	137
				H2	0.62	
K27+163.00	366.5	0-300	V	H1	16.64	134
				H2	1.87	
K27+168.00	361.5	0-300	V	H1	7.04	113
				H2	2.24	
K27+173.00	356.5	0-300	V	H1	0.00	113
				H2	4.00	
K27+179.50	350	0-300	V	H1	4.05	123
				H2	2.01	
K27+184.50	345	0-300	V	H1	4.01	116
				H2	0.51	
K27+189.50	340	0-300	V	H1	10.12	112
				H2	1.18	
K27+194.50	335	0-300	V	H1	18.56	113
				H2	0.51	
K27+200.00	329.5	0-300	V	H1	21.58	114
				H2	5.73	
K27+205.00	324.5	0-300	IV	H1	18.54	114
				H2	1.93	
K27+210.00	319.5	0-300	IV	H1	26.16	113
				H2	4.06	

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN TÚNEL DEL TOYO - PORTAL ENTRADA						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K27+215.00	314.5	0-300	IV	H1	15.43	110
				H2	6.16	
K27+220.00	309.5	0-300	IV	H1	25.52	106
				H2	6.99	
K27+230.50	299	0-300	IV	H1	30.66	101
				H2	7.34	
K27+240.50	289	0-300	IV	H1	28.09	76
K27+251.50	278	0-300	IV	H1	23.28	102
				H2	2.85	
K27+261.50	268	0-300	III	H1	20.75	96
				H2	3.07	
K27+276.50	253	0-300	III	H1	4.16	91
				H2	1.59	
K27+292.00	237.5	0-300	IV	H1	7.49	86
				H2	5.72	
K27+306.80	222.7	0-300	IV	H1	27.67	86
				H2	2.15	
K27+316.80	212.7	0-300	IV	H1	20.74	74
K27+327.00	202.5	0-300	IV	H1	44.19	70
K27+337.00	192.5	0-300	IV	H1	13.19	70
K27+346.70	182.8	0-300	IV	H1	16.91	68
K27+357.00	172.5	0-300	IV	H1	67.93	72
K27+369.50	160	0-300	IV	H1	21.93	67
K27+379.50	150	0-300	IV	H1	12.46	63
K27+389.50	140	0-300	III	H1	43.04	60

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN TÚNEL DEL TOYO - PORTAL ENTRADA						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K27+400.00	129.5	0-300	III	H1	18.50	57
K27+410.00	119.5	0-300	III	H1	20.74	56
K27+420.00	109.5	0-300	III	H1	18.44	54
K27+430.00	99.5	0-300	IV	H1	23.91	50
K27+440.00	89.5	0-300	IV	H1	5.51	46
K27+455.00	74.5	0-300	III	H1	6.58	46
K27+470.00	59.5	0-300	III	H1	1.62	43
K27+485.00	44.5	0-300	III	H1	0.86	25
K27+500.00	29.5	0-300	III	H1	0.31	1
K27+515.00	14.5	0-300	III	H1	0.34	1
K27+530.00	0.5	0-300	III			

Tabla A6 - 2 Deformación acumulada túnel del Toyo – Portal salida

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+850.50	789	0-300	V	H1	1.74	212
				H2	2.94	
K36+845.50	784	0-300	V	H1	2.06	212
				H2	3.99	
K36+840.00	778.5	0-300	V	H1	2.08	212
				H2	2.04	

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+834.10	772.6	0-300	V	H1	3.01	234
				H2	3.40	
K36+829.30	767.8	0-300	V	H1	5.90	234
				H2	5.07	
K36+824.80	763.3	0-300	V	H1	3.99	215
				H2	2.62	
K36+819.60	758.1	0-300	V	H1	3.49	232
				H2	4.14	
K36+814.60	753.1	0-300	V	H1	7.66	232
				H2	7.96	
K36+809.90	748.4	0-300	V	H1	5.62	232
				H2	7.89	
K36+804.25	742.75	0-300	V	H1	1.87	215
				H2	3.31	
K36+799.50	738	0-300	V	H1	13.33	215
K36+794.30	732.8	0-300	V	H1	4.05	232
				H2	6.08	
K36+789.80	728.3	0-300	V	H1	3.28	217
				H2	3.98	
K36+784.70	723.2	0-300	V	H1	3.96	218
				H2	5.78	
K36+779.40	717.9	0-300	V	H1	4.77	218
				H2	1.38	
K36+774.60	713.1	0-300	V	H1	2.91	209
				H2	22.62	
K36+769.50	708	0-300	V	H1	5.27	236
				H2	8.73	
K36+764.40	702.9	0-300	V	H1	11.94	233
				H2	6.53	
K36+759.00	697.5	0-300	V	H1	14.81	214
				H2	9.20	
K36+753.70	692.2	0-300	V	H1	4.01	209
				H2	5.00	
K36+748.80	687.3	0-300	V	H1	4.19	228
				H2	6.40	

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+744.80	683.3	0-300	V	H1	12.78	226
				H2	8.52	
K36+739.00	677.5	0-300	V	H1	3.90	234
K36+732.80	671.3	0-300	V	H1	7.80	234
				H2	8.24	
K36+727.95	666.45	0-300	V	H1	6.64	234
K36+722.30	660.8	0-300	V	H1	6.72	244
				H2	19.34	
K36+717.40	655.9	0-300	V	H1	4.22	228
				H2	6.30	
K36+712.60	651.1	0-300	V	H1	12.58	228
				H2	11.02	
K36+706.50	645	0-300	V	H1	11.10	232
				H2	12.90	
K36+700.60	639.1	0-300	V	H1	14.95	232
				H2	17.60	
K36+695.60	634.1	0-300	V	H1	37.95	237
				H2	26.53	
K36+691.00	629.5	0-300	V	H1	41.94	237
				H2	18.01	
K36+685.70	624.2	0-300	V	H1	47.76	234
				H2	10.41	
K36+680.90	619.4	0-300	V	H1	11.74	236
				H2	4.94	
K36+675.90	614.4	0-300	V	H1	27.21	236
				H2	13.11	
K36+670.70	609.2	0-300	V	H1	69.16	236
				H2	26.79	
K36+665.50	604	0-300	V	H1	8.96	236
				H2	19.75	
K36+660.70	599.2	0-300	V	H1	34.19	236
				H2	23.12	
K36+655.50	594	0-300	V	H1	28.22	117
				H2	33.89	
K36+650.60	589.1	0-300	V	H1	8.01	226

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+644.50	583	0-300	V	H2	65.86	228
				H1	20.73	
				H2	33.11	
K36+639.90	578.4	0-300	V	H1	38.79	231
				H2	35.83	
K36+634.60	573.1	0-300	V	H1	25.85	226
				H2	41.23	
K36+628.60	567.1	0-300	V	H1	23.39	225
				H2	37.69	
K36+623.70	562.2	0-300	V	H1	29.69	226
				H2	8.45	
K36+617.50	556	0-300	V	H1	49.88	174
				H2	12.57	
K36+611.60	550.1	0-300	V	H1	8.99	220
				H2	26.39	
K36+606.50	545	0-300	V	H1	48.48	218
				H2	25.62	
K36+597.00	535.5	0-300	V	H1	10.02	218
				H2	37.53	
K36+597.30	535.8	0-300	V	H1	52.17	215
				H2	35.83	
K36+592.80	531.3	0-300	V	H1	47.04	210
				H2	52.96	
K36+587.60	526.1	0-300	V	H1	66.17	207
				H2	44.86	
K36+582.70	521.2	0-300	V	H1	90.64	207
				H2	103.25	
K36+577.10	515.6	0-300	V	H1	175.63	199
				H2	72.88	
K36+570.00	508.5	0-300	V	H1	19.29	5
K36+573.70	512.2	0-300	V	H1	28.60	189
				H2	39.38	
K36+567.10	505.6	0-300	V	H1	89.40	187
				H2	46.11	
K36+562.30	500.8	0-300	V	H1	105.69	54

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+547.00	485.5	0-300	V	H1	5.72	19
K36+556.90	495.4	0-300	V	H1	89.52	183
				H2	78.92	
K36+551.10	489.6	0-300	V	H1	158.81	181
				H2	123.94	
K36+546.00	484.5	0-300	V	H1	109.54	146
				H2	72.87	
K36+540.30	478.8	0-300	V	H1	153.11	181
				H2	60.01	
K36+534.20	472.7	0-300	V	H1	169.25	177
				H2	86.23	
K36+529.00	467.5	0-300	V	H1	88.97	176
				H2	77.34	
K36+523.40	461.9	0-300	V	H1	91.78	172
				H2	63.64	
K36+507.60	446.1	0-300	V	H1	144.83	171
				H2	59.77	
K36+512.60	451.1	0-300	V	H1	119.37	133
				H2	117.79	
K36+497.10	435.6	0-300	V	H1	132.95	129
				H2	85.87	
K36+502.10	440.6	0-300	V	H1	80.68	127
				H2	34.88	
K36+487.00	425.5	0-300	V	H1	31.00	125
				H2	95.02	
K36+492.30	430.8	0-300	V	H1	27.40	123
				H2	123.04	
K36+487.20	425.7	0-300	V	H1	42.97	119
				H2	58.44	
K36+472.80	411.3	0-300	V	H1	41.24	97
				H2	68.31	
K36+467.50	406	0-300	V	H1	35.87	125
				H2	75.67	
K36+473.50	412	0-300	V	H1	63.16	79
				H2	72.11	

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+468.50	407	0-300	V	H1	103.87	92
				H2	90.57	
K36+463.50	402	0-300	V	H1	57.98	118
				H2	56.85	
K36+463.50	402	0-300	V	H1	91.99	151
K36+458.00	396.5	0-300	V	H1	167.24	117
				H2	86.78	
K36+458.00	396.5	0-300	V	H1	80.35	148
K36+452.50	391	0-300	V	H1	76.13	114
				H2	118.40	
K36+452.50	391	0-300	V	H1	73.96	146
K36+447.50	386	0-300	V	H1	19.72	112
				H2	74.22	
K36+447.50	386	0-300	V	H1	36.33	145
K36+441.90	380.4	0-300	V	H1	46.69	110
				H2	76.52	
K36+441.90	380.4	0-300	V	H1	70.89	140
K36+436.80	375.3	0-300	V	H1	37.20	105
				H2	136.14	
K36+436.80	375.3	0-300	V	H1	186.35	140
K36+431.10	369.6	0-300	V	H1	100.50	105
				H2	49.84	
K36+431.10	369.6	0-300	V	H1	192.37	135
K36+426.10	364.6	0-300	V	H1	47.85	102
				H2	77.67	
K36+426.10	364.6	0-300	V	H1	134.93	137
K36+420.40	358.9	0-300	V	H1	129.42	102
				H2	61.32	
K36+420.40	358.9	0-300	V	H1	110.86	133
K36+415.50	354	0-300	V	H1	69.61	98
				H2	51.63	
K36+415.50	354	0-300	V	H1	107.72	132
K36+410.30	348.8	0-300	V	H1	44.34	97
				H2	70.33	
K36+410.30	348.8	0-300	V	H1	47.05	97

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+404.90	343.4	0-300	V	H1	124.14	58
				H2	58.22	
K36+404.90	343.4	0-300	V	H1	107.31	122
K36+399.90	338.4	0-300	V	H1	15.53	95
				H2	56.42	
K36+399.90	338.4	0-300	V	H1	40.20	121
K36+394.30	332.8	0-300	V	H1	49.10	87
				H2	49.06	
K36+394.30	332.8	0-300	V	H1	39.49	123
K36+389.70	328.2	0-300	V	D2	69.95	82
				H2	56.83	
K36+389.70	328.2	0-300	V	H1	130.78	123
K36+385.10	323.6	0-300	V	H1	50.62	51
				H2	31.30	
K36+385.10	323.6	0-300	V	H1	149.52	123
K36+380.30	318.8	0-300	V	H1	51.93	49
				H2	31.61	
K36+380.30	318.8	0-300	V	H1	50.29	98
K36+375.60	314.1	0-300	V	H1	1.28	75
				H2	78.56	
K36+375.60	314.1	0-300	V	H1	78.63	114
K36+370.50	309	0-300	V	H1	26.59	72
				H2	74.26	
K36+370.50	309	0-300	V	H1	91.94	117
K36+365.40	303.9	0-300	V	H1	38.27	75
				H2	65.81	
K36+365.40	303.9	0-300	V	H1	99.49	117
K36+360.10	298.6	0-300	V	H1	125.67	72
				H2	94.17	
K36+360.10	298.6	0-300	V	H1	119.66	72
K36+354.80	293.3	0-300	V	H1	58.21	71
				H2	100.25	
K36+354.80	293.3	0-300	V	H1	104.18	110
K36+349.50	288	0-300	V	H1	98.41	26
				H2	4.26	

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+349.50	288	0-300	V	H1	106.27	105
K36+344.30	282.8	0-300	V	H1	61.32	66
				H2	51.37	
K36+344.30	282.8	0-300	V	H1	79.23	105
K36+338.80	277.3	0-300	V	H1	108.82	65
				H2	50.08	
K36+338.80	277.3	0-300	V	H1	47.53	100
K36+333.20	271.7	0-300	V	H1	80.84	48
				H2	28.69	
K36+333.20	271.7	0-300	V	H1	144.31	78
K36+328.40	266.9	0-300	V	H1	55.22	61
				H2	56.68	
K36+328.40	266.9	0-300	V	H1	80.38	72
K36+323.20	261.7	0-300	V	H1	210.97	57
				H2	30.25	
K36+323.20	261.7	0-300	V	H1	118.28	71
K36+318.10	256.6	0-300	V	H1	89.69	57
				H2	71.54	
K36+318.10	256.6	0-300	V	H1	96.32	70
K36+312.90	251.4	0-300	V	H1	116.48	54
				H2	60.89	
K36+312.90	251.4	0-300	V	H1	221.49	68
K36+307.80	246.3	0-300	V	H1	90.38	53
				H2	91.75	
K36+307.80	246.3	0-300	V	H1	297.93	68
K36+302.30	240.8	0-300	V	H1	112.17	68
				H2	21.01	
K36+302.30	240.8	0-300	V	H1	127.49	65
K36+297.20	235.7	0-300	V	H1	78.19	48
				H2	54.95	
K36+297.20	235.7	0-300	V	H1	179.27	67
K36+291.50	230	0-300	V	H1	69.22	61
				H2	49.56	
K36+291.50	230	0-300	V	H1	55.64	65
K36+286.30	224.8	0-300	V	H1	26.96	42

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
				H2	32.42	
K36+286.30	224.8	0-300	V	H1	175.39	61
K36+281.30	219.8	0-300	V	H1	25.04	44
				H2	32.97	
K36+281.30	219.8	0-300	V	H1	133.64	56
K36+275.80	214.3	0-300	V	H1	21.75	41
				H2	56.83	
K36+275.80	214.3	0-300	V	H1	72.83	58
K36+270.80	209.3	0-300	V	H1	49.63	60
				H2	33.47	
K36+270.80	209.3	0-300	V	H1	155.73	55
K36+265.60	204.1	0-300	V	H1	61.52	55
				H2	37.32	
K36+265.60	204.1	0-300	V	H1	37.71	50
K36+257.20	195.7	0-300	V	H1	53.62	55
				H2	47.32	
K36+257.20	195.7	0-300	V	H1	125.21	47
K36+255.40	193.9	0-300	V	H1	172.87	44
				H2	56.12	
K36+255.40	193.9	0-300	V	H1	44.12	6
K36+250.10	188.6	0-300	V	H1	110.53	76
				H2	24.22	
K36+250.10	188.6	0-300	V	H1	97.78	16
K36+246.00	184.5	0-300	V	H1	113.59	76
				H2	46.07	
K36+246.00	184.5	0-300	V	H1	156.08	45
K36+241.60	180.1	0-300	V	H1	59.14	73
				H2	38.53	
K36+241.60	180.1	0-300	V	H1	174.46	47
K36+236.40	174.9	0-300	V	H1	51.79	66
				H2	49.13	
K36+236.40	174.9	0-300	V	H1	148.20	40
K36+229.60	168.1	0-300	V	H1	20.92	51
				H2	52.35	
K36+229.60	168.1	0-300	V	H1	159.82	47

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+224.50	163	0-300	V	H1	55.33	66
				H2	25.69	
K36+224.50	163	0-300	V	H1	151.52	46
K36+219.10	157.6	0-300	V	H1	90.42	66
				H2	14.80	
K36+219.10	157.6	0-300	V	H1	155.20	41
K36+213.80	152.3	0-300	V	H1	134.22	64
				H2	63.95	
K36+213.60	152.1	0-300	V	H1	211.22	41
K36+208.60	147.1	0-300	V	H1	57.63	60
				H2	85.38	
K36+208.60	147.1	0-300	V	H1	273.97	39
K36+203.40	141.9	0-300	V	H1	97.96	62
				H2	166.44	
K36+203.40	141.9	0-300	V	H1	58.02	39
K36+198.30	136.8	0-300	V	H1	63.48	60
				H2	13.21	
K36+198.30	136.8	0-300	V	H1	200.37	57
K36+192.70	131.2	0-300	V	H1	78.42	58
				H2	23.10	
K36+192.70	131.2	0-300	V	H1	90.67	22
K36+188.30	126.8	0-300	V	H1	80.34	57
				H2	21.19	
K36+188.30	126.8	0-300	V	H1	167.13	54
K36+182.60	121.1	0-300	V	H1	82.32	51
				H2	33.75	
K36+182.60	121.1	0-300	V	H1	274.69	53
K36+177.40	115.9	0-300	V	H1	73.20	49
				H2	26.78	
K36+177.40	115.9	0-300	V	H1	185.69	44
K36+172.20	110.7	0-300	V	H1	108.10	48
				H2	24.90	
K36+172.20	110.7	0-300	V	H1	190.30	36
K36+166.80	105.3	0-300	V	H1	136.15	38
				H2	43.86	

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+166.80	105.3	0-300	V	H1	80.06	34
K36+162.00	100.5	0-300	V	H1	0.00	33
				H2	44.95	
K36+162.00	100.5	0-300	V	H1	222.04	34
K36+157.30	95.8	0-300	V	H1	69.17	33
				H2	24.73	
K36+157.30	95.8	0-300	V	H1	47.87	29
K36+152.00	90.5	0-300	V	H1	39.00	28
				H2	21.78	
K36+152.00	90.5	0-300	V	H1	172.25	29
K36+146.60	85.1	0-300	V	H1	78.33	28
				H2	3.31	
K36+146.60	85.1	0-300	V	H1	115.95	26
K36+141.20	79.7	0-300	V	H1	56.95	26
				H2	7.75	
K36+141.20	79.7	0-300	V	H1	124.66	23
K36+136.10	74.6	0-300	V	H1	69.16	26
				H2	17.09	
K36+136.10	74.6	0-300	V	H1	64.64	15
K36+131.60	70.1	0-300	V	H1	37.36	22
				H2	5.30	
K36+131.60	70.1	0-300	V	H1	56.35	14
K36+125.80	64.3	0-300	V	H1	76.39	21
				H2	6.83	
K36+125.80	64.3	0-300	V	H1	66.11	11
K36+120.90	59.4	0-300	V	H1	52.96	18
				H2	21.04	
K36+120.90	59.4	0-300	V	H1	42.31	9
K36+115.70	54.2	0-300	V	H1	61.19	12
K36+115.70	54.2	0-300	V	H1	66.07	9
K36+110.80	49.3	0-300	V	H1	141.76	14
K36+110.80	49.3	0-300	V	H1	247.79	12
K36+105.30	43.8	0-300	V	H1	95.05	13
K36+105.30	43.8	0-300	V	H1	125.40	8
K36+100.00	38.5	0-300	V	H1	138.90	11

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN PORTAL SALIDA DEL TÚNEL DEL TOYO						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+100.00	38.5	0-300	V	H1	130.18	8
K36+095.25	33.75	0-300	V	H1	114.45	10
K36+095.25	33.75	0-300	V	H1	122.11	10
K36+090.30	28.8	0-300	V	H1	137.80	8
K36+090.30	28.8	0-300	V	H1	49.02	6
K36+085.00	23.5	0-300	V	H1	51.93	5
K36+085.00	23.5	0-300	V	H1	55.28	5
K36+080.00	18.5	0-300	V	H1	54.21	4
K36+080.00	18.5	0-300	V	H1	88.16	3
K36+075.00	13.5	0-300	V	H1	24.76	4
K36+070.00	8.5	0-300	V	H1	49.66	2
K36+065.00	3.5	0-300	V	H1	49.66	2

Tabla A6 - 3 Deformación acumulada Galería de escape – Portal entrada

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN GALERÍA DE ESCAPE DEL TÚNEL DEL TOYO - PORTAL ENTRADA						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K27+102.50	760.8	0-300	IV	H1	7.79	208
K27+108.30	755	0-300	IV	H1	8.42	191
K27+112.25	751.05	0-300	IV	H1	12.05	186
K27+117.10	746.2	0-300	IV	H1	2.62	186
K27+132.00	731.3	0-300	III	H1	0.00	184
K27+147.00	716.3	0-300	III	H1	0.00	175
K27+162.00	701.3	0-300	III	H1	3.42	178
K27+177.00	686.3	0-300	III	H1	2.30	172

K27+192.00	671.3	0-300	III	H1	0.00	149
K27+207.00	656.3	0-300	III	H1	0.00	169
K27+222.00	641.3	0-300	III	H1	4.57	163
K27+237.00	626.3	0-300	II	H1	5.07	163
K27+252.00	611.3	0-300	III	H1	13.05	158
K27+255.00	608.3	0-300	III	H1	7.25	156
K27+261.50	601.8	0-300	IV	H1	5.60	155
K27+271.50	591.8	0-300	IV	H1	9.58	152
K27+281.50	581.8	0-300	IV	H1	4.30	143
K27+291.50	571.8	0-300	III	H1	3.40	142
K27+301.50	561.8	0-300	IV	H1	4.84	139
K27+311.50	551.8	0-300	III	H1	6.03	137
K27+321.70	541.6	0-300	IV	H1	5.39	128
K27+331.70	531.6	0-300	IV	H1	5.09	125
K27+341.60	521.7	0-300	IV	H1	3.97	124
K27+351.50	511.8	0-300	III	H1	5.09	122
K27+361.50	501.8	0-300	III	H1	6.67	119
K27+371.50	491.8	0-300	III	H1	14.43	116
K27+386.50	476.8	0-300	III	H1	1.20	113
K27+401.50	461.8	0-300	III	H1	2.71	106
K27+416.50	446.8	0-300	IV	H1	3.33	98
K27+426.50	436.8	0-300	III	H1	1.17	95
K27+436.50	426.8	0-300	III	H1	4.98	93
K27+446.50	416.8	0-300	III	H1	2.15	93
K27+456.50	406.8	0-300	III	H1	6.63	89
K27+471.50	391.8	0-300	III	H1	34.41	81
K27+486.50	376.8	0-300	III	H1	3.55	77
K27+501.50	361.8	0-300	III	H1	1.13	74
K27+516.50	346.8	0-300	III	H1	3.58	73
K27+532.50	330.8	0-300	II	H1	5.69	70
K27+547.50	315.8	0-300	III	H1	5.11	66
K27+562.50	300.8	0-300	III	H1	4.71	9
K27+577.50	285.8	0-300	III	H1	0.61	9
K27+593.00	270.3	0-300	III	H1	3.90	68
K27+608.00	255.3	0-300	III	H1	2.28	63
K27+623.00	240.3	0-300	III	H1	4.58	60
K27+638.00	225.3	0-300	III	H1	0.74	57
K27+653.00	210.3	0-300	III	H1	3.08	59
K27+668.00	195.3	0-300	III	H1	9.52	57
K27+683.00	180.3	0-300	III	H1	3.13	52

K27+698.00	165.3	0-300	III	H1	0.00	50
K27+713.00	150.3	0-300	III	H1	1.13	46
K27+728.00	135.3	0-300	III	H1	2.00	43
K27+743.00	120.3	0-300	III	H1	0.97	39
K27+753.00	110.3	0-300	III	H1	3.92	29
K27+768.00	95.3	0-300	II	H1	4.37	28
K27+783.00	80.3	0-300	III	H1	3.22	21
K27+798.00	65.3	0-300	III	H1	2.65	18
K27+813.00	50.3	0-300	II	H1	0.21	11
K27+828.00	35.3	0-300	II	H1	0.28	1
K27+843.00	20.3	0-300	II	H1	0.00	0

Tabla A6 - 4 Deformación acumulada galería de escape – Portal salida

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN GALERÍA DE ESCAPE TÚNEL DEL TOYO - PORTAL SALIDA						
ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+930.00	898.5	0-300	V	H1	3.77	235
K36+925.00	893.5	0-300	V	H1	3.40	235
K36+920.00	888.5	0-300	V	H1	4.38	212
K36+915.00	883.5	0-300	V	H1	6.90	236
K36+910.00	878.5	0-300	V	H1	0.35	51
K36+905.00	873.5	0-300	V	H1	3.13	230
K36+900.00	868.5	0-300	V	H1	3.97	229
K36+895.00	863.5	0-300	V	H1	11.59	170
K36+891.00	859.5	0-300	V	H1	4.96	231
K36+886.00	854.5	0-300	V	H1	3.34	220
K36+881.00	849.5	0-300	V	H1	7.31	234
K36+875.00	843.5	0-300	V	H1	5.69	224
K36+870.00	838.5	0-300	V	H1	5.11	229
K36+864.00	832.5	0-300	V	H1	6.89	232
K36+859.00	827.5	0-300	V	H1	5.82	224
K36+854.00	822.5	0-300	V	H1	6.21	228
K36+850.00	818.5	0-300	V	H1	5.13	232
K36+845.00	813.5	0-300	V	H1	4.61	232
K36+840.00	808.5	0-300	V	H1	4.89	230
K36+835.00	803.5	0-300	V	H1	7.66	252
K36+830.00	798.5	0-300	V	H1	5.25	212

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN GALERÍA DE ESCAPE TÚNEL DEL TOYO - PORTAL SALIDA

ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+825.00	793.5	0-300	V	H1	5.94	229
K36+820.00	788.5	0-300	V	H1	9.62	229
K36+815.00	783.5	0-300	V	H1	2.90	212
K36+810.00	778.5	0-300	V	H1	3.60	225
K36+805.00	773.5	0-300	V	H1	8.86	229
K36+800.00	768.5	0-300	V	H1	4.47	232
K36+795.00	763.5	0-300	V	H1	11.50	212
K36+790.00	758.5	0-300	V	H1	3.88	231
K36+785.00	753.5	0-300	V	H1	23.80	166
K36+779.00	747.5	0-300	V	H1	13.63	175
K36+775.00	743.5	0-300	V	H1	3.55	213
K36+769.00	737.5	0-300	V	H1	2.77	213
K36+764.00	732.5	0-300	V	H1	3.97	207
K36+759.00	727.5	0-300	V	H1	6.11	207
K36+755.00	723.5	0-300	V	H1	6.94	208
K36+750.00	718.5	0-300	V	H1	6.01	207
K36+745.00	713.5	0-300	V	H1	4.14	215
K36+739.00	707.5	0-300	V	H1	9.00	207
K36+734.00	702.5	0-300	V	H1	20.00	207
K36+730.00	698.5	0-300	V	H1	20.98	207
K36+725.00	693.5	0-300	V	H1	22.20	207
K36+719.00	687.5	0-300	V	H1	32.35	207
K36+714.00	682.5	0-300	V	H1	26.03	208
K36+709.00	677.5	0-300	V	H1	17.34	207
K36+704.00	672.5	0-300	V	H1	0.00	207
K36+699.00	667.5	0-300	V	H1	21.75	205
K36+694.00	662.5	0-300	V	H1	50.83	168
K36+689.00	657.5	0-300	V	H1	31.34	202
K36+684.00	652.5	0-300	V	H1	28.68	199
K36+679.00	647.5	0-300	V	H1	31.52	196
K36+674.00	642.5	0-300	V	H1	40.30	196
K36+669.00	637.5	0-300	V	H1	37.35	193
K36+664.00	632.5	0-300	V	H1	38.66	190
K36+659.00	627.5	0-300	V	H1	94.81	190

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN GALERÍA DE ESCAPE TÚNEL DEL TOYO - PORTAL SALIDA

ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+655.00	623.5	0-300	V	H1	41.45	186
K36+649.00	617.5	0-300	V	H1	106.91	186
K36+643.00	611.5	0-300	V	H1	80.81	185
K36+638.00	606.5	0-300	V	H1	63.91	181
K36+632.00	600.5	0-300	V	H1	64.93	179
K36+626.00	594.5	0-300	V	H1	182.79	174
K36+621.00	589.5	0-300	V	H1	14.91	153
K36+614.50	583	0-300	V	H1	186.18	171
K36+608.95	577.45	0-300	V	H1	20.37	171
K36+604.00	572.5	0-300	V	H1	126.44	171
K36+598.75	567.25	0-300	V	H1	15.80	153
K36+592.70	561.2	0-300	V	H1	79.18	164
K36+587.10	555.6	0-300	V	H1	147.79	168
K36+582.10	550.6	0-300	V	H1	99.39	161
K36+577.40	545.9	0-300	V	H1	107.10	160
K36+572.45	540.95	0-300	V	H1	44.89	189
K36+567.18	535.68	0-300	V	H1	136.54	187
K36+562.17	530.67	0-300	V	H1	70.03	184
K36+556.45	524.95	0-300	V	H1	95.86	182
K36+551.70	520.2	0-300	V	H1	114.38	181
K36+546.10	514.6	0-300	V	H1	92.17	178
K36+541.10	509.6	0-300	V	H1	70.28	176
K36+536.40	504.9	0-300	V	H1	50.39	176
K36+531.10	499.6	0-300	V	H1	60.15	172
K36+526.00	494.5	0-300	V	H1	122.32	171
K36+520.10	488.6	0-300	V	H1	59.12	168
K36+515.10	483.6	0-300	V	H1	47.81	167
K36+510.80	479.3	0-300	V	H1	92.48	129
K36+504.60	473.1	0-300	V	H1	103.79	91
K36+499.80	468.3	0-300	V	H1	99.99	89
K36+494.30	462.8	0-300	V	H1	93.38	86
K36+489.70	458.2	0-300	V	H1	152.44	86
K36+484.60	453.1	0-300	V	H1	68.75	99
K36+480.70	449.2	0-300	V	H1	168.33	95

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN GALERÍA DE ESCAPE TÚNEL DEL TOYO - PORTAL SALIDA

ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+475.14	443.64	0-300	V	H1	139.26	96
K36+470.60	439.1	0-300	V	H1	157.95	94
K36+464.50	433	0-300	V	H1	128.68	92
K36+459.50	428	0-300	V	H1	148.41	91
K36+454.50	423	0-300	V	D2	54.51	89
K36+449.50	418	0-300	V	H1	94.40	86
K36+444.50	413	0-300	V	H1	71.89	101
K36+439.20	407.7	0-300	V	H1	115.74	82
K36+434.20	402.7	0-300	V	H1	155.47	109
K36+429.20	397.7	0-300	V	H1	102.80	105
K36+424.20	392.7	0-300	V	H1	59.85	102
K36+419.20	387.7	0-300	V	H1	106.26	88
K36+413.80	382.3	0-300	V	H1	89.16	99
K36+408.80	377.3	0-300	V	H1	94.20	70
K36+403.80	372.3	0-300	V	H1	37.12	70
K36+398.80	367.3	0-300	V	H1	111.36	67
K36+393.80	362.3	0-300	V	H1	160.98	80
K36+388.80	357.3	0-300	V	H1	48.41	111
K36+383.80	352.3	0-300	V	H1	83.09	111
K36+378.80	347.3	0-300	V	H1	79.11	109
K36+373.80	342.3	0-300	V	H1	52.46	107
K36+368.80	337.3	0-300	V	H1	39.91	105
K36+363.80	332.3	0-300	V	H1	52.14	104
K36+358.80	327.3	0-300	V	H1	35.20	102
K36+353.80	322.3	0-300	V	H1	101.72	101
K36+348.80	317.3	0-300	V	H1	82.20	99
K36+343.80	312.3	0-300	V	H1	112.78	97
K36+338.80	307.3	0-300	V	H1	65.42	96
K36+333.80	302.3	0-300	V	H1	46.95	94
K36+328.80	297.3	0-300	V	H1	48.50	90
K36+323.80	292.3	0-300	V	H1	35.97	90
K36+318.80	287.3	0-300	V	H1	52.29	86
K36+313.80	282.3	0-300	V	H1	51.11	86
K36+308.30	276.8	0-300	V	H1	43.69	85

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN GALERÍA DE ESCAPE TÚNEL DEL TOYO - PORTAL SALIDA

ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+303.40	271.9	0-300	V	H1	64.33	84
K36+298.70	267.2	0-300	V	H1	64.60	80
K36+293.60	262.1	0-300	V	H1	111.71	80
K36+289.10	257.6	0-300	V	H1	183.09	79
K36+284.40	252.9	0-300	V	H1	235.99	78
K36+279.40	247.9	0-300	V	H1	163.51	75
K36+274.40	242.9	0-300	V	H1	182.16	74
K36+269.40	237.9	0-300	V	H1	90.97	72
K36+264.40	232.9	0-300	V	H1	286.94	72
K36+259.40	227.9	0-300	V	H1	175.69	70
K36+254.40	222.9	0-300	V	H1	62.49	56
K36+249.40	217.9	0-300	V	H1	87.82	56
K36+244.40	212.9	0-300	V	H1	30.97	44
K36+239.40	207.9	0-300	V	H1	87.17	47
K36+234.40	202.9	0-300	V	H1	77.90	62
K36+229.40	197.9	0-300	IV	H1	49.70	60
K36+224.40	192.9	0-300	V	H1	87.12	56
K36+219.40	187.9	0-300	V	H1	71.97	55
K36+214.40	182.9	0-300	V	H1	107.44	52
K36+209.40	177.9	0-300	V	H1	49.94	49
K36+204.40	172.9	0-300	V	H1	160.55	49
K36+199.40	167.9	0-300	V	H1	181.02	46
K36+194.40	162.9	0-300	V	H1	232.37	45
K36+189.40	157.9	0-300	V	H1	100.13	41
K36+184.40	152.9	0-300	V	H1	164.41	41
K36+179.40	147.9	0-300	V	H1	210.75	41
K36+174.40	142.9	0-300	V	H1	233.74	40
K36+171.60	140.1	0-300	V	H1	158.63	37
K36+166.75	135.25	0-300	V	H1	73.53	35
K36+161.10	129.6	0-300	V	H1	223.69	35
K36+156.20	124.7	0-300	V	H1	130.01	30
K36+151.30	119.8	0-300	V	H1	126.08	30
K36+146.30	114.8	0-300	V	H1	158.24	29
K36+141.30	109.8	0-300	V	H1	115.94	29

ESTACIONES DE CONVERGENCIA EN GALERÍA DE ESCAPE TÚNEL DEL TOYO - PORTAL SALIDA

ABSCISA	DISTANCIA AL FRENTE (m)	COBERTURA (m)	TIPO TERRENO	LÍNEA	DEFORMACIÓN ACUMULADA (mm)	Tiempo (días)
K36+136.30	104.8	0-300	V	H1	64.51	26
K36+131.30	99.8	0-300	V	H1	93.70	25
K36+126.30	94.8	0-300	V	H1	73.09	23
K36+121.30	89.8	0-300	V	H1	105.45	23
K36+116.36	84.86	0-300	V	H1	48.08	20
K36+111.37	79.87	0-300	V	H1	53.24	18
K36+106.00	74.5	0-300	V	H1	33.65	19
K36+101.40	69.9	0-300	V	H1	67.98	17
K36+096.40	64.9	0-300	V	H1	32.09	16
K36+091.20	59.7	0-300	V	H1	69.74	16
K36+086.40	54.9	0-300	V	H1	34.23	14
K36+081.50	50	0-300	V	H1	64.96	14
K36+076.50	45	0-300	V	H1	14.85	11
K36+071.04	39.54	0-300	V	H1	42.21	12
K36+066.00	34.5	0-300	V	H1	4.85	10
K36+061.00	29.5	0-300	V	H1	48.77	8
K36+056.00	24.5	0-300	V	H1	2.74	6
K36+051.00	19.5	0-300	V	H1	37.79	5
K36+046.00	14.5	0-300	V	H1	11.50	2
K36+041.00	9.5	0-300	V	H1	7.65	2
K36+036.00	4.5	0-300	V	H1	0.00	1

ANEXO 7

DATOS FICHAS GEOMECÁNICAS

Tabla A7 - 1 Fichas geomecánicas túnel del Toyo – Portal de entrada

TOYO-17-PE						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K27+126.00	V	V	15-20	17	Basaltos	24/01/2019
K27+131.00	V	V	15-20	16	Basaltos	26/01/2019
K27+132.00	V	V	15-20	18	Basaltos	27/01/2019
K27+134.20	V	V	15-20	14	Basaltos	03/02/2019
K27+137.20	V	V	15-20	16	Basaltos	05/02/2019
K27+138.75	V	V	15-20	16	Basaltos	06/02/2019
K27+139.75	IV	V	25-30	25	Basaltos	09/02/2019
K27+141.50	IV	V	25-30	27	Basaltos	11/02/2019
K27+142.30	IV	V	25-30	25	Basaltos	12/02/2019
K27+145.00	IV	V	25-30	25	Basaltos	13/02/2019
K27+146.00	IV	V	25-30	25	Basaltos	14/02/2019
K27+148.80	IV	V	25-30	23	Basaltos	16/02/2019
K27+151.50	IV	V	30-35	31	Basaltos	19/02/2019
K27+153.60	V	V	15-20	19	Basaltos	20/02/2019
K27+159.10	V	V	15-20	20	Basaltos	22/02/2019
K27+163.50	V	V	15-20	20	Basaltos	26/02/2019
K27+168.50	V	V	15-20	19	Basaltos	28/02/2019
K27+173.00	V	V	20-25	20	Basaltos	04/03/2019
K27+178.00	V	V	20-25	20	Basaltos	06/03/2019
K27+182.75	V	V	20-25	19	Basaltos	10/03/2019
K27+187.75	V	V	20-25	19	Basaltos	12/03/2019
K27+191.25	V	V	20-25	20	Basaltos	15/03/2019
K27+199.75	IV	IV	30-35	35	Basaltos	19/03/2019
K27+201.00	IV	IV	35-40	36	Basaltos	20/03/2019
K27+208.20	IV	IV	35-40	38	Basaltos	22/03/2019
K27+211.00	IV	IV	35-40	38	Basaltos	25/03/2019
K27+216.80	IV	IV	35-40	37	Basaltos	27/03/2019
K27+221.00	IV	IV	35-40	37	Basaltos	30/03/2019
K27+228.50	IV	IV	30-35	29	Basaltos	01/04/2019
K27+232.10	IV	IV	30-35	35	Basaltos	03/04/2019
K27+235.14	IV	IV	30-35	35	Basaltos	04/04/2019
K27+240.50	IV	IV	30-35	35	Basaltos	07/04/2019
K27+246.50	IV	IV	30-35	35	Basaltos	09/04/2019
K27+249.00	III	III	40-45	45	Basaltos	11/04/2019
K27+256.30	III	III	40-45	49	Diabasas	13/04/2019
K27+263.50	III	III	40-45	43	Diabasas	15/04/2019

TOYO-17-PE						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K27+273.00	III	III	40-45	44	Diabasas	17/04/2019
K27+278.50	IV	IV	30-35	32	Diabasas	18/04/2019
K27+281.40	IV	IV	30-35	33	Diabasas	20/04/2019
K27+282.70	IV	IV	30-35	34	Diabasas	21/04/2019
K27+290.80	IV	IV	30-35	32	Diabasas	23/04/2019
K27+295.00	IV	IV	30-35	32	Diabasas	25/04/2019
K27+304.30	IV	IV	30-35	34	Basaltos y diabasas	27/04/2019
K27+314.00	IV	IV	25-30	29	Basaltos y diabasas	30/04/2019
K27+317.80	IV	IV	25-30	26	Basaltos y diabasas	01/05/2019
K27+327.50	IV	IV	25-30	29	Basaltos y diabasas	04/05/2019
K27+332.80	IV	IV	25-30	27	Basaltos y diabasas	06/05/2019
K27+335.80	IV	IV	25-30	27	Basaltos y diabasas	07/05/2019
K27+338.80	IV	IV	30-35	34	Basaltos y diabasas	08/05/2019
K27+341.80	IV	IV	30-35	34	Basaltos y diabasas	09/05/2019
K27+343.30	IV	IV	35-40	37	Basaltos y diabasas	10/05/2019
K27+344.80	III	III	45-50	43	Basaltos y diabasas	11/05/2019
K27+351.30	IV	IV	35-40	33	Basaltos y diabasas	13/05/2019
K27+357.30	IV	IV	30-35	33	Basaltos y diabasas	15/05/2019
K27+361.80	IV	IV	30-35	33	Basaltos y diabasas	16/05/2019
K27+369.30	IV	IV	30-35	32	Basaltos y diabasas	19/05/2019
K27+376.80	IV	IV	30-35	31	Basaltos y diabasas	21/05/2019
K27+378.30	IV	IV	30-35	34	Basaltos y diabasas	22/05/2019
K27+382.80	IV	IV	30-35	35	Basaltos y diabasas	24/05/2019
K27+386.10	III	III	40-45	46	Basaltos y diabasas	25/05/2019
K27+398.60	III	III	45-50	45	Basaltos y diabasas	27/05/2019
K27+410.40	III	III	40-45	43	Basaltos y diabasas	29/05/2019
K27+421.20	III	III	40-45	43	Basaltos y diabasas	31/05/2019
K27+428.80	IV	IV	30-35	34	Basaltos y diabasas	03/06/2019
K27+429.50	IV	IV	35-40	36	Basaltos y diabasas	03/06/2019
K27+432.50	IV	IV	35-40	36	Basaltos y diabasas	04/06/2019
K27+435.80	IV	IV	30-35	34	Basaltos y diabasas	05/06/2019
K27+441.50	IV	IV	30-35	35	Basaltos y diabasas	07/06/2019
K27+446.00	IV	IV	30-35	36	Basaltos y diabasas	08/06/2019
K27+452.00	III	III	40-45	45	Basaltos y diabasas	10/06/2019
K27+457.00	III	III	40-45	44	Diabasas	11/06/2019
K27+462.00	III	III	40-45	45	Diabasas	12/06/2019
K27+474.30	III	III	45-50	47	Diabasas	14/06/2019

TOYO-17-PE						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K27+483.30	III	III	45-50	50	Diabasas	16/06/2019
K27+488.30	III	III	50-55	51	Diabasas	13/07/2019
K27+493.00	III	III	50-55	50	Diabasas	15/07/2019
K27+500.50	III	III	50-55	52	Diabasas	18/07/2019
K27+503.00	III	III	50-55	49	Diabasas	20/07/2019
K27+508.00	III	III	50-55	48	Diabasas	22/07/2019
K27+514.30	III	III	45-50	49	Diabasas	24/07/2019
K27+519.50	III	III	45-50	48	Diabasas	26/07/2019
K27+524.60	III	III	50-55	51	Diabasas	28/07/2019
K27+529.50	III	III	50-55	52	Diabasas	30/07/2019

Tabla A7 - 2 Fichas geomecánicas túnel del Toyo – Portal de salida

TOYO-17-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+637.50	V	V	15-20	15	Sedimentaria-arcillas	22/11/2018
K36+628.50	V	V	10-15	12	Sedimentaria-arcillas	26/11/2018
K36+624.50	V	V	10-15	15	Sedimentaria-arcillas	27/11/2018
K36+622.50	V	V	10-15	9	Sedimentaria-arcillas	29/11/2018
K36+618.50	V	V	10-15	9	Sedimentaria-arcillas	30/11/2018
K36+614.50	V	V	10-15	9	Sedimentaria-Limo/arcillosos	02/12/2018
K36+608.50	V	V	10-15	10	Sedimentaria-Limo/arcillosos	04/12/2018
K36+602.50	V	V	10-15	11	Sedimentaria-Limo/arcillosos	07/12/2018
K36+599.50	V	V	10-15	12	Sedimentaria-Limo/arcillosos	08/12/2018
K36+596.50	V	V	10-15	11	Sedimentaria-Limo/arcillosos	09/12/2018
K36+595.00	V	V	10-15	12	Sedimentaria-Limo/arcillosos	12/12/2018
K36+589.75	V	V	10-15	11	Sedimentaria-Limo/arcillosos	14/12/2018
K36+587.50	V	V	10-15	11	Sedimentaria-Limo/arcillosos	16/12/2018
K36+583.75	V	V	10-15	15	Sedimentaria-Limo/arcillosos	17/12/2018
K36+582.00	V	V	10-15	14	Sedimentaria-Limo/arcillosos	19/12/2018
K36+579.00	V	V	10-15	15	Sedimentaria-Limo/arcillosos	20/12/2018
K36+578.00	V	V	10-15	13	Sedimentaria-Limo/arcillosos	21/12/2018

TOYO-17-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+574.00	V	V	10-15	12	Sedimentaria-Limo/arcillosos	22/12/2018
K36+570.00	V	V	10-15	14	Sedimentaria-Limo/arcillosos	28/12/2018
K36+562.00	V	V	10-15	13	Sedimentaria-Limo/arcillosos	09/01/2019
K36+555.00	V	V	10-15	15	Sedimentaria-Limo/arcillosos	13/01/2019
K36+548.00	V	V	10-15	14	Sedimentaria-Limo/arcillosos	14/01/2019
K36+547.00	V	V	10-15	16	Sedimentaria-Limo/arcillosos	15/01/2019
K36+542.00	V	V	10-15	15	Sedimentaria-Limo/arcillosos	18/01/2019
K36+540.00	V	V	15-20	17	Sedimentaria-Limo/arcillosos	19/01/2019
K36+537.25	V	V	15-20	18	Sedimentaria-Limo/arcillosos	22/01/2019
K36+527.50	V	V	15-20	17	Sedimentaria-Limo/arcillosos	26/01/2019
K36+523.25	V	V	15-20	17	Sedimentaria-Limo/arcillosos	27/01/2019
K36+519.25	V	V	15-20	18	Sedimentaria-Limo/arcillosos	29/01/2019
K36+511.50	V	V	15-20	18	Sedimentaria-Limo/arcillosos	31/01/2019
K36+504.00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-Limo/arcillosos	04/02/2019
K36+498.50	V	V	10-15	12	Sedimentaria-Limo/arcillosos	07/02/2019
K36+494.50	V	V	10-15	14	Sedimentaria-Limo/arcillosos	08/02/2019
K36+490.00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-Limo/arcillosos	11/02/2019
K36+482.00	V	V	10-15	18	Sedimentaria-Limo/arcillosos	13/02/2019
K36+479.50	V	V	15-20	17	Sedimentaria-Limo/arcillosos	15/02/2019
K36+473.50	V	V	15-20	18	Sedimentaria-Limo/arcillosos	16/02/2019
K36+472.00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-Limo/arcillosos	18/02/2019
K36+462.75	V	V	10-15	14	Sedimentaria-Limo/arcillosos	21/02/2019
K36+455.00	V	V	15-20	15	Sedimentaria-Limo/arcillosos	22/02/2019
K36+451.00	V	V	15-20	17	Sedimentaria-Limo/arcillosos	25/02/2019
K36+447.25	V	V	15-20	17	Sedimentaria-Limo/arcillosos	26/02/2019
K36+440.50	V	V	15-20	17	Sedimentaria-Limo/arcillosos	01/03/2019
K36+426.00	V	V	15-20	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	06/03/2019

TOYO-17-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+419.25	V	V	15-20	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	09/03/2019
K36+415.00	V	V	15-20	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	11/03/2019
K36+411.50	V	V	15-20	14	Sedimentarias lutitas-limolitas	12/03/2019
K36+403.50	V	V	15-20	17	Sedimentarias lutitas-limolitas	15/03/2019
K36+399.75	V	V	15-20	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	16/03/2019
K36+396.75	V	V	15-20	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	18/03/2019
K36+366.50	V	V	15-20	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	29/03/2019
K36+352.25	V	V	15-20	17	Sedimentarias lutitas-limolitas	03/04/2019
K36+345.50	V	V	15-20	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	06/04/2019
K36+342.50	V	V	15-20	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	08/04/2019
K36+333.75	V	V	15-20	17	Sedimentarias lutitas-limolitas	10/04/2019
K36+330.75	V	V	15-20	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	12/04/2019
K36+318.00	V	V	15-20	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	16/04/2019
K36+305.00	V	V	15-20	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	22/04/2019
K36+296.00	V	V	15-20	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	25/04/2019
K36+293.00	V	V	15-20	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	26/04/2019
K36+283.25	V	V	15-20	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	29/04/2019
K36+269.50	V	V	15-20	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	03/05/2019
K36+266.75	V	V	15-20	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	05/05/2019
K36+256.50	V	V	15-20	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	08/05/2019
K36+251.50	V	V	15-20	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	09/05/2019
K36+247.00	V	V	15-20	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	11/05/2019
K36+243.00	V	V	15-20	11	Sedimentarias lutitas-limolitas	12/05/2019
K36+235.50	V	V	15-20	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	15/05/2019
K36+232.50	V	V	15-20	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	17/05/2019
K36+214.00	V	V	15-20	18	Sedimentarias lutitas-limolitas	22/05/2019
K36+212.25	V	V	15-20	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	24/05/2019

TOYO-17-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+204.75	V	V	10-15	14	Sedimentarias lutitas-limolitas	26/05/2019
K36+199.80	V	V	15-20	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	28/05/2019
K36+186.75	V	V	15-20	18	Sedimentarias lutitas-limolitas	02/06/2019
K36+176.00	V	V	15-20	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	05/06/2019
K36+168.75	V	V	10-15	9	Sedimentarias lutitas-limolitas	07/06/2019
K36+163.00	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	20/06/2019
K36+160.00	V	V	10-15	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	22/06/2019
K36+155.00	V	V	10-15	11	Sedimentarias lutitas-limolitas	23/06/2019
K36+148.50	V	V	10-15	14	Sedimentarias lutitas-limolitas	28/06/2019
K36+143.50	V	V	10-15	17	Sedimentarias lutitas-limolitas	30/06/2019
K36+140.00	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	02/07/2019
K36+137.00	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	03/07/2019
K36+132.75	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	05/07/2019
K36+125.25	V	V	10-15	17	Sedimentarias lutitas-limolitas	07/07/2019
K36+123.25	V	V	10-15	17	Sedimentarias lutitas-limolitas	08/07/2019
K36+120.75	V	V	10-15	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	09/07/2019
K36+114.25	V	V	10-15	14	Sedimentarias lutitas-limolitas	11/07/2019
K36+110.50	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	12/07/2019
K36+106.75	V	V	10-15	16	Sedimentarias lutitas-limolitas	13/07/2019
K36+101.50	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	15/07/2019
K36+096.25	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	17/07/2019
K36+092.50	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	18/07/2019
K36+083.50	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	21/07/2019
K36+076.75	V	V	10-15	17	Sedimentarias lutitas-limolitas	24/07/2019
K36+062.75	V	V	10-15	18	Sedimentarias lutitas-limolitas	29/07/2019

Tabla A7 - 3 Fichas geomecánicas galería de rescate – Portal de entrada

GALERÍA-PE						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K27+100.00	IV	IV	35-40	32	Basaltos	08/12/2018
K27+102.20	IV	IV	35-40	37	Basaltos	16/12/2018
K27+105.10	IV	IV	35-40	35	Basaltos	20/12/2018
K27+108.50	IV	IV	35-40	35	Basaltos	27/12/2018
K27+110.50	IV	IV	30-35	33	Basaltos	03/01/2019
K27+113.30	IV	IV	30-35	33	Basaltos	05/01/2019
K27+117.20	IV	IV	35-40	40	Basaltos	07/01/2019
K27+128.30	III	III	45-50	47	Basaltos	11/01/2019
K27+133.00	III	III	40-45	43	Basaltos	12/01/2019
K27+138.10	III	III	40-45	43	Basaltos	13/01/2019
K27+146.00	III	III	40-45	42	Basaltos	15/01/2019
K27+151.80	III	III	40-45	42	Basaltos	16/01/2019
K27+157.50	III	III	35-40	39	Basaltos	18/01/2019
K27+167.80	III	III	40-45	42	Basaltos	20/01/2019
K27+191.60	III	III	45-50	49	Basaltos	24/01/2019
K27+207.90	III	III	45-50	46	Basaltos	27/01/2019
K27+234.20	II	II	50-55	54	Basaltos	01/02/2019
K27+243.60	III	III	30-35	30	Basaltos	03/02/2019
K27+251.50	III	III	30-35	33	Basaltos	05/02/2019
K27+255.80	IV	IV	25-30	28	Basaltos	06/02/2019
K27+257.70	IV	IV	25-30	26	Basaltos	07/02/2019
K27+261.10	IV	IV	20-25	23	Basaltos	09/02/2019
K27+263.25	IV	IV	20-25	25	Basaltos	10/02/2019
K27+266.70	IV	IV	20-25	20	Basaltos	11/02/2019
K27+269.50	IV	IV	25-30	26	Basaltos	12/02/2019
K27+271.50	IV	IV	25-30	28	Basaltos	13/02/2019
K27+274.10	IV	IV	30-35	30	Basaltos	14/02/2019
K27+281.40	III	III	35-40	38	Basaltos	19/02/2019
K27+286.90	IV	IV	25-30	28	Basaltos	21/02/2019
K27+289.40	III	III	30-35	34	Basaltos	22/02/2019
K27+295.80	III	III	30-35	33	Basaltos	23/02/2019
K27+300.20	IV	IV	25-30	29	Basaltos	24/02/2019
K27+308.00	IV	IV	25-30	30	Basaltos	26/02/2019
K27+314.40	IV	IV	20-25	19	Basaltos	28/02/2019
K27+319.25	IV	IV	20-25	20	Basaltos	02/03/2019
K27+325.00	IV	IV	25-30	27	Basaltos	04/03/2019

GALERÍA-PE						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K27+333.50	IV	IV	25-30	29	Basaltos	06/03/2019
K27+335.00	IV	IV	25-30	27	Basaltos	07/03/2019
K27+339.50	IV	IV	25-30	30	Basaltos y diabasas	08/03/2019
K27+344.00	IV	IV	25-30	28	Basaltos y diabasas	10/03/2019
K27+349.80	III	III	30-35	32	Basaltos y diabasas	11/03/2019
K27+352.50	IV	IV	25-30	27	Basaltos y diabasas	12/03/2019
K27+356.00	IV	IV	25-30	26	Basaltos y diabasas	13/03/2019
K27+359.00	IV	IV	25-30	27	Basaltos y diabasas	14/03/2019
K27+362.00	IV	IV	25-30	28	Basaltos y diabasas	15/03/2019
K27+366.50	III	III	30-35	33	Basaltos y diabasas	16/03/2019
K27+372.50	III	III	30-35	34	Basaltos y diabasas	18/03/2019
K27+376.50	III	III	30-35	32	Basaltos y diabasas	19/03/2019
K27+378.50	III	III	30-35	32	Basaltos y diabasas	20/03/2019
K27+386.60	III	III	30-35	31	Basaltos y diabasas	22/03/2019
K27+395.50	III	III	30-35	34	Basaltos y diabasas	24/03/2019
K27+399.80	III	III	40-45	44	Basaltos y diabasas	25/03/2019
K27+403.80	III	III	50-55	50	Basaltos y diabasas	27/03/2019
K27+407.50	III	III	45-50	50	Basaltos y diabasas	28/03/2019
K27+415.50	IV	IV	20-25	24	Basaltos y diabasas	30/03/2019
K27+420.00	IV	IV	25-30	26	Basaltos	01/04/2019
K27+426.00	III	III	30-35	34	Basaltos	03/04/2019
K27+429.20	III	III	30-35	34	Basaltos	04/04/2019
K27+433.50	III	III	30-35	36	Basaltos	05/04/2019
K27+439.00	III	III	35-40	39	Basaltos	07/04/2019
K27+445.50	III	III	45-50	50	Basaltos y diabasas	09/04/2019
K27+451.00	III	III	45-50	45	Basaltos y diabasas	10/04/2019
K27+453.50	III	III	45-50	48	Basaltos y diabasas	11/04/2019
K27+473.50	III	III	30-35	31	Basaltos y diabasas	15/04/2019
K27+478.50	III	III	30-35	33	Basaltos y diabasas	16/04/2019
K27+485.00	IV	IV	25-30	25	Basaltos y diabasas	17/04/2019
K27+487.00	IV	IV	25-30	24	Basaltos y diabasas	21/04/2019
K27+492.50	III	III	30-35	31	Basaltos y diabasas	23/04/2019
K27+499.70	III	III	35-40	36	Basaltos y diabasas	25/04/2019
K27+508.50	III	III	45-50	49	Basaltos y diabasas	27/04/2019
K27+519.00	III	III	45-50	46	Basaltos y diabasas	29/04/2019
K27+529.50	II	II	50-55	52	Basaltos y diabasas	01/05/2019
K27+534.50	II	II	50-55	53	Basaltos y diabasas	02/05/2019

GALERÍA-PE						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K27+545.50	III	III	35-40	38	Basaltos y diabasas	04/05/2019
K27+555.00	III	III	35-40	38	Basaltos y diabasas	06/05/2019
K27+562.20	IV	IV	30-35	27	Basaltos y diabasas	07/05/2019
K27+563.50	IV	IV	25-30	25	Basaltos y diabasas	08/05/2019
K27+568.50	III	III	35-40	38	Basaltos y diabasas	09/05/2019
K27+573.50	III	III	40-45	42	Basaltos y diabasas	10/05/2019
K27+576.70	III	III	40-45	39	Basaltos y diabasas	11/05/2019
K27+586.70	III	III	35-40	36	Basaltos y diabasas	13/05/2019
K27+591.70	III	III	35-40	37	Basaltos y diabasas	14/05/2019
K27+596.70	III	III	35-40	35	Basaltos y diabasas	15/05/2019
K27+601.70	III	III	35-40	35	Basaltos y diabasas	16/05/2019
K27+603.80	III	III	35-40	36	Basaltos y diabasas	17/05/2019
K27+606.70	III	III	35-40	36	Basaltos y diabasas	18/05/2019
K27+609.20	III	III	35-40	35	Basaltos y diabasas	19/05/2019
K27+619.20	III	III	40-45	42	Basaltos y diabasas	21/05/2019
K27+624.20	III	III	40-45	44	Basaltos y diabasas	22/05/2019
K27+634.20	III	III	40-45	45	Basaltos y diabasas	24/05/2019
K27+639.20	III	III	40-45	43	Basaltos y diabasas	25/05/2019
K27+652.00	III	III	40-45	44	Basaltos y diabasas	27/05/2019
K27+661.70	III	III	40-45	42	Basaltos y diabasas	29/05/2019
K27+666.70	III	III	40-45	40	Basaltos y diabasas	30/05/2019
K27+686.20	III	III	35-40	36	Basaltos y diabasas	03/06/2019
K27+689.20	III	III	35-40	35	Basaltos y diabasas	04/06/2019
K27+696.20	III	III	35-40	40	Basaltos y diabasas	05/06/2019
K27+703.70	III	III	40-45	45	Basaltos y diabasas	07/06/2019
K27+708.70	III	III	35-40	39	Basaltos y diabasas	08/06/2019
K27+725.30	III	III	35-40	33	Basaltos y diabasas	10/06/2019
K27+730.50	III	III	35-40	37	Basaltos y diabasas	11/06/2019
K27+735.20	III	III	40-45	43	Basaltos y diabasas	12/06/2019
K27+744.70	IV	IV	25-30	29	Basaltos y diabasas	14/06/2019
K27+750.00	IV	IV	25-30	30	Basaltos y diabasas	16/06/2019
K27+753.00	III	III	35-40	38	Basaltos y diabasas	21/06/2019
K27+760.50	III	III	45-50	50	Basaltos y diabasas	24/06/2019
K27+766.70	II	II	50-55	54	Basaltos y diabasas	26/06/2019
K27+772.00	II	II	50-55	54	Basaltos y diabasas	28/06/2019
K27+775.40	II	II	50-55	52	Basaltos y diabasas	29/06/2019
K27+792.80	III	III	45-50	47	Basaltos y diabasas	06/07/2019

GALERÍA-PE						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K27+797.80	III	III	45-50	47	Basaltos y diabasas	08/07/2019
K27+800.30	III	III	45-50	48	Basaltos y diabasas	09/07/2019
K27+802.80	II	II	50-55	52	Basaltos y diabasas	10/07/2019
K27+809.80	II	II	50-55	52	Basaltos y diabasas	13/07/2019
K27+813.30	II	II	50-55	56	Basaltos y diabasas	15/07/2019
K27+816.80	II	II	50-55	54	Basaltos y diabasas	16/07/2019
K27+830.80	II	II	50-55	57	Basaltos y diabasas	20/07/2019
K27+837.80	II	II	50-55	57	Basaltos y diabasas	22/07/2019
K27+843.70	II	II	50-55	54	Basaltos y diabasas	24/07/2019
K27+849.30	II	II	50-55	52	Basaltos y diabasas	26/07/2019
K27+856.30	II	II	50-55	52	Basaltos y diabasas	28/07/2019
K27+863.30	II	II	50-55	56	Basaltos y diabasas	30/07/2019

Tabla A7 - 4 Fichas geomecánicas galería de rescate – Portal de salida

GALERÍA-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+710.25	V	V	10-15	14	Sedimentaria-arcillas	22/11/2018
K36+703.25	V	V	10-15	11	Sedimentaria-arcillas	24/11/2018
K36+697.25	V	V	10-15	11	Sedimentaria-arcillas	26/11/2018
K36+694.25	V	V	10-15	12	Sedimentaria-arcillas	27/11/2018
K36+691.25	V	V	10-15	11	Sedimentaria-arcillas	28/11/2018
K36+687.25	V	V	10-15	11	Sedimentaria-arcillas	29/11/2018
K36+686.25	V	V	10-15	10	Sedimentaria-arcillas	30/11/2018
K36+679.25	V	V	10-15	10	Sedimentaria-arcillas	01/12/2018
K36+676.25	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	04/12/2018
K36+667.25	V	V	15-20	14	Sedimentaria-limoarcillosa	07/12/2018
K36+662.25	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	09/12/2018
K36+658.25	V	V	15-20	14	Sedimentaria-limoarcillosa	10/12/2018
K36+657.25	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	11/12/2018
K36+654.25	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	12/12/2018
K36+649.00	V	V	15-20	17	Sedimentaria-limoarcillosa	14/12/2018
K36+644.00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	15/12/2018

GALERÍA-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+641.75	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	16/12/2018
K36+636.75	V	V	15-20	14	Sedimentaria-limoarcillosa	16/12/2018
K36+632.00	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	19/12/2018
K36+628.50	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	21/12/2018
K36+622.25	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	22/12/2018
K36+617.50	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	28/12/2018
K36+609.25	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	03/01/2019
K36+606.00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	05/01/2019
K36+600.00	V	V	15-20	18	Sedimentaria-limoarcillosa	07/01/2019
K36+596.00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	08/01/2019
K36+590.00	V	V	15-20	18	Sedimentaria-limoarcillosa	10/01/2019
K36+584.00	V	V	15-20	17	Sedimentaria-limoarcillosa	12/01/2019
K 36+ 581,00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	13/01/2019
K36+578.25	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	15/01/2019
K36+571.25	V	V	15-20	12	Sedimentaria-limoarcillosa	18/01/2019
K36+568.00	V	V	15-20	12	Sedimentaria-limoarcillosa	19/01/2019
K36+565.25	V	V	15-20	12	Sedimentaria-limoarcillosa	21/01/2019
K36+563.25	V	V	15-20	14	Sedimentaria-limoarcillosa	22/01/2019
K36+555.00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	25/01/2019
K36+550.00	V	V	15-20	17	Sedimentaria-limoarcillosa	27/01/2019
K36+545.00	V	V	15-20	13	Sedimentaria-limoarcillosa	28/01/2019
K36+543.25	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	29/01/2019
K36+537.00	V	V	15-20	14	Sedimentaria-limoarcillosa	31/01/2019
K36+531.00	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	01/02/2019
K36+527.00	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	04/02/2019
K36+520.00	V	V	15-20	18	Sedimentaria-limoarcillosa	06/02/2019

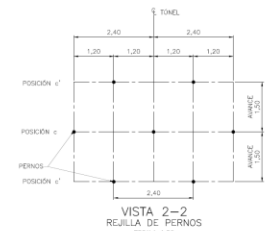
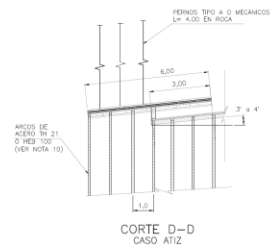
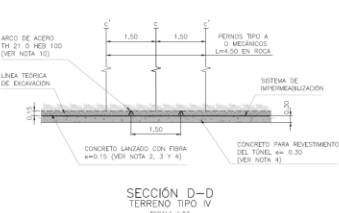
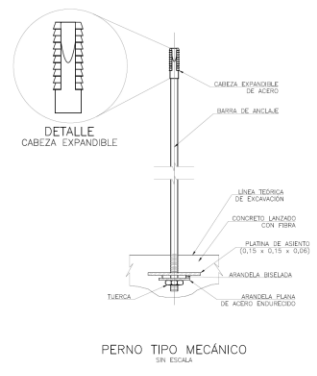
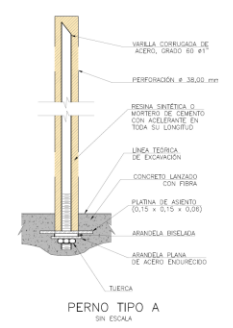
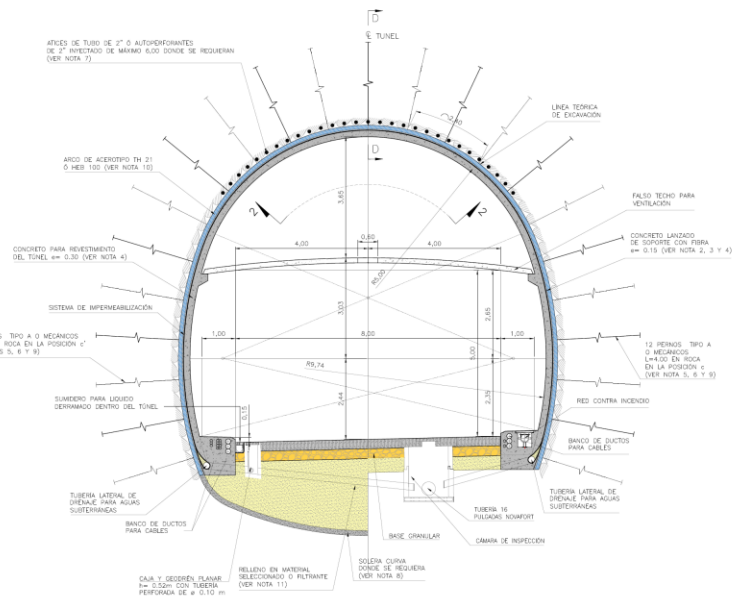
GALERÍA-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+515.00	V	V	15-20	18	Sedimentaria-limoarcillosa	08/02/2019
K36+508.00	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	11/02/2019
K36+504.25	V	V	15-20	17	Sedimentaria-EST:limo/arcilla	12/02/2019
K36+497.50	V	V	15-20	16	Sedimentaria-limoarcillosa	15/02/2019
K36+495.25	V	V	15-20	17	Sedimentaria-limoarcillosa	16/02/2019
K36+481.25	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	21/02/2019
K36+477.50	V	V	15-20	15	Sedimentaria-limoarcillosa	22/02/2019
K36+471.75	V	V	15-20	12	Sedimentaria-EST:limo/arcilla	24/02/2019
K36+468.00	V	V	10-15	12	Sedimentaria-EST:limo/arcilla	25/02/2019
K36+467.25	V	V	10-15	11	Sedimentaria-EST:limo/arcilla	26/02/2019
K36+462.25	V	V	10-15	11	Sedimentaria-EST:limo/arcilla	27/02/2019
K36+459.00	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	01/03/2019
K36+446.25	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	07/03/2019
K36+440.00	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	09/03/2019
K36+435.00	V	V	10-15	11	Sedimentarias lutitas-limolitas	11/03/2019
K36+427.00	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	14/03/2019
K36+425.25	V	V	10-15	10	Sedimentarias lutitas-limolitas	15/03/2019
K36+420.25	V	V	10-15	10	Sedimentarias lutitas-limolitas	16/03/2019
K36+415.75	V	V	10-15	10	Sedimentarias lutitas-limolitas	18/03/2019
K36+410.00	V	V	10-15	10	Sedimentarias lutitas-limolitas	20/03/2019
K36+397.75	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	28/03/2019
K36+393.75	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	29/03/2019
K36+385.25	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	31/03/2019
K36+375.50	V	V	10-15	14	Sedimentarias lutitas-limolitas	03/04/2019
K36+367.25	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	06/04/2019
K36+359.75	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	08/04/2019

GALERÍA-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+355.25	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	10/04/2019
K36+351.75	V	V	10-15	14	Sedimentarias lutitas-limolitas	12/04/2019
K36+345.50	V	V	10-15	11	Sedimentarias lutitas-limolitas	14/04/2019
K36+336.25	V	V	10-15	11	Sedimentarias lutitas-limolitas	16/04/2019
K36+325.50	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	21/04/2019
K36+314.00	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	25/04/2019
K36+310.25	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	26/04/2019
K36+304.50	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	28/04/2019
K36+299.50	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	29/04/2019
K36+287.25	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	03/05/2019
K36+282.75	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	05/05/2019
K36+276.50	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	07/05/2019
K36+271.50	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	08/05/2019
K36+268.50	V	V	05-10	9	Sedimentarias lutitas-limolitas	10/05/2019
K36+263.50	V	V	05-10	9	Sedimentarias lutitas-limolitas	11/05/2019
K36+260.50	V	V	05-10	8	Sedimentarias lutitas-limolitas	12/05/2019
K36+255.00	V	V	05-10	11	Sedimentarias lutitas-limolitas	15/05/2019
K36+253.00	V	V	10-15	14	Sedimentarias lutitas-Arenisca	17/05/2019
K36+249.25	IV	IV	20-25	23	Limolita/contacto brecha	18/05/2019
K36+245.00	IV	IV	20-25	22	Brecha cizallada	20/05/2019
K36+240.00	V	V	15-20	14	Brecha cizallada	23/05/2019
K36+235.50	V	V	15-20	13	Brecha cizallada	24/05/2019
K36+226.75	V	V	10-15	14	Fragmentos de brecha	28/05/2019
K36+220.50	V	V	10-15	14	Fragmentos de brecha	30/05/2019
K36+213.00	V	V	10-15	14	Sed. lutitas-limolitas, Brecha	02/06/2019
K36+198.50	V	V	10-15	15	Sed. lutitas-limolitas, Brecha	07/06/2019
K36+193.00	V	V	10-15	15	Sed. lutitas-limolitas, Brecha	08/06/2019

GALERÍA-PS						
Abscisa	Clasificación macizo rocoso	Soporte tipo	GSI	RMR	Tipo de Roca	Fecha
K36+184.50	V	V	10-15	13	Sed. lutitas-limolitas, Brecha	12/06/2019
K36+160.50	V	V	10-15	8	Sed. lutitas-limolitas, Brecha	20/06/2019
K36+153.75	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	23/06/2019
K36+130.00	V	V	10-15	11	Sedimentarias lutitas-limolitas	26/06/2019
K36+123.75	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	02/07/2019
K36+121.25	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	02/07/2019
K36+115.00	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	05/07/2019
K36+105.00	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	08/07/2019
K36+098.75	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	09/07/2019
K36+091.25	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	11/07/2019
K36+087.50	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	12/07/2019
K36+086.25	V	V	10-15	14	Sedimentarias lutitas-limolitas	13/07/2019
K36+077.50	V	V	10-15	14	Sedimentarias lutitas-limolitas	15/07/2019
K36+076.25	V	V	10-15	13	Sedimentarias lutitas-limolitas	16/07/2019
K36+072.50	V	V	10-15	11	Sedimentarias lutitas-limolitas	17/07/2019
K36+067.50	V	V	10-15	12	Sedimentarias lutitas-limolitas	18/07/2019
K36+057.50	V	V	10-15	15	Sedimentarias lutitas-limolitas	19/09/1998
K36+053.50	IV	IV	15-20	19	Sedimentarias lutitas-limolitas	23/07/2019
K36+049.50	IV	IV	15-20	20	Sedimentarias lutitas-limolitas	24/07/2019
K36+041.50	IV	IV	15-20	20	Sedimentarias lutitas-limolitas	27/07/2019

ANEXO 8

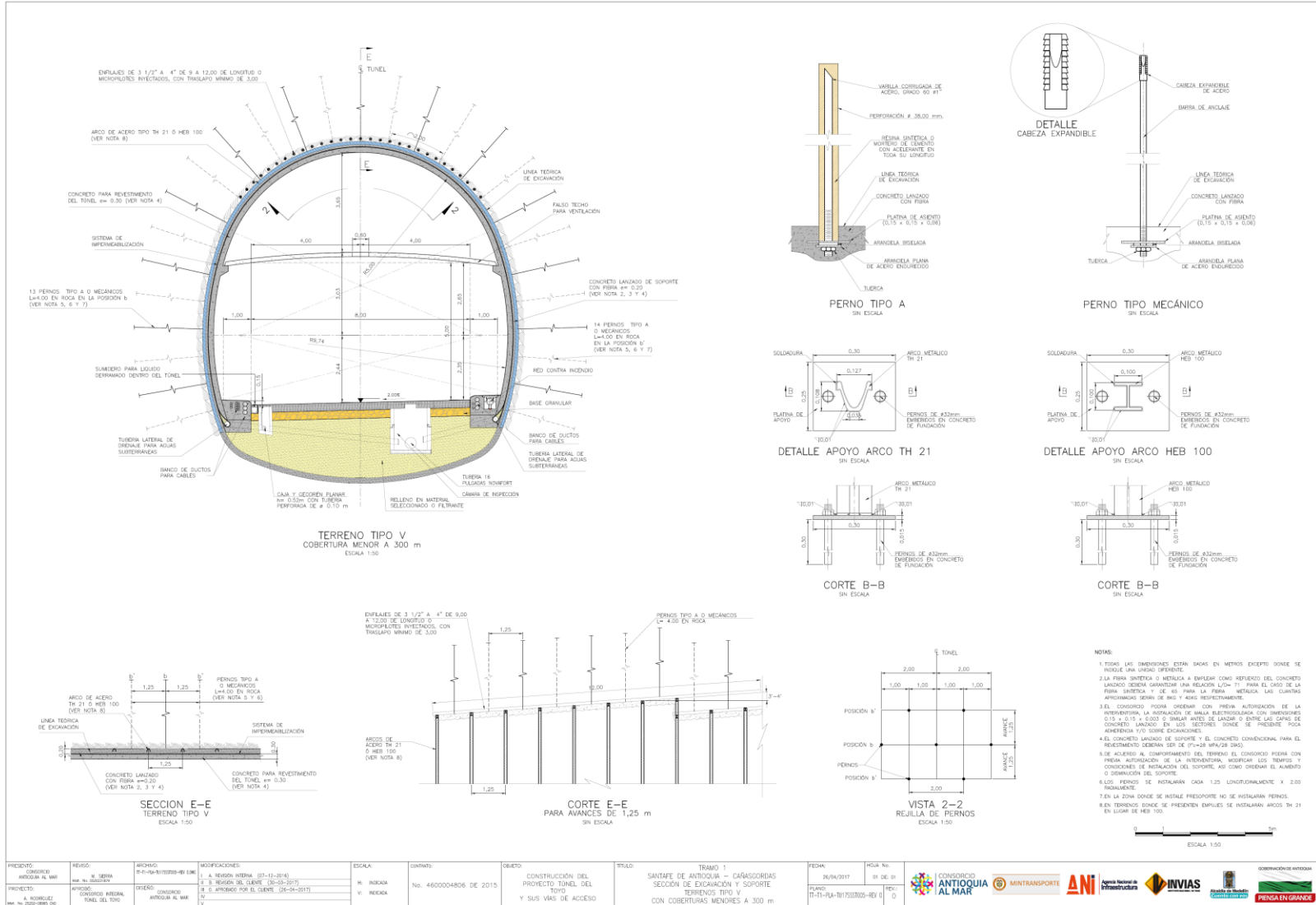
SOPORTE Y ETAPAS DE EXCAVACIÓN DE LOS CASOS DE ANÁLISIS

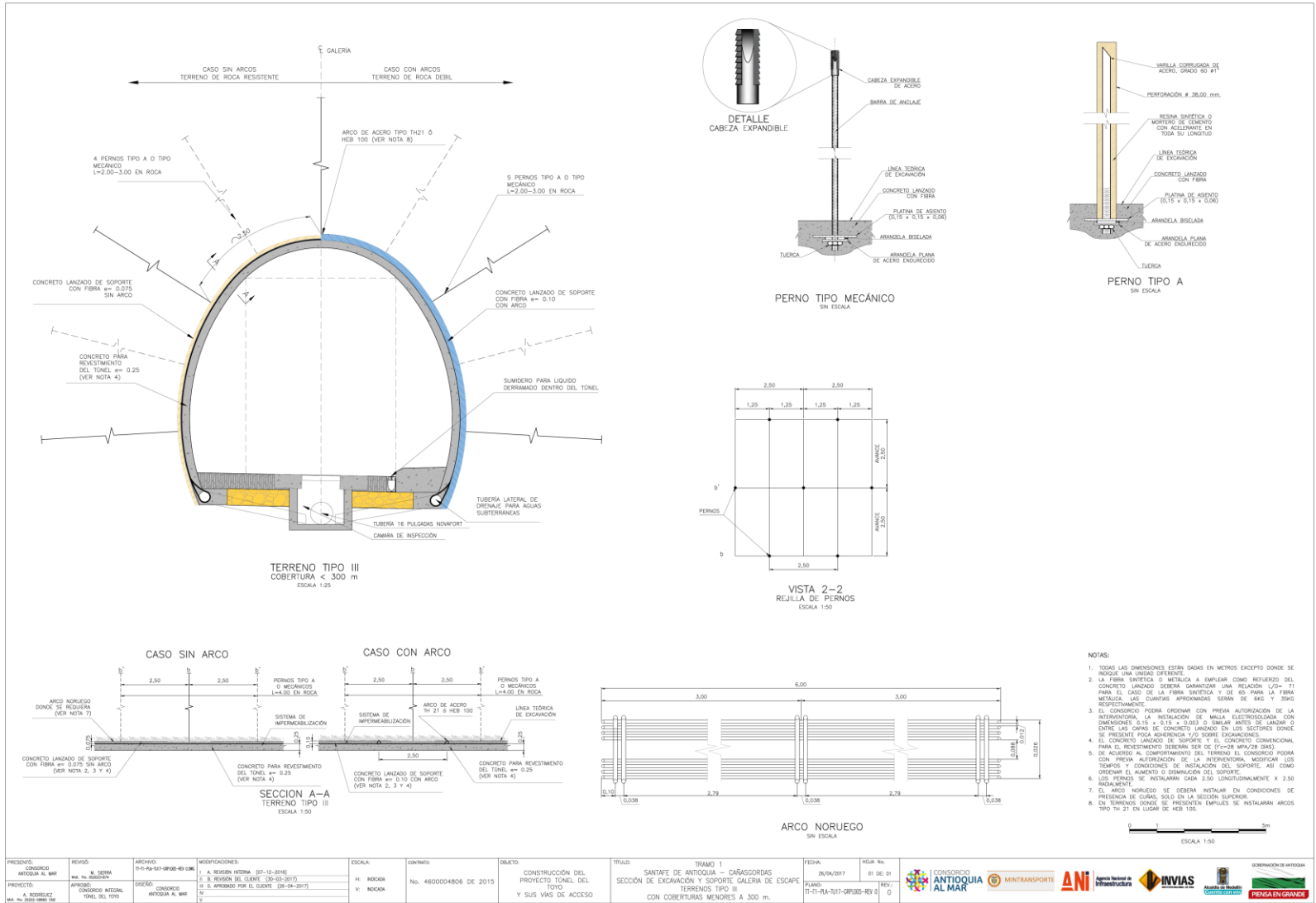


- NOTAS:
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
 - LA FIBRA SINTÉTICA O METALICA A EMPLEAR COMO REFORZANTE DEL CONCRETO LANZADO DEBERÁ SARCABONAR UNA RELACION L/D=17 PARA EL CASO DE LA FIBRA SINTÉTICA Y DE 85 PARA LA FIBRA METALICA. LAS CUANTÍAS ARMATORIAS DEBEN DE SER 1% Y 0.90% RESPECTIVAMENTE.
 - SEL CONSIDERAR POSIBLE ORDENAR CON PREMIA AUTORIZACIÓN DE LA INTERVENIDORA LA INSTALACIÓN DE MALLA ELECTRODIFUSIVA CON DIMENSIONES 0.15 x 0.15 x 0.02 O SIMILAR ANTES DE LANZAR O ENTRE LAS CAPAS DE CONCRETO LANZADO EN LOS SECTORES DONDE SE PRESIENTE FUGA ANOMALA Y/O SOBRE EXCAVACIONES.
 - EL CONCRETO LANZADO DE SOPORTE Y EL CONCRETO CONVENCIONAL PARA EL REVESTIMIENTO DEBERÁN SER DE (f' = 28 MPa/28 DÍAS).
 - DE ACUERDO AL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO EL CONSORCIO PODRÁ CON PREMIA AUTORIZACIÓN DE LA INTERVENIDORA, MODIFICAR LOS TIEMPOS Y CONDICIONES DE INSTALACIÓN DEL SOPORTE, ASI COMO ORDENAR EL AUMENTO O DIMINUCIÓN DEL SOPORTE.
 - LOS PERNOS SE INSTALARÁN CADA 1.50 LONGITUDINALMENTE X 2.40 TRANSVERSALMENTE.
 - SE INSTALARÁN ÁTICOS DE 6.00 O AUTOPERFORANTES DE 2" (3 ANCHOS DE 1.50 O 4 ANCHOS DE 1.00), SE REQUIERE SECCION TRANSVERSAL O BIEN DE SIERRA DE 3" A 4" DE INCLINACIÓN.
 - DE ACUERDO CON EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO Y LAS LECTURAS DE CONSERVACIÓN EL CONSORCIO PODRÁ ORDENAR CON PREMIA AUTORIZACIÓN DE LA INTERVENIDORA LA INSTALACIÓN DE UNA SOLETA CURVA TAL Y COMO SE MUESTRA EN EL PLANO.
 - EN LA ZONA DONDE SE INSTALE PRESOPORTE NO SE INSTALARÁN PERNOS.
 - EN TERRENOS DONDE SE PRESIENTEN EMPUJES SE INSTALARÁN ARCOS TH 21 EN LUGAR DE RED 100.
 - EL RELLENO EN MATERIAL SELECCIONADO Y/O FILTRANTE DEBE CUMPLIR CON LA SECCIÓN 2.2 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS DEL INVIAS Y ESPECIFICACIONES PARTICULARES DEL PROYECTO.

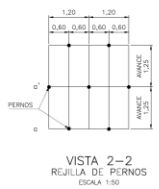
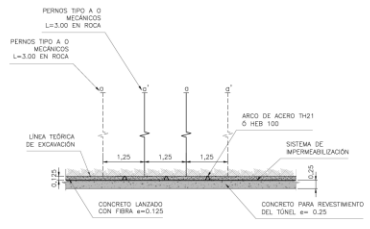
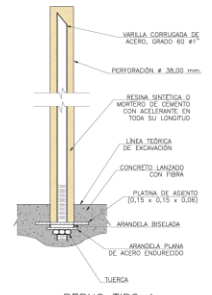
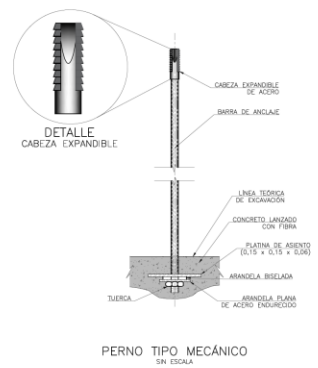
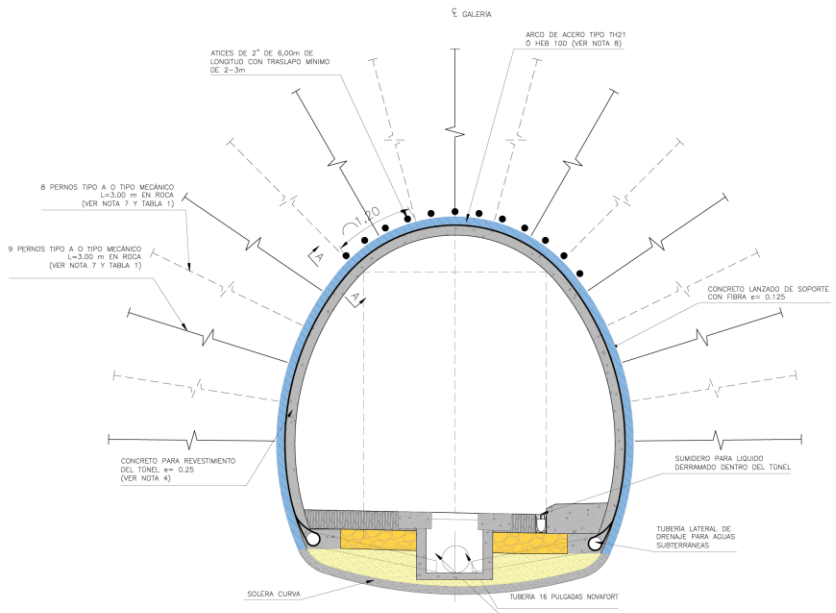


PROYECTO: CONSORCIO ANTOQUIA AL MAR	REVISÓ: M. BERRA	DISEÑO: R. BARRERA	NOTIFICACIONES: 1. A REVISIÓN INTERNA (07-12-2014) 2. A REVISIÓN DEL CLIENTE (26-02-2015) 3. A REVISIÓN DEL CLIENTE (26-02-2015) 4. A REVISIÓN DEL CLIENTE (26-02-2015)	ESCALA: M. BERRA	CONTENIDO: No. 4600004806 DE 2015	OBJETO: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO TUNEL DEL TUNEL Y SUS VIAS DE ACCESO	TÍTULO: TRAMO 1 SANTAFE DE ANTIOQUIA - CAÑASGORDAS SECCIÓN DE EXCAVACIÓN Y SOPORTE TERRENOS TIPO IV CON COBERTURAS MENORES A 300 m	FECHA: 04/04/2017	HOLA No.: 01 DE 01	PLANO: TT-TI-104-RV/2033004-REV 0	NO. 0		
-------------------------------------	------------------	--------------------	--	------------------	-----------------------------------	--	--	-------------------	--------------------	-----------------------------------	-------	--	--





PRESENTADO: CONSORCIO ANTIOQUIA AL MAR	REVISÓ: M. SERNA	ARCHIVO: S-1-PA-50-0P102-0P LUK	MODIFICACIONES: I. A. REVISIÓN INTERNA (07-12-2016) II. B. REVISIÓN DE CLIENTE (20-10-2017) III. S. APROBADO POR EL CLIENTE (28-04-2017)	ESCALA: H. NICASA V. NODOVA	CONTINÚO: No. 4800004806 DE 2015	OBJETO: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO TUNEL DEL TOYO Y SUS VÍAS DE ACCESO	TÍTULO: TRAMO 1 SECCIÓN DE EXCAVACION Y SOPORTE GALERIA DE ESCAPE TERRENOS TIPO III CON COBERTURAS MENORES A 300 m.	FECHA: 26/04/2017	HORA No.:01 DE 01	
PROYECTO: A. NORUEGO CONCRETO INTAL TUNEL DEL TOYO	APROBÓ: CONSORCIO INTAL TUNEL DEL TOYO	ELABORÓ: CONSORCIO ANTIOQUIA AL MAR	OTRO:					PLANO: T-1-PA-517-GR103-RX1	REV: 0	

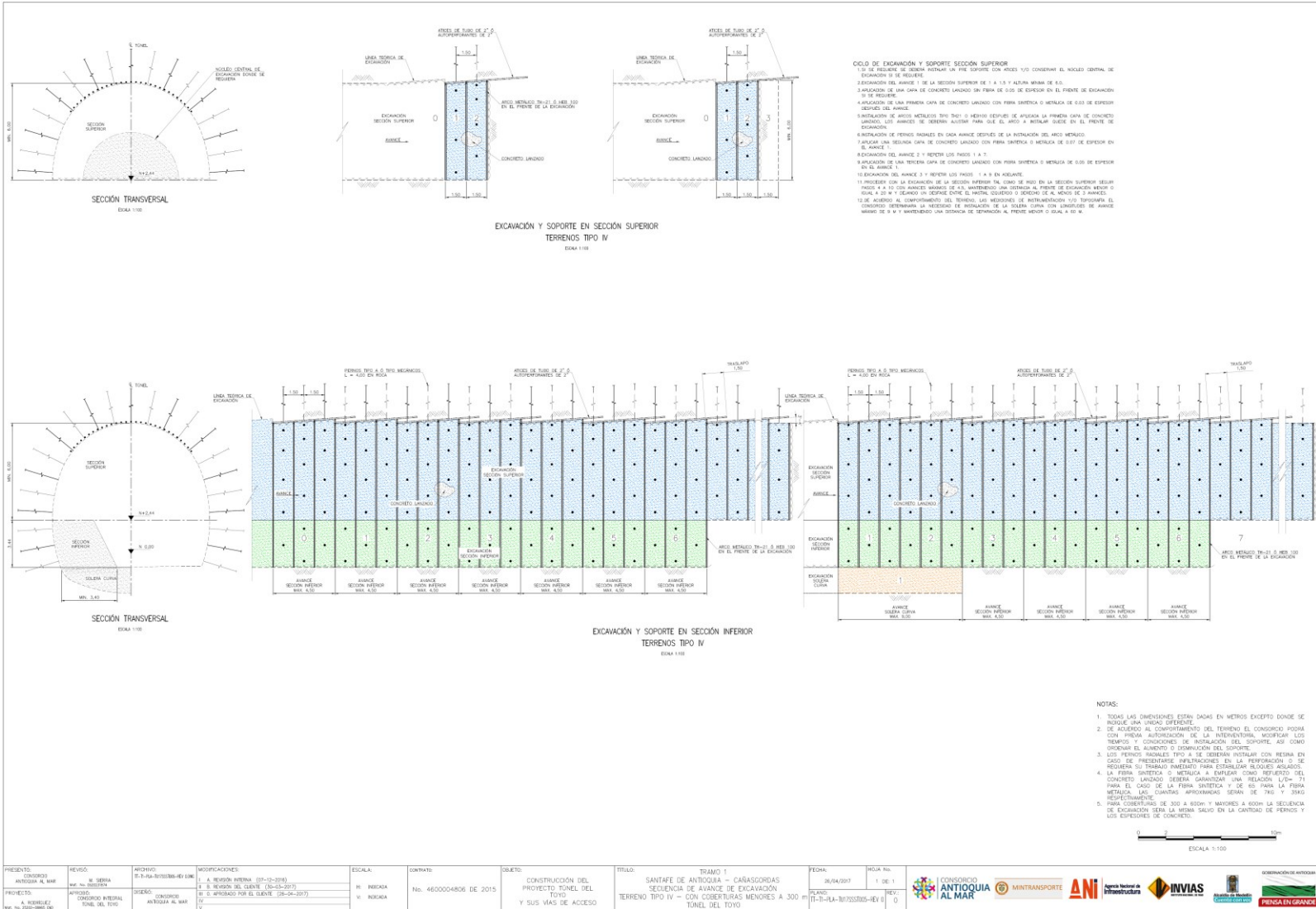


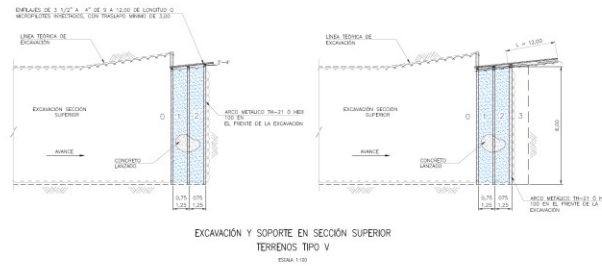
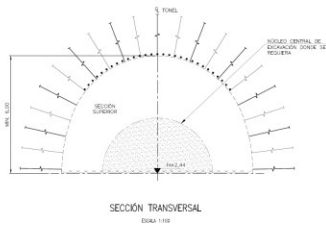
AVANCE (m)	NUMERO DE PERNOS
0,75	2 = 7 de 3 m 302 Según su presencia
1,00	2 = 6 de 3 m 302 Según su presencia
1,25	2 = 3 de 3 m 302 Según su presencia

- NOTAS:
1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
 2. LA FIBRA SINTETICA O METALICA A EMPLEAR COMO REFUERZO DEL CONCRETO LANZADO DEBERA GARANTIZAR UNA RELACION L/D=11 PARA EL CASO DE LA FIBRA SINTETICA Y DE 50 PARA LA FIBRA METALICA. LAS CUANTIAS APROXIMADAS SERAN DE 800 Y 4000 RESPECTIVAMENTE.
 3. EL CONCRETISTA PODRA ORDENAR CON PREVIA AUTORIZACION DE LA INTERVENTORIA, LA INSTALACION DE MALLA ELECTRODINAMICA CON DIMENSIONES 0,15 x 0,15 x 0,003 O SIMILAR ANTES DE LANZAR O ENTRE LAS CAPAS DE CONCRETO LANZADO EN LOS SECTORES DONDE SE PRECISE PARA AUMENTAR LA FUERZA DEL CONCRETO.
 4. EL CONCRETO LANZADO DE SOPORTE Y EL CONCRETO CONVENCIONAL PARA EL REVESTIMIENTO DEBERAN SER DE (F=30M MPa/28 DÍAS).
 5. DE ACUERDO AL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO EL CONCRETISTA PODRA CON PREVIA AUTORIZACION DE LA INTERVENTORIA, MODIFICAR LOS TIEMPOS Y CONDICIONES DE INSTALACION DEL SOPORTE, ASI COMO ORDENAR EL AUMENTO O REDUCCION DEL SOPORTE.
 6. LOS PERNOS SE INSTALARAN CADA 0,75 A 1,25 LONGITUDINALMENTE X 1,40 RADIALMENTE.
 7. EN LA ZONA DONDE SE INSTALE PREESFORTE NO SE INSTALARAN PERNOS.
 8. EN TERRENOS DONDE SE PRESENTEN EMPUJES SE INSTALARAN ARCOS TIPO TH 21 EN LUGAR DE HEB 100.



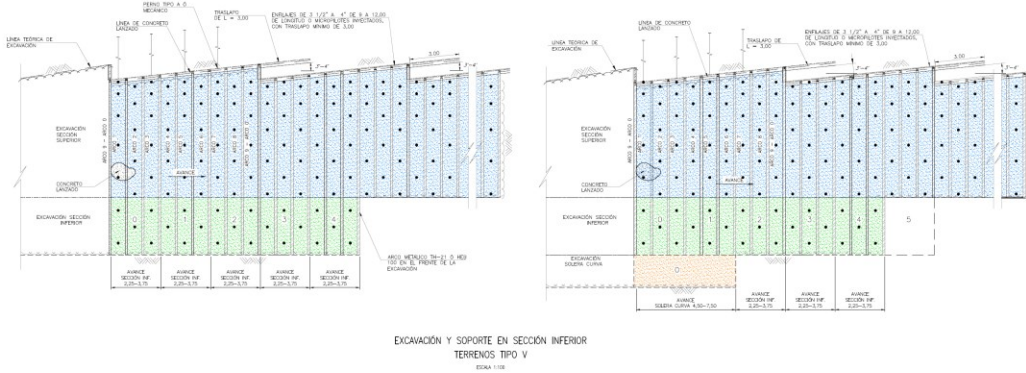
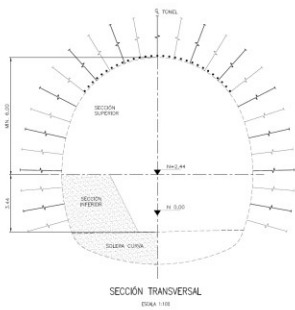
PRESENTE: CONSORCIO ANTOQUIA AL MAR	REVISO: M. GERRA M. N. BARRERA	ARCHIVO: PI-PA-1017-GR001-REV 01	MODIFICACIONES: 1. A. REVISOR INTERNA (01-11-2016) 1. B. REVISOR DEL CLIENTE (20-03-2017) 2. S. APROBADO POR EL CLIENTE (20-04-2017)	ESCALA: H. INDICADA V. INDICADA	CONTRATO: No. 4600004806 DE 2015	OBJETO: CONSTRUCCION DEL PROYECTO TUNEL DEL TIPO Y SUS VIAS DE ACCESO	TITULO: TRAMO 1 SANTAFE DE ANTIOQUIA - CARAGORDAS SECCION DE EXCAVACION Y SOPORTE GALERIA DE ESCAPE TERRENOS TIPO V CON COBERTURAS MENORES A 300 m.	FECHA: 26/04/2017	HORA NÚM. 01 DE 01	
--	--------------------------------------	-------------------------------------	---	---------------------------------------	-------------------------------------	--	--	----------------------	-----------------------	--





CICLO DE EXCAVACIÓN Y SOPORTE SECCIÓN SUPERIOR

1. SE SECCIONA SECCION SUPERIOR CON ENTALDE DE 3.00 M x 3.00 M DE LONGITUD O EQUIVALENTE INTERCOMUNICADO CON TRAZADO MENOR DE 2 METROS DE ANCHURA Y 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN DONDE SE REALIZA.
2. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
3. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
4. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
5. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
6. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
7. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
8. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
9. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
10. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
11. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.
12. EXCAVACIÓN DE ANILLO A LA SECCIÓN SUPERIOR DE 3.00 M x 3.00 M DE ANCHURA DE LA EXCAVACIÓN DE 1.70 M DE ANCHURA DEL NÚCLEO CENTRAL DE EXCAVACIÓN.



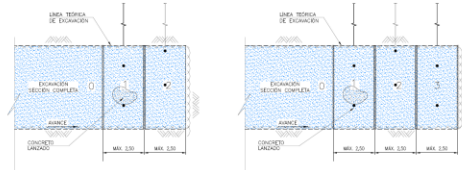
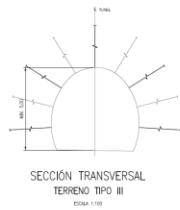
EXCAVACIÓN Y SOPORTE EN SECCIÓN INFERIOR TERRENOS TIPO V ESKA 1:100

NOTAS:

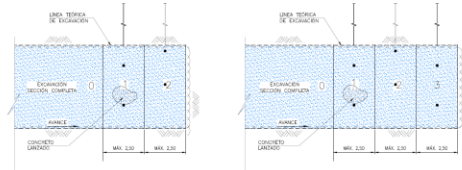
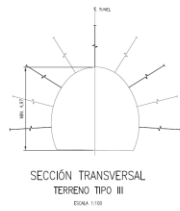
1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
2. DE ACUERDO AL COMPARTIMIENTO DEL TERRENO EL CONSORCIO PODRÁ CON PRIMA AUTORIZACIÓN DE LA INTERVENIDORA MODIFICAR LOS TIEMPOS Y CONDICIONES DE INSTALACIÓN DEL SOPORTE, ASÍ COMO ORDENAR EL AUMENTO O DISMINUCIÓN DEL SOPORTE.
3. LOS PERFILES INFERIORES TIPO A SE DEBERÁN INSTALAR CON REJILLA EN CASO DE PRESENTARSE INFILTRACIONES EN LA PERFORACIÓN O SE REQUIERA SU TRAZADO INDIADO PARA ESTABILIZAR BLOQUES RELAJADOS.
4. LA REJILLA INFERIOR O METALICA A EMPLEAR COMO PERFORADO DEL CONCRETO LANZADO DEBERÁ CONFORMAR UNA REJILLA L=1.70 M PARA EL CASO DE LA REJILLA SUPERIOR Y DE 3.00 M PARA LA REJILLA METALICA LAS CUANTÍAS SUPERIORES SERÁN DE 800 Y 4000 M RESPECTIVAMENTE Y LAS CUANTÍAS INFERIORES DE 300 M EQUIVALENTES A 300 M Y 4000 M RESPECTIVAMENTE. LA REJILLA DE EXCAVACIÓN SERÁ LA MISMA SALVO EN LA CANTIDAD DE PERFORACIONES Y LOS ESPESORES DE CONCRETO.



PROYECTO: CONSORCIO ANTOQUIA AL MAR	FECHA: M. SERRA MAR. 2017	PROYECTO: E.S.-LA ESTERNA-NO. 104	COORDINACIONES: A. SERENA INTERNA (07-12-2016) B. NÚCLEO DEL TUNEL (16-03-2017) C. D. ANILLO DEL TUNEL (28-06-2017)	ESCALA: R. INGENIERA	CONTRATO: No. 4600004806 DE 2015	OBJETO: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO TUNEL DEL TOYO Y SUS VAS DE ACCESO	TÍTULO: TRABAJO 1 SANTAFE DE ANTIOQUIA - CARASASORDAS SECUENCIA DE AVANCE DE EXCAVACIÓN TERRENO TIPO V - CON COBERTURAS MENORES A 300 M TUNEL DEL TOYO	FECHA: 30/04/2017	HORA No. 1 DE 1	
--	---------------------------------	--------------------------------------	--	-------------------------	-------------------------------------	---	---	----------------------	--------------------	--



- CICLO DE EXCAVACIÓN Y SOPORTE EN SECCIÓN COMPLETA**
- EXCAVACIÓN DEL AVANCE 1 Y SECCIÓN COMPLETA DE MARGEN A.S.
 - APLICACIÓN DE UNA CAPA DE CONCRETO LANZADO SIN FIBRA SINTÉTICA O METALICA DE 0.200 DE ESPESOR DETRÁS DEL AVANCE.
 - APLICACIÓN DE UNA FIBRA SINTÉTICA O METALICA DE 0.200 DE ESPESOR DETRÁS DEL AVANCE.
 - EXCAVACIÓN DE AVANCE VENCIDO TIPO T101 O T102 O T103 (SEGUN SU RESERVA DEPARTO) DE APUNTA LA PRIMER CADA DE CONCRETO LANZADO. LOS AVANCES SE DEBERAN ALINEAR PARA QUE EL ARCO A ESTAR SUJETO EN EL FRETE DE EXCAVACIÓN.
 - INSTALACIÓN DE PERROS HORIZALES EN CADA AVANCE DESPUES DE LA INSTALACIÓN DEL ARCO METALICO, EN CASO DE NECESAR ARCOS TENDRAN ESTOS SE INSTALAN DESPUES DE LA INSTALACIÓN DE LOS PERROS.
 - APUNTA UNA SEGUNDA CADA DE CONCRETO LANZADO CON FIBRA SINTÉTICA O METALICA DE 0.200 DE ESPESOR EN EL AVANCE 1.
 - EXCAVACIÓN DEL AVANCE 2 Y REPETE LOS PASOS 1 A 7 HASTA EL AVANCE 7.
 - APLICACIÓN DE UNA TERCERA CADA DE CONCRETO LANZADO CON FIBRA SINTÉTICA O METALICA DE 0.200 DE ESPESOR EN EL AVANCE 1 DURANTE DE PUNTE ARCO METALICO Y DE CADA CADA DE METAL ARCO T101 O T102.
 - EXCAVACIÓN DEL AVANCE 8 Y REPETE LOS PASOS 1 A 8 EN ADELANTE.

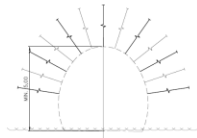


NOTAS:

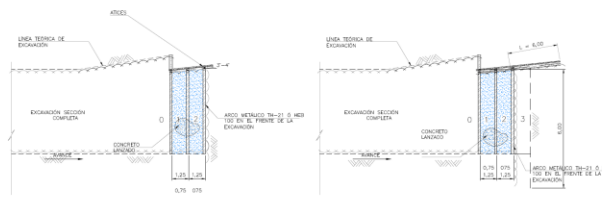
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
- DE ACUERDO AL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO EL CONSORCIO PODRA CON FIBRA AUTORIZADA DE LA INTERMEDIARIA, MODIFICAR LOS TIEMPOS Y CONDICIONES DE INSTALACIÓN DEL SOPORTE, ASÍ COMO DIMENSION EL AJUSTE O DISTRIBUCIÓN DEL SOPORTE.
- LOS PERROS HORIZALES TIPO A SE DEBERAN INSTALAR CON RESINA EN CASO DE PRESENTARSE AFLOJAMIENTOS EN LA PERFORACIÓN O SE REQUIERA SU TRABAJO INMEDIATO PARA ESTABILIZAR RELOJES ABLAZOS.
- LA FIBRA SINTÉTICA O METALICA A EMPLEAR COMO REFORZO DEL CONCRETO LANZADO DEBERA GARANTIZAR UNA RELACION L/D= 70 PARA EL CASO DE LA FIBRA SINTÉTICA Y DE 60 PARA LA FIBRA METALICA. LAS CANTIDADES APROXIMADAS SERAN DE 600 Y 300G RESPECTIVAMENTE.
- PARA COBERTURAS DE 300 A 500M Y MAYORES A 600M LA SECUENCIA DE EXCAVACIÓN SERA LA NOMENCLADA EN LA CANTIDAD DE PERROS Y LOS ESPESORES DE CONCRETO.



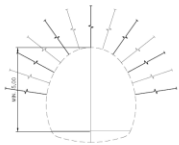
PRESENTADO:	REVISÓ: A. MORA INF. No. 00000000	APROBÓ: B. RAMÍREZ-DE LA DISEÑO:	MODIFICACIONES: I. A. REVISIÓN ORIGINAL (01-10-2016) II. A. REVISIÓN DEL CLIENTE (30-03-2017) III. A. APROBADO POR EL CLIENTE (28-04-2017) IV. V.	ESCALA: H. INDICA VI. INDICA	CONTRATO: No. 4600004806 DE 2015	PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO TUNEL DEL TOYO Y SUS VAS DE ACCESO	TÍTULO: TRAMO I SANTAFE DE ANTIOQUIA - CARBAGORDIAS SECUENCIA DE AVANCE DE EXCAVACIÓN GALERIA VEHICULAR TERRENO TIPO III - CON COBERTURAS MENORES A 300 TUNEL DEL TOYO	FECHA: 26/04/2017	HOJA No.: 1 DE 1	PROYECTOS: PT-TI-IA-01703300-REV 0 0		GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA
--------------------	--	---	---	---	--	--	--	-----------------------------	----------------------------	--	--	--------------------------



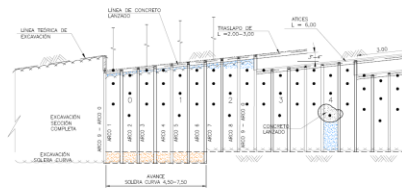
SECCIÓN TRANSVERSAL
TERRENO TIPO V
ESCALA 1:100



EXCAVACIÓN Y SOPORTE EN SECCIÓN COMPLETA
TERRENOS TIPO V
ESCALA 1:100



SECCIÓN TRANSVERSAL
TERRENO TIPO V
ESCALA 1:100



EXCAVACIÓN Y SOPORTE EN SECCIÓN CON SOLERA
TERRENOS TIPO V
ESCALA 1:100

COLO DE EXCAVACIÓN Y SOPORTE SECCIÓN COMPLETA

1. SE DEBE MEDIR DE CERCA ANTES DE LA OBRA CON UN PUNTO ANTES DE EXCAVAR EL AVANCE Y SUO COBERTURA EL NIVEL REAL DE EXCAVACION DONDE SE MEDIRA.
2. EXCAVACION DEL AVANCE Y LA SECCION COMPLETA DE 0,75 A 1,20.
3. ANILACION DE UNA CAPA DE CONCRETO LANZADO SIN FORMA DE CUBO DE EXCAVACION EN EL FRENTE DE EXCAVACION O DE REJILLA DE CONCRETO LANZADO SIN FORMA DE CUBO O METRACIA DE CUBO DE EXCAVACION.
4. ANILACION DE UNA PRIMERA CAPA DE CONCRETO LANZADO SIN FORMA DE CUBO O METRACIA DE CUBO DE EXCAVACION DESPUES DEL AVANCE.
5. INSTALACION DEL APORTE METALICO TIPO T=21 O MISO EN EL FRENTE DE LA PRIMERA CAPA DE CONCRETO LANZADO SIN FORMA DE CUBO O METRACIA DE CUBO DE EXCAVACION.
6. INSTALACION DE LOS APORTES METALICOS EN CADA AVANCE DESPUES DE LA INSTALACION DEL APORTE METALICO.
7. ANILACION DE UNA TERCERA CAPA DE CONCRETO LANZADO SIN FORMA DE CUBO O METRACIA DE CUBO DE EXCAVACION EN EL AVANCE.
8. INSTALACION DEL APORTE METALICO EN CADA AVANCE DESPUES DE LA INSTALACION DEL APORTE METALICO.
9. ANILACION DE UNA TERCERA CAPA DE CONCRETO LANZADO SIN FORMA DE CUBO O METRACIA DE CUBO DE EXCAVACION EN EL AVANCE.
10. EXCAVACION DEL AVANCE 1 Y SEPTIMO LOS AVANES 1 Y 6 EN EL AVANCE.
11. INSTALACION DE LA SOLERA PARA CADA LONJITUD DEL AVANCE MAYOR DE 3,0 M Y MANTENIENDO UNA DISTANCIA DE SEPARACION AL FRENTE MENOR O IGUAL A 40 M.

NOTAS:

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
2. DE ACUERDO AL COMPARTIMIENTO DEL TERRENO EL CONSORCIO PODRA CON PRIMA AUTORIZACION DEL DA INTENDENCIAL, MODIFICAR LOS TIPOS Y COBERTURAS DE EXCAVACION Y SOPORTE, ASI COMO ORDENAR EL AVANCE O DIMENSION DEL SOPORTE.
3. LOS PERFILES TIPO A SE DEBERAN INSTALAR CON REJILLA EN CASO DE PREESFORZADO Y ARMADURAS EN LA FERRALLADA O SE REQUIERA SU TRABAJO INMEDIATO PARA ESTABILIZAR BLOQUES AISLADOS.
4. LA FIBRA SINTETICA O METALICA A EMPLEAR COMO REJILLA DEL CONCRETO LANZADO DEBERA GARANTIZAR UNA RELACION L/D= 71 PARA EL CASO DE LA FIBRA SINTETICA Y DE 65 PARA LA FIBRA METALICA. LAS CUANTIAS APROXIMADAS SERAN DE 8KG Y 45KG RESPECTIVAMENTE.
5. PARA COBERTURAS DE 300 A 600M Y MAYORES A 600M LA SECUENCIA DE EXCAVACION SERA LA SIGUIENTE EN LA CANTIDAD DE PERFORO Y LOS ESPESORES DE CONCRETO:



PRESENTADO CONSORCIO ANTIQUIA AL MAR	REVISOR M. MORA	FECHA 10-04-2017	MODIFICACIONES I. A. REGION INTERNA (17-10-2016) II. B. REGION DEL CUENTE (20-05-2017) III. C. APROBADO POR EL CLIENTE (28-05-2017)	ESCALA N. INDICADA	CONTRATO No. 4600004806 DE 2015	OBJETO CONSTRUCCION DEL PROYECTO TUNEL DEL TOYO Y SUS MAS DE ACCESO	ETIQUETA TRAMO 1 SANTAFE DE ANTIQUIA - CAJACORRIAS SECUENCIA DE AVANCE DE EXCAVACION GALERIA VEHICULAR TERRENO TIPO V - CON COBERTURAS MENORES A 300 m TUNEL DEL TOYO	FECHA 26/04/2017	HOJA 1 DE 1	LOGOS CONSORCIO ANTIQUIA AL MAR, MINTRANSPORTE, ANI, Agencia Nacional de Infraestructura, INVIAS, Presidencia de la Planificación Nacional, PRENSA EN GRANDE
--	---------------------------	----------------------------	---	------------------------------	---	---	---	----------------------------	-----------------------	--

ANEXO 9

PASO A PASO MODELACIÓN RS2

10.1 PASOS PARA CREAR EL MODELO

En el presente anexo se presenta paso a paso como se modelo en el programa RS2, se tomó un modelo del caso 1 del túnel del Toyo para la elaboración de las imágenes en el programa.

- Geometría

Se exporta la geometría de un archivo DWX con las dimensiones de los túneles y el borde superior que coincida con la cobertura en el sitio de análisis dependiendo del caso de análisis.

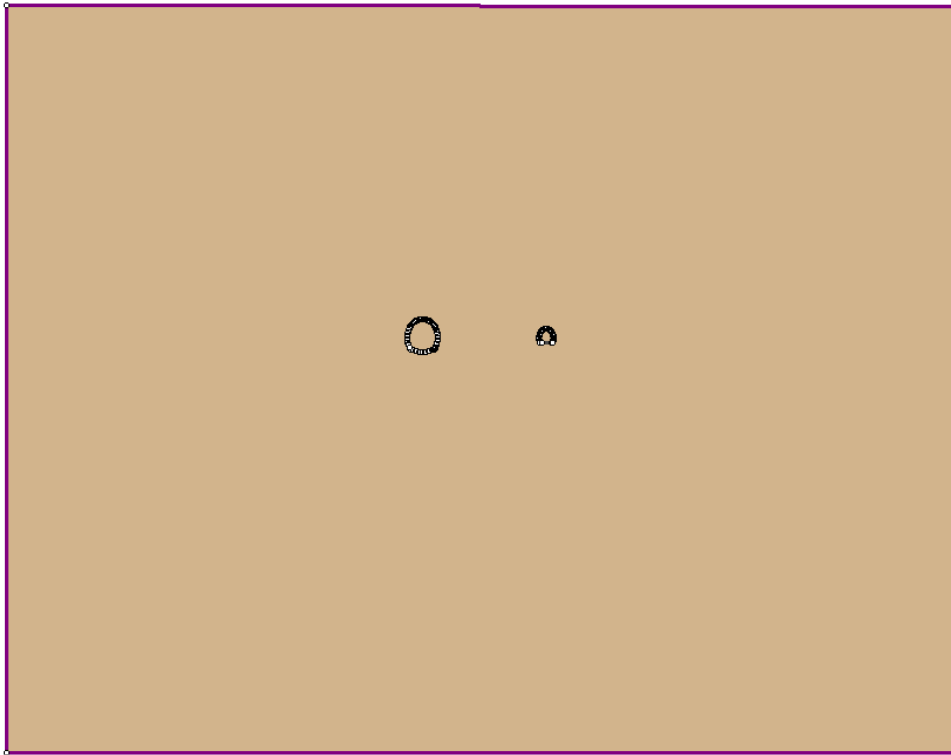


Figura A9 - 1 Geometría del modelo

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Mallado

Para el mallado se opta por elegir una malla gradada y de triángulos de 6 nodos, las condiciones de frontera en la parte inferior restringe el movimiento tanto el movimiento en las direcciones xy en los bordes.

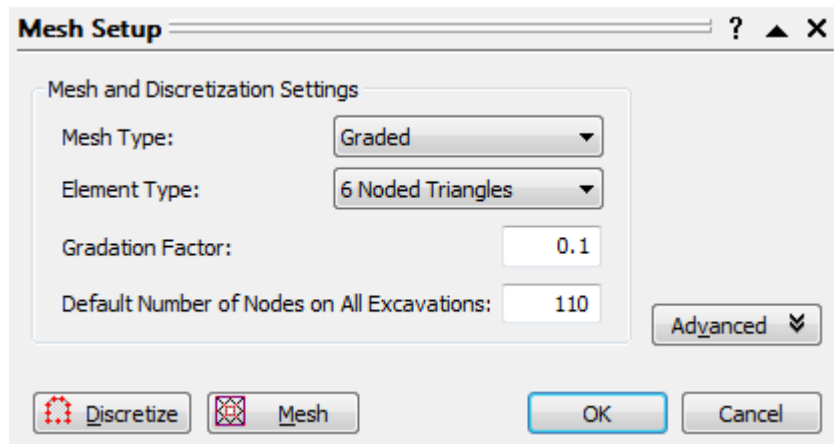


Figura A9 - 2 Configuración de Malla
Fuente: Elaboración propia (2020)

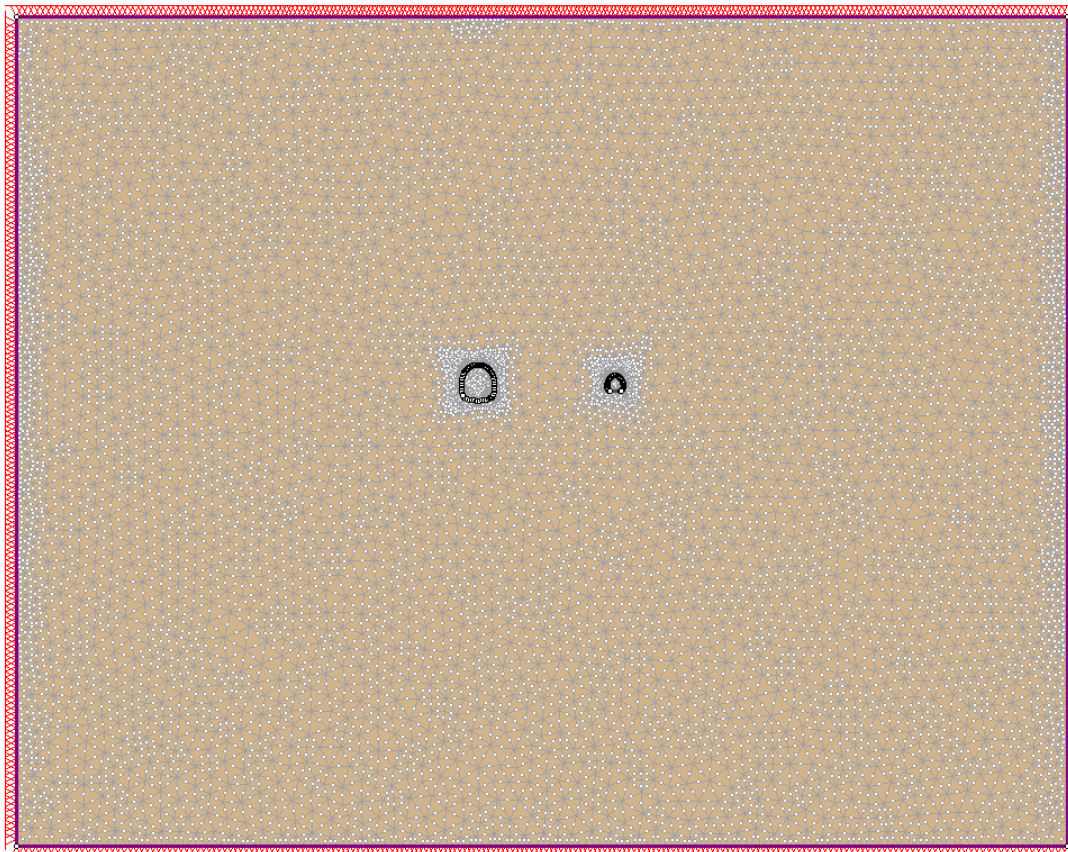


Figura A9 - 3 Mallado y condiciones de borde
Fuente: Elaboración propia (2020)

- Condiciones de esfuerzo

Las condiciones de esfuerzos varían en los modelos de acuerdo con el análisis que realizaremos, estos esfuerzos se presentan en el documento principal de la tesis como fueron hallados en el Capítulo 8.

Field Stress Type:

OK

Cancel

Sigma 1 (MPa, Comp. +):

Sigma 3 (MPa, Comp. +):

Sigma Z (MPa, Comp. +):

Angle (degrees from horizontal, CCW):

Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):

Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +):

Statistics...

Advanced >>

Figura A9 - 4 Tensor de esfuerzos en caso 1, K=1.15
Fuente: Elaboración propia (2020)

- Etapas de análisis y vector de desconfinamiento

Para simular el efecto de la excavación se planteó varias etapas de excavación donde se simula el desconfinamiento del macizo rocoso generado por la excavación. El desconfinamiento se simula colocando una carga interna P_i , la cual inicia en el mismo valor de esfuerzo o presión confinante en el cual se encuentra el macizo rocoso antes de ser excavado. Esta presión se disminuye en varias etapas hasta llegar a cero. En estas etapas también se simula la excavación por parte del túnel del Toyo.

Stages

#	Name
1	Condiciones iniciales
2	Esfuerzo=1
3	Esfuerzo=0.9
4	Esfuerzos=0.8
5	Esfuerzos=0.7
6	Esfuerzos=0.6
7	Esfuerzos=0.5
8	Esfuerzos=0.4
9	Esfuerzos=0.3
10	Esfuerzos=0.2

Number of Stages:

Edit Stages

Insert Before

Insert After

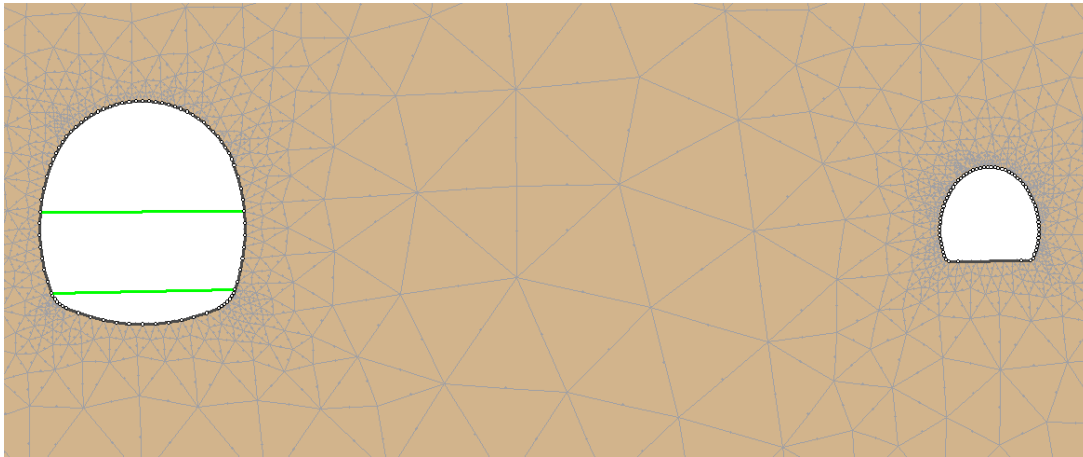
Delete Stage(s)

* Inserted stages are shown in red

OK

Cancel

Figura A9 - 5 Etapas de análisis
Fuente: Elaboración propia (2020)



k. Excavación sección completa túnel de Toyo y Galería de emergencia

Figura A9 - 6 Variación del factor de esfuerzo y etapas de excavación

Fuente: Elaboración propia (2020)

La división de las etapas de excavación se analizó tanto con “Material boundary” y con “Stage” la diferencia de estas dos no fueron considerables en cuanto a resultados, pero se optó por “Material boundary” al notar que simulaba mejor la excavación por etapa en los túneles por temas de disipación de esfuerzos.

- Eliminación de desplazamientos

En la etapa 1 del modelo se resetean los desplazamientos, los cuales pueden ser producidos por el propio peso del macizo rocoso o esfuerzo, con el fin de generar en la primera etapa una condición de equilibrio.

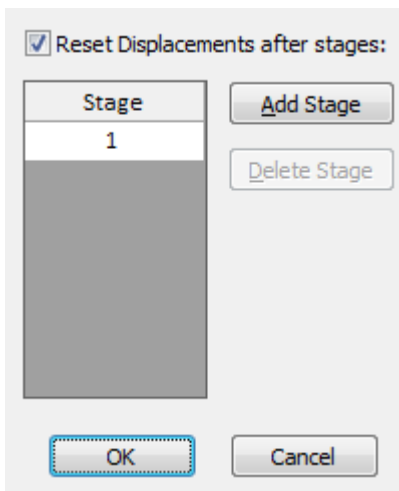


Figura A9 - 7 Eliminación de desplazamientos en la etapa 1

Fuente: Elaboración propia (2020)

- Propiedades de materiales

Se introducen las propiedades del macizo rocoso el cual se va a modelar, depende del modelo constitutivo que se requiera incorporar en el análisis. En la carga inicial será solo por esfuerzos In-situ o también serán los esfuerzos In-situ y la carga del

macizo. Se supondrá el material isotrópico, con un criterio de falla generalizado de Hoek-Brown para macizos fisurados y con un comportamiento del material plástico, en el cual se hará el supuesto que los parámetros residuales van a tomar igual valor de los parámetros del macizo antes de la falla. La determinación de los parámetros para la modelación se presenta en el documento principal en el Capítulo 8.

CASO 1 BASALTO

Name: CASO 1 BASALTO Material Color: [Color Selection]

Initial Element Loading: Field Stress Only Unit Weight: (MN/m³): 0.027

Elastic Properties

Elastic Type: Isotropic Poisson's Ratio: 0.25

Young's Modulus (MPa): 2677.5 Young's Modulus (resid) (MPa): 2677.5

E1 (MPa): 20000 E2 (MPa): 20000 Ez (MPa): 20000

ν_{12} : 0.2 ν_{13} : 0.2 ν_{23} : 0.2

Strength Parameters

Failure Criterion: Generalized Hoek-Brown Material Type: Plastic

Intact Comp. Strength (MPa): 55.9 Dilatation Parameter: 0

mb Parameter (peak): 1.99443 mb Parameter (resid): 1.99443

s Parameter (peak): 0.001273 s Parameter (resid): 0.001273

a Parameter (peak): 0.511368 a Parameter (resid): 0.511368

Stage Properties Datum Dependent

Define Factors... Define Properties...

Unsaturated Shear Strength

Phi b: 0 Air Entry (MPa): 0

Figura A9 - 8 Parámetros geomecánicos del macizo rocoso del Caso 1-Basalto
Fuente: Elaboración propia (2020)

10.2 ANÁLISIS DE INSTALACIÓN DEL SOPORTE

Después de crear el modelo con los anteriores pasos se procede a correr el modelo y analizar las deformaciones y determinar el punto ideal de la instalación de soporte.

10.2.1 Cálculo de la deformación del túnel antes de la instalación de soporte mediante el método de Vlachopoulos y Diederichs.

Para calcular la deformación del túnel en el punto de instalación de soporte, se utiliza la relación empírica desarrollada por Vlachopoulos y Diederichs, con el fin de simular el efecto tridimensional de avance del túnel.

Para usar el método de Vlachopoulos y Diederichs, se necesitan dos elementos de información del análisis de elementos finitos. Por una parte, se requiere conocer el desplazamiento máximo de la pared del túnel lejos de la cara del túnel y el radio de la zona plástica igualmente, lejos de la cara del túnel.

Ambos valores se pueden calcular a partir de un análisis de deformación plana, con cero presiones internas dentro de la excavación. En este se toma el desplazamiento máximo y también se mide el radio plástico máximo.

Luego se activa la zona plástica para determinar la distancia promedio de la zona más alejada plástica. Con la relación entre distancia del frente o avance al radio del túnel y espesor de zona plástica a radio del túnel, valores que se deducen de resultados del modelo FEM, se puede ingresar a la gráfica de Vlachopoulos y Diederichs para obtener la relación entre el desplazamiento radial y el desplazamiento máximo esperado sin soporte.

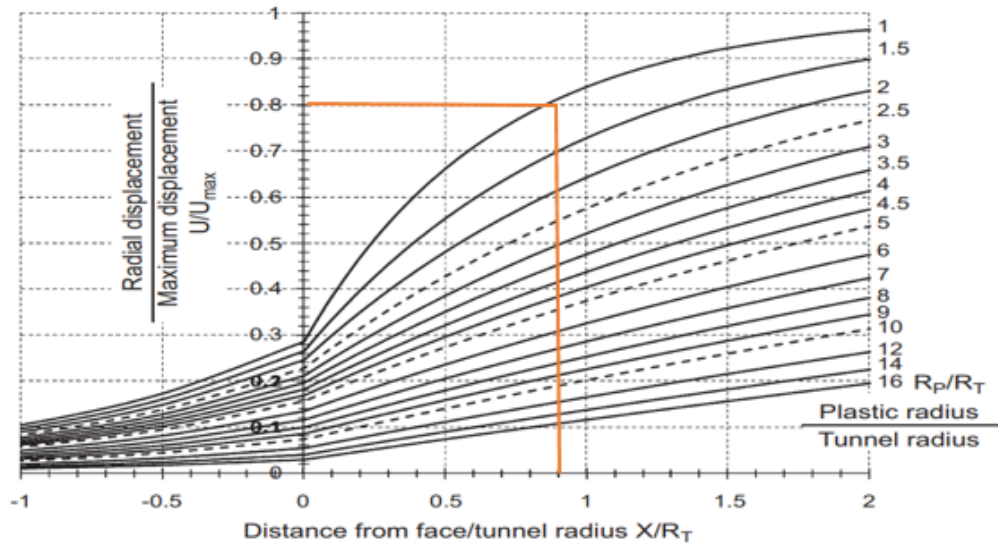


Figura A9 - 9 Grafica de Vlachopoulos y Diederichs

El siguiente paso es determinar la presión interna que produce el desplazamiento antes de entrar a la zona plástica. Este desplazamiento determina la etapa donde se instalará el soporte para evitar que el túnel tome deformaciones muy grandes y entre a la zona plástica.

10.2.2 Soportes de excavación

Para los soportes se utilizarán las propiedades de los elementos de sostenimiento del diseño y los cuales se están instalando en la construcción del túnel. Se ingresan las propiedades del concreto lanzado y de los pernos a instalar, los cuales se pueden ver en las siguientes figuras.

CONCRETO GALERIA TIPO III

Name: Color:

Liner Type:

Reinforcement Common Types

Spacing (m):

Section Depth (m):

Area (m2):

Moment of Inertia (m4):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Weight (kg/m):

Stage Concrete Properties Define Factors...

Concrete

Thickness (m):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Unit Weight (MN/m3):

Material Type: Elastic Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap

Strain at Locking: %

Beam Element Formulation:

Figura A9 - 10 Propiedades del concreto lanzado tipo III en la galería

CONCRETO TOYO TIPO IV

Name: Color:

Liner Type:

Reinforcement Common Types

Spacing (m):

Section Depth (m):

Area (m2):

Moment of Inertia (m4):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Weight (kg/m):

THN(THN): TH21

Stage Concrete Properties Define Factors...

Concrete

Thickness (m):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Unit Weight (MN/m3):

Material Type: Elastic Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap

Strain at Locking: %

Beam Element Formulation:

Figura A9 - 11 Propiedades del concreto lanzado tipo IV en el túnel del Toyo

PERNOS	
Name:	PERNOS
Bolt Properties	
Bolt Type:	End Anchored
Bolt Diameter (mm):	25
Bolt Modulus, E (MPa):	200000
Tensile Capacity (MN):	0.13
Residual Tensile Capacity (MN):	0
Out-of-plane Spacing (m):	2.5

Figura A9 - 12 Propiedades de los Pernos

Luego se agrega el soporte a los túneles que se están diseñando verificando que dicho conjunto de soporte se ubique en la etapa de desconfinamiento adecuada.

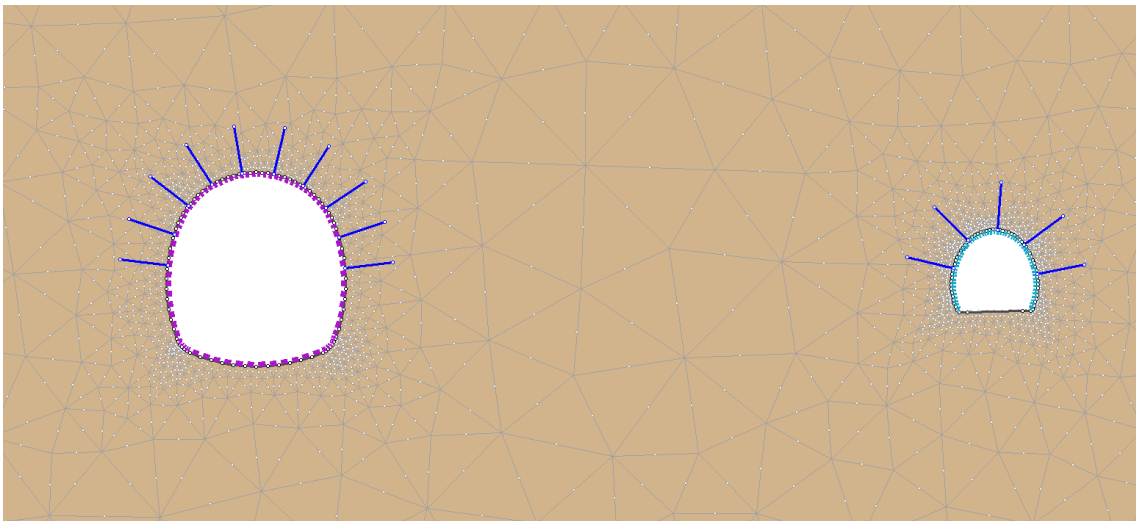


Figura A9 - 13 Túneles con soporte instalado en campo

Posteriormente se activa el modo de cálculo y se revisan resultados del modelo FEM. Dentro de las verificaciones se revisan las deformaciones en diferentes sitios de la periferia de la excavación, así como la zona plástica, de tal forma que la longitud de pernos diseñados pueda pasar más allá de esta. Igualmente se revisan las fuerzas de tensión a la que son sometidos los pernos.

Se obtienen los diagramas de capacidad estructural que resultan para el concreto lanzado reforzado ya sea con malla electrosoldada o con arcos o cerchas metálicas. Los diagramas permiten verificar por combinación de fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores del sostenimiento en la periferia de la excavación las condiciones de seguridad ante esas solicitaciones admisibles. En otras palabras, mediante graficas de capacidad estructural se pueden verificar los factores de seguridad de los sostenimientos para que tengan un adecuado comportamiento y presenten al menos factores de seguridad mayores a 1,5. En el Anexo 10 se muestran los resultados de todos los casos.

ANEXO 10

RESULTADOS MODELACIÓN DE CASOS

10.3 RESULTADOS CASO 1

10.3.1 Propiedades soportes para Caso 1

CONCRETO GALERIA TIPO III

Name: Color:

Liner Type:

Reinforcement Common Types

Spacing (m):
Section Depth (m):
Area (m2):
Moment of Inertia (m4):
Young's Modulus (MPa):
Poisson Ratio:
Compressive Strength (MPa):
Tensile Strength (MPa):
Weight (kg/m):
THN(THN): TH21

Stage Concrete Properties Define Factors...

Concrete

Thickness (m):
Young's Modulus (MPa):
Poisson Ratio:
Compressive Strength (MPa):
Tensile Strength (MPa):
Unit Weight (MN/m3):

Material Type: Elastic Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap Strain at Locking: %

Beam Element Formulation:

Figura A10 - 1 Características empleadas en el concreto lanzado en la galería tipo III
Fuente: Elaboración propia (2020)

CONCRETO TOYO TIPO IV

Name: Color:

Liner Type:

Reinforcement Common Types

Spacing (m):
Section Depth (m):
Area (m2):
Moment of Inertia (m4):
Young's Modulus (MPa):
Poisson Ratio:
Compressive Strength (MPa):
Tensile Strength (MPa):
Weight (kg/m):
THN(THN): TH21

Stage Concrete Properties Define Factors...

Concrete

Thickness (m):
Young's Modulus (MPa):
Poisson Ratio:
Compressive Strength (MPa):
Tensile Strength (MPa):
Unit Weight (MN/m3):

Material Type: Elastic Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap Strain at Locking: %

Beam Element Formulation:

Figura A10 - 2 Características empleadas en el concreto lanzado en el túnel del Toyo tipo IV
Fuente: Elaboración propia (2020)

PERNOS

Name: Bolt Color:

Bolt Properties

Bolt Type:

Bolt Diameter (mm):

Bolt Modulus, E (MPa):

Tensile Capacity (MN):

Residual Tensile Capacity (MN):

Out-of-plane Spacing (m):

Face Plates

Attached Face Plates

Add Pull-Out Force
Force (MN):

Constant Shear Stiffness
Stiffness (MN/m/m):

Add Bulges

Bond Length

Percent of Length:

Length (m):

Secondary Bond Length

Bolt Model

Elastic Plastic Joint Shear

Pre-Tensioning

Pre-Tensioning Force (MN): Constant Force in Install Stage

Figura A10 - 3 Características empleada en pernos de anclaje
Fuente: Elaboración propia (2020)

10.3.2 Resultados caso1-k=1

Field Stress Properties

Field Stress Type:

Sigma 1 (MPa, Comp. +):

Sigma 3 (MPa, Comp. +):

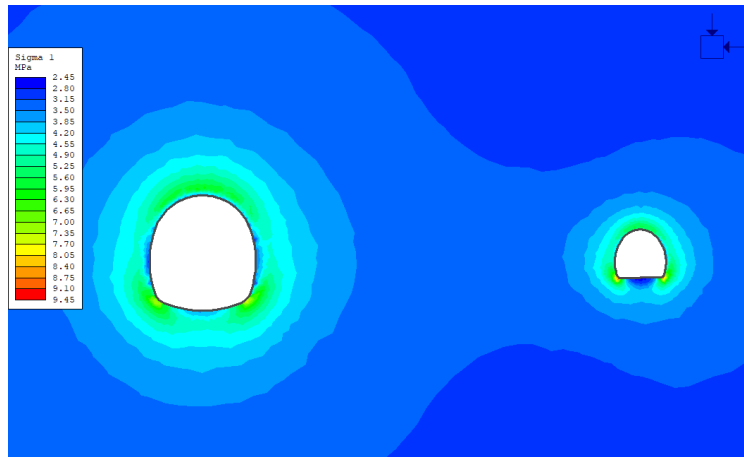
Sigma Z (MPa, Comp. +):

Angle (degrees from horizontal, CCW):

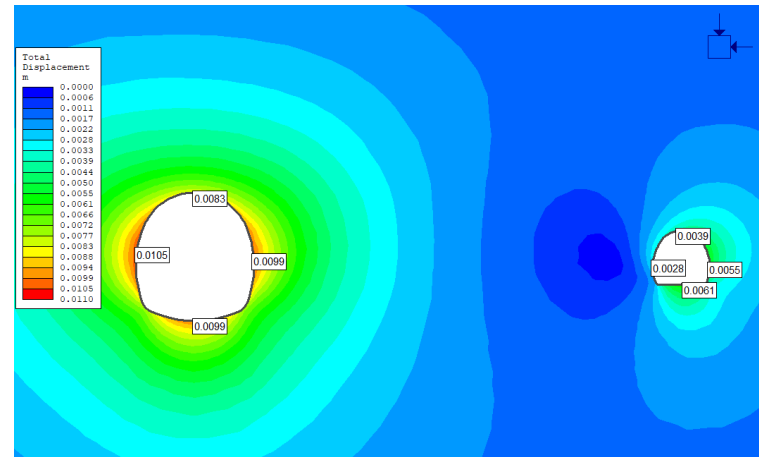
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +) :

Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +) :

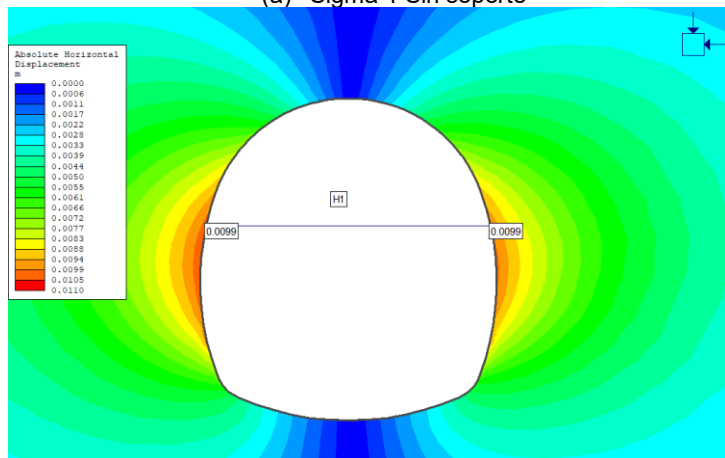
Figura A10 - 4 Tensor de esfuerzo in-situ caso1-k=1
Fuente: Elaboración propia (2020)



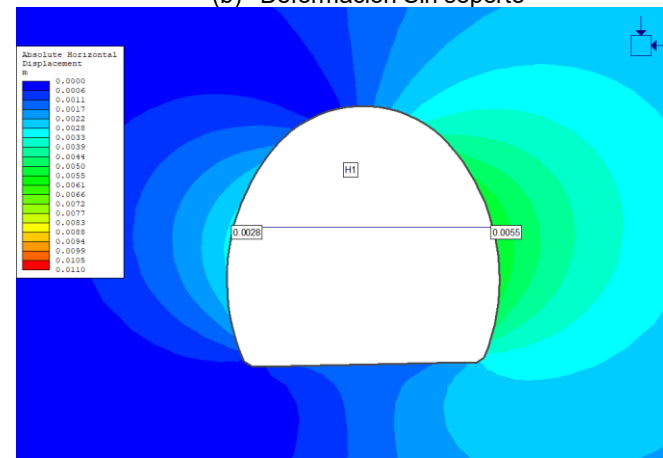
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



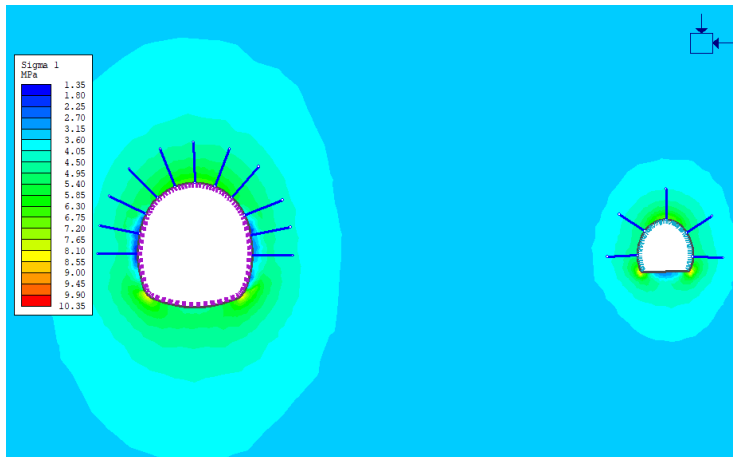
(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



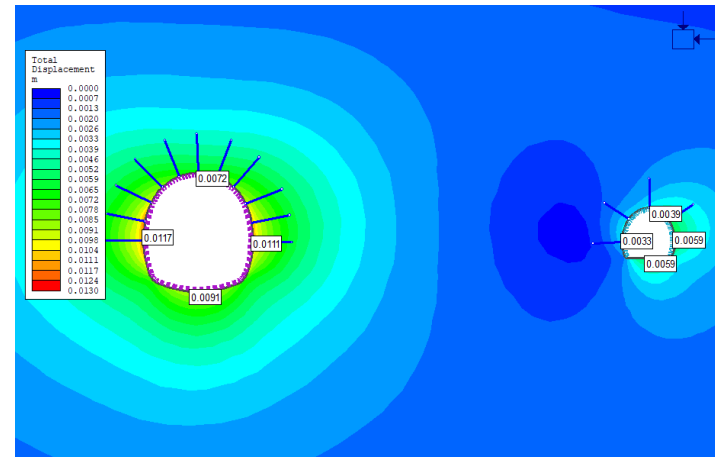
(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 5 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso1-k=1

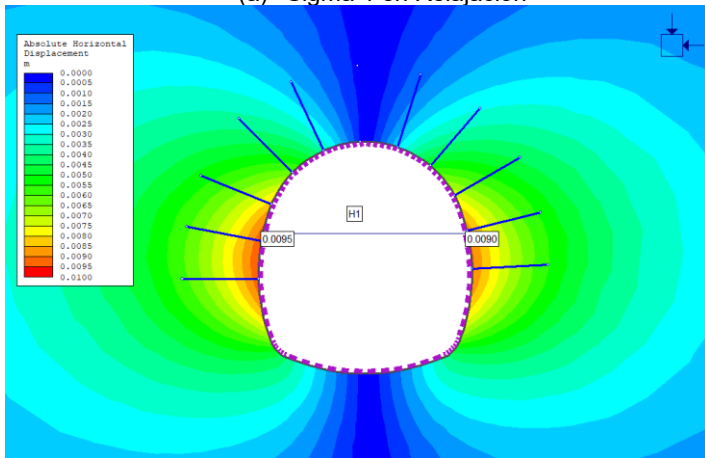
Fuente: Elaboración propia (2020)



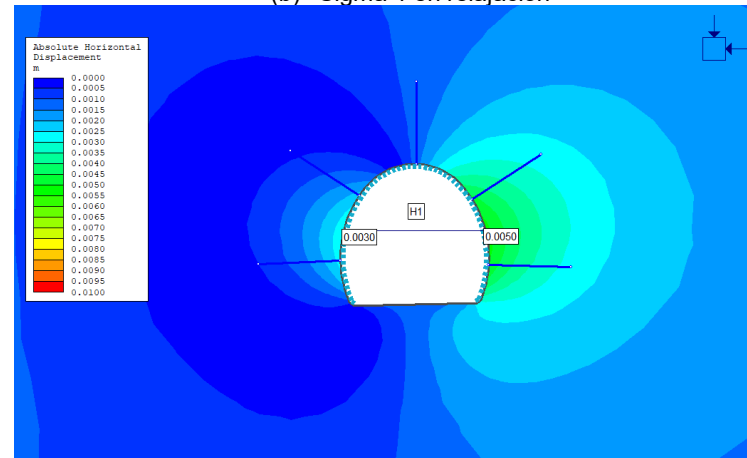
(a) Sigma 1 en Relajación



(b) Sigma 1 en relajación



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto Galería H1

Figura A10 - 6 Esfuerzo y desplazamiento con soporte. Caso1-k=1
Fuente: Elaboración propia (2020)

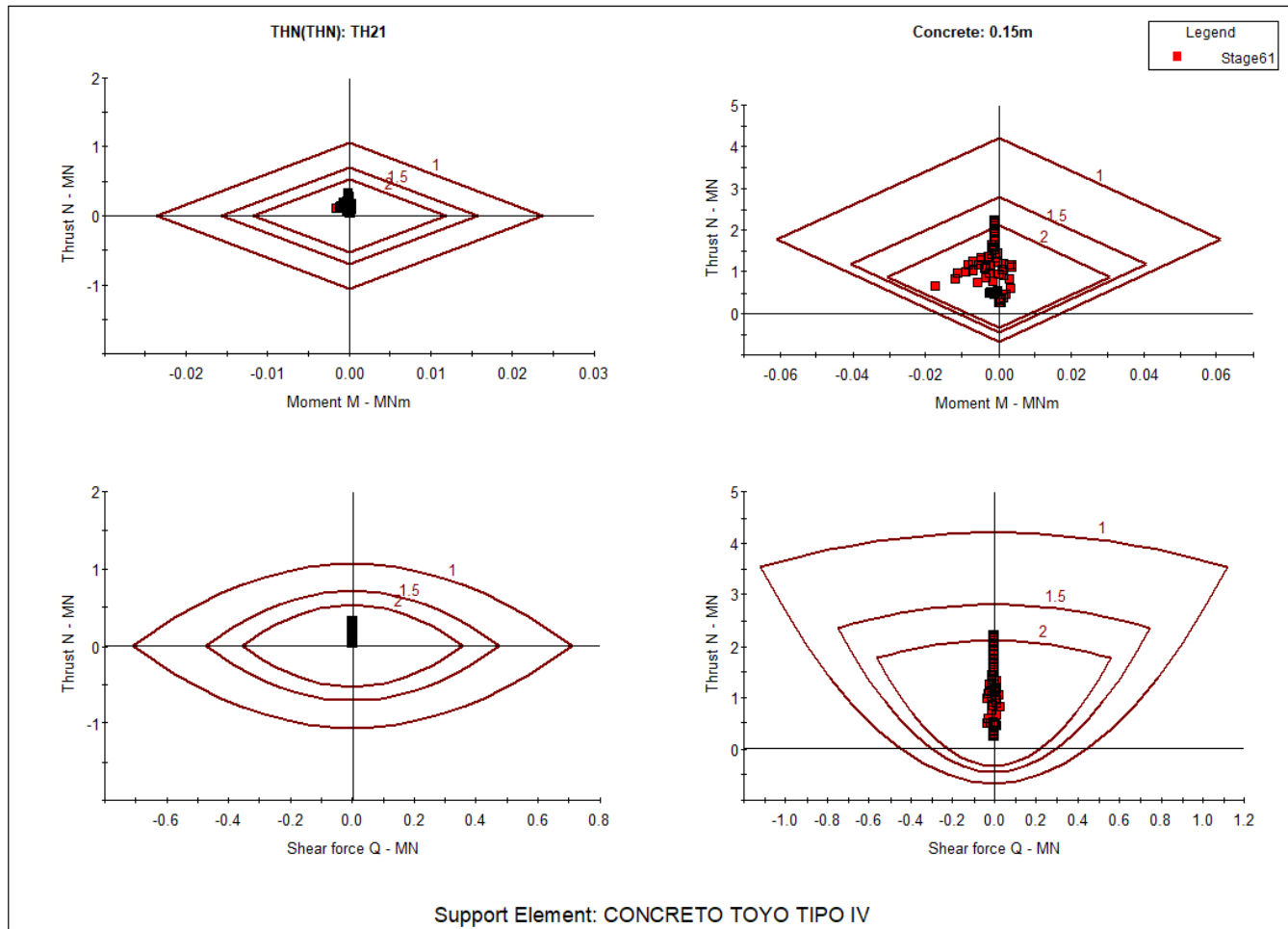


Figura A10 - 7 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso1-k=1
Fuente: Elaboración propia

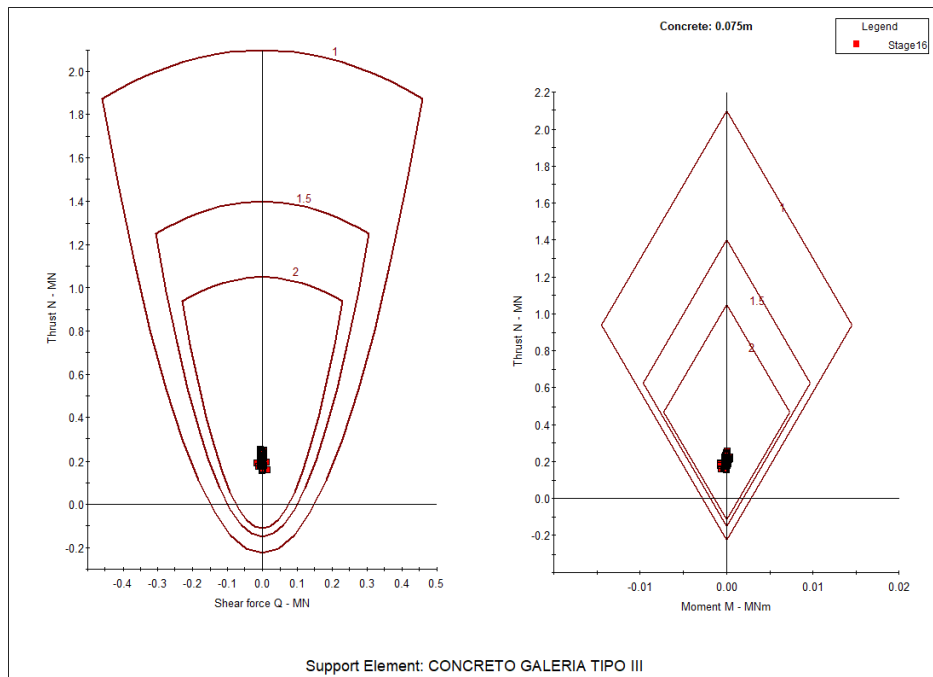


Figura A10 - 8 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso1-k=1. Fuente: Elaboración propia

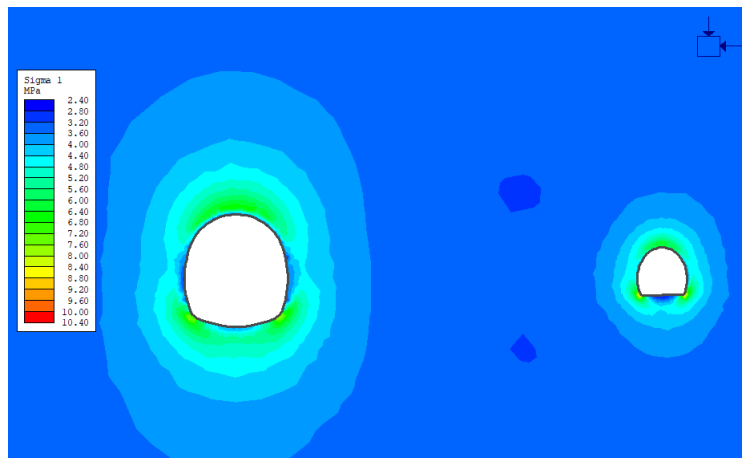
10.3.3 Resultados caso1-k=1.1

Field Stress Properties

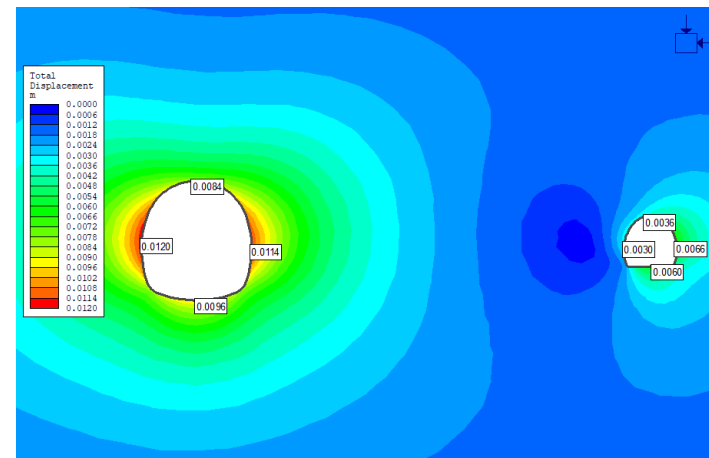
Field Stress Type:

Sigma 1 (MPa, Comp. +):	3.3416
Sigma 3 (MPa, Comp. +):	3.0378
Sigma Z (MPa, Comp. +):	3.0378
Angle (degrees from horizontal, CCW):	0
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +) :	0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +) :	0

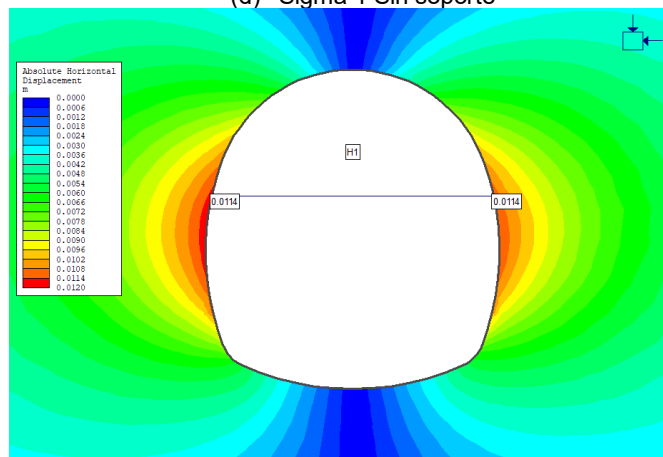
Figura A10 - 9 Tensor de esfuerzo in-situ caso1-k=1.1 Fuente: Elaboración propia (2020)



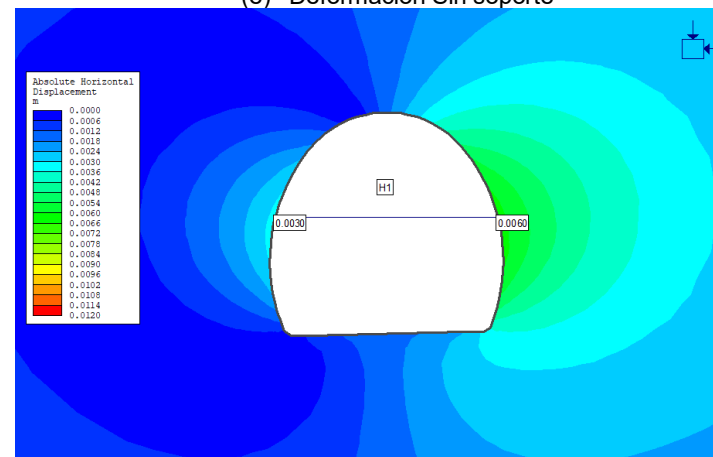
(d) Sigma 1 Sin soporte



(e) Deformación Sin soporte



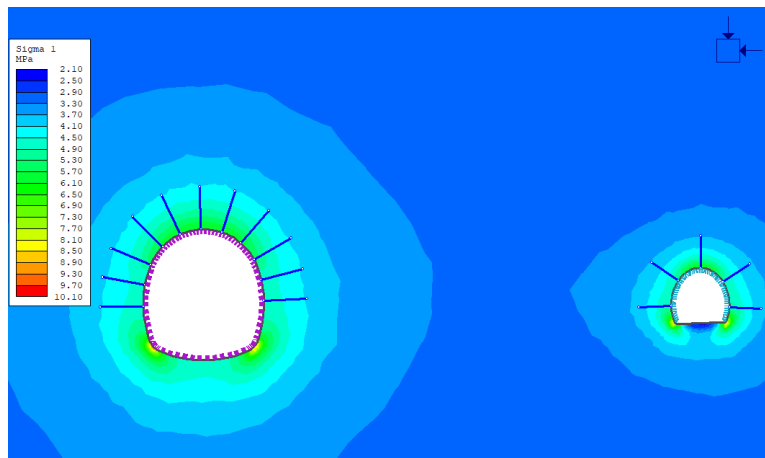
(f) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



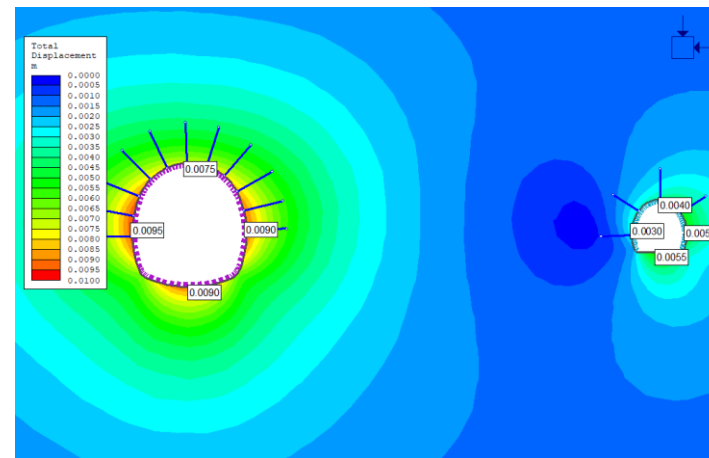
(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 10 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso1-k=1.1

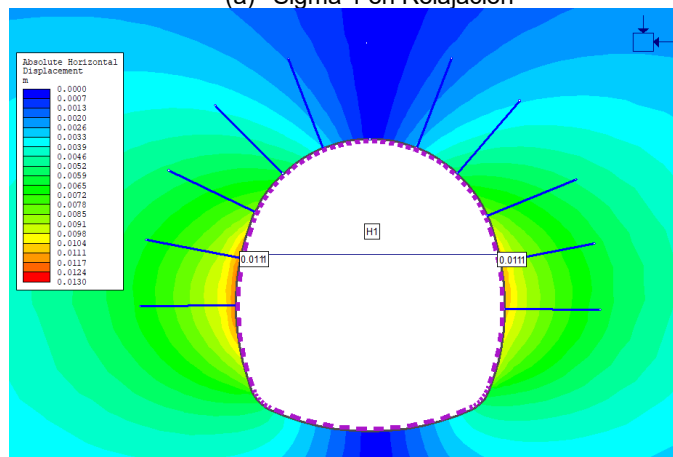
Fuente: Elaboración propia (2020)



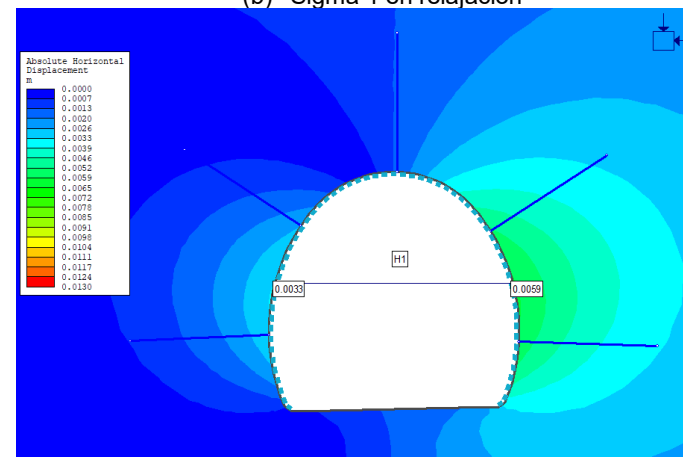
(a) Sigma 1 en Relajación



(b) Sigma 1 en relajación



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1

Figura A10 - 11 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso1-k=1.1

Fuente: Elaboración propia (2020)

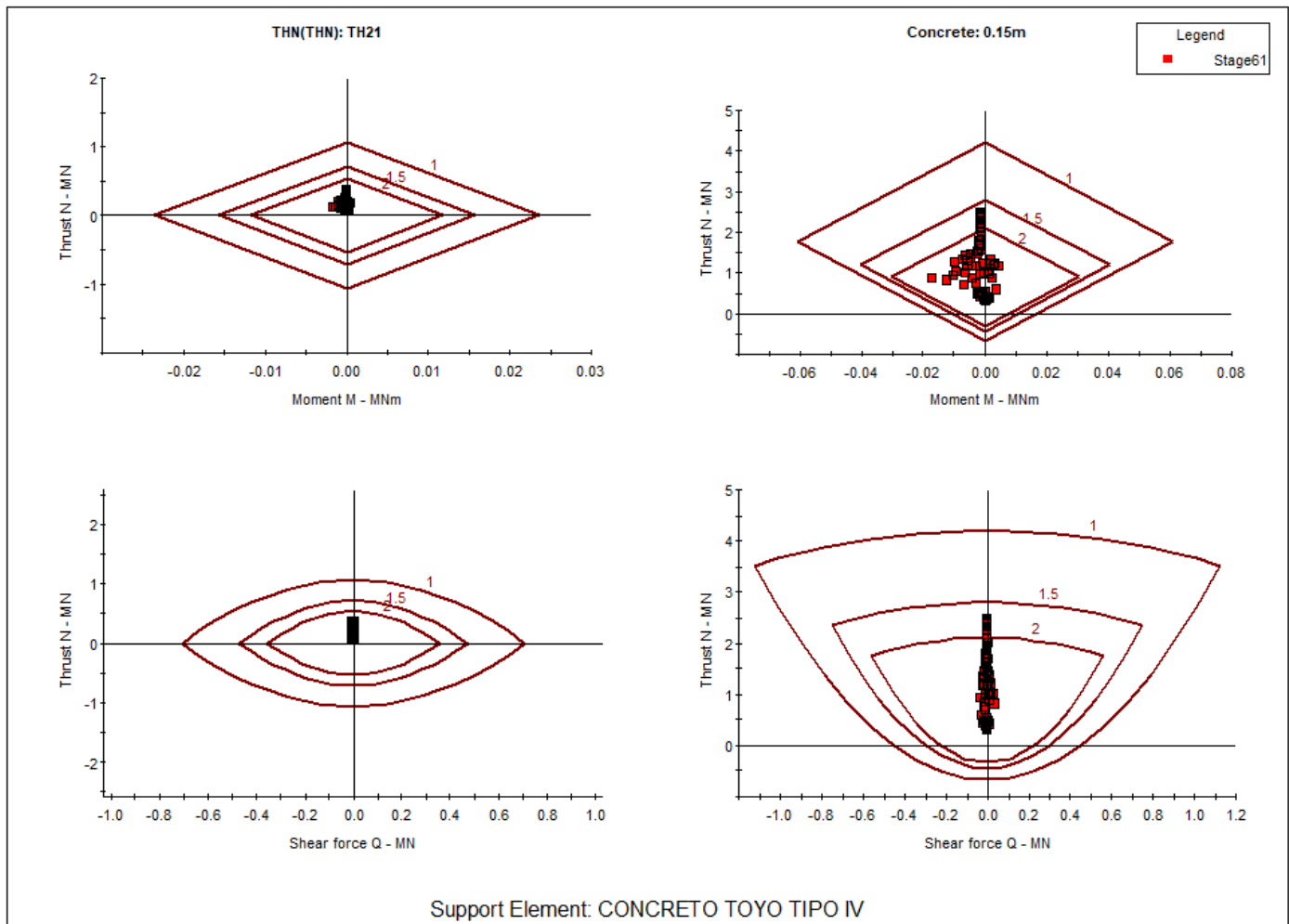


Figura A10 - 12 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso1-k=1.1
Fuente: Elaboración propia

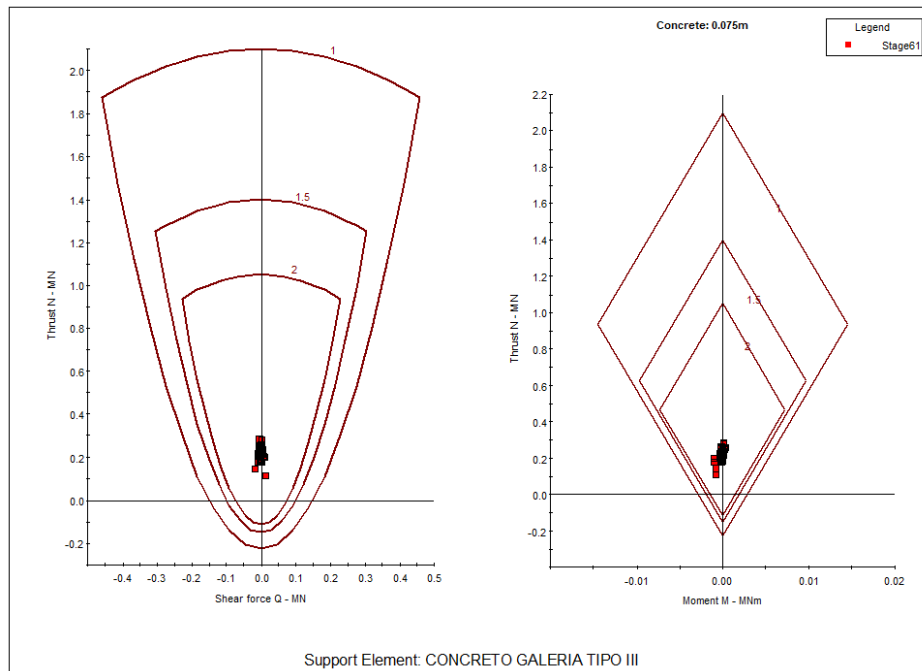


Figura A10 - 13 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso1-k=1.1. Fuente: Elaboración propia

10.3.4 Resultados caso1-k=1.2

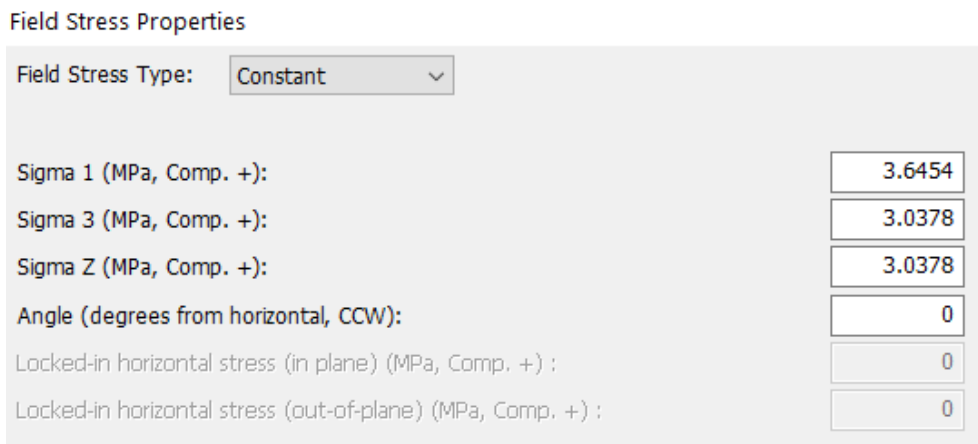
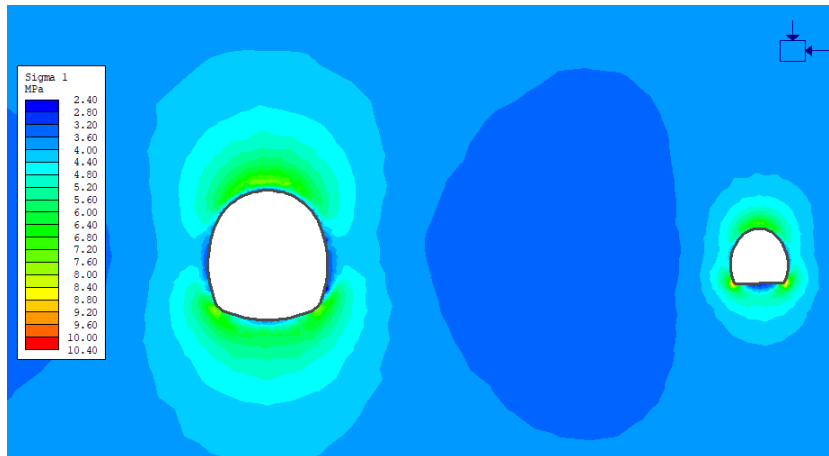
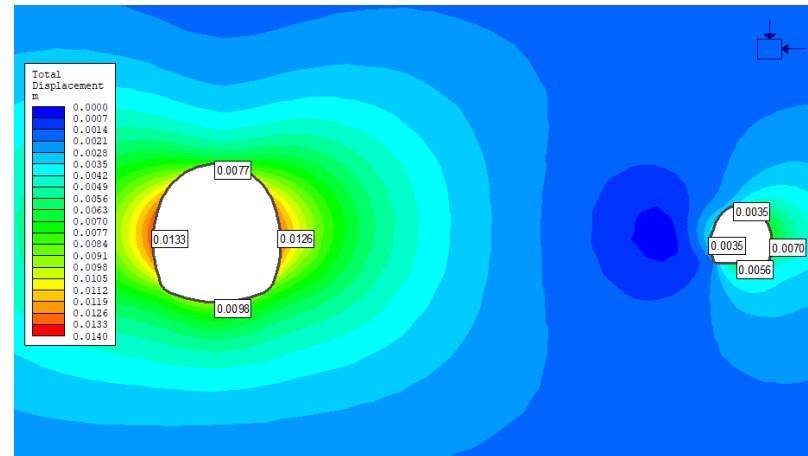


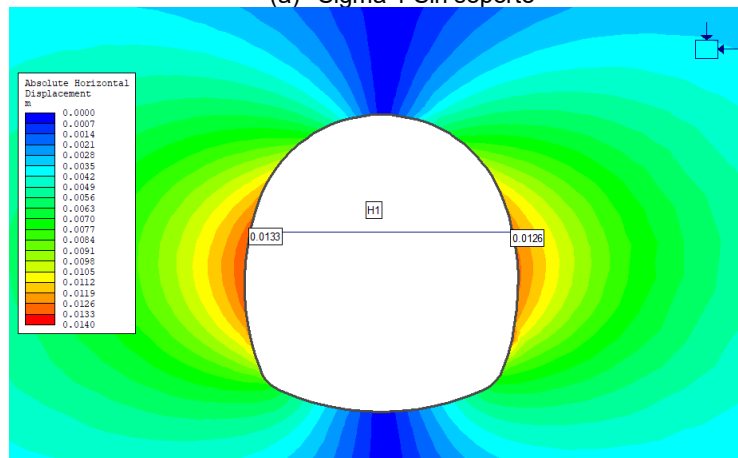
Figura A10 - 14 Tensor de esfuerzo in-situ caso1-k=1.2 Fuente: Elaboración propia (2020)



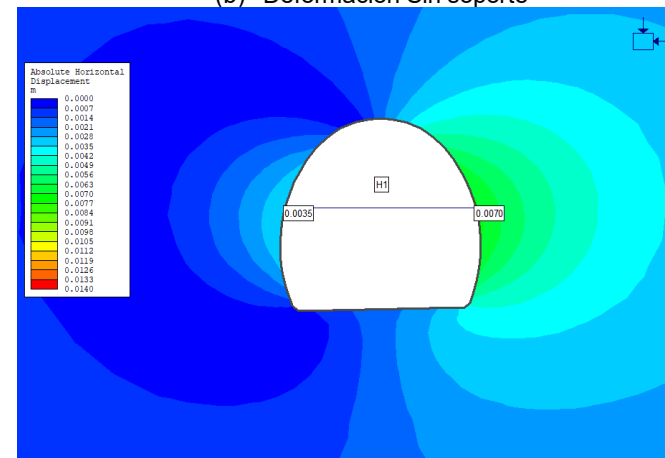
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



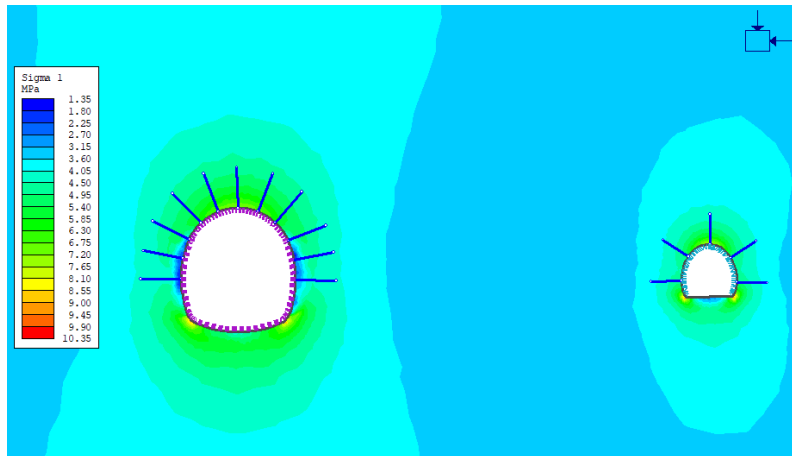
(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



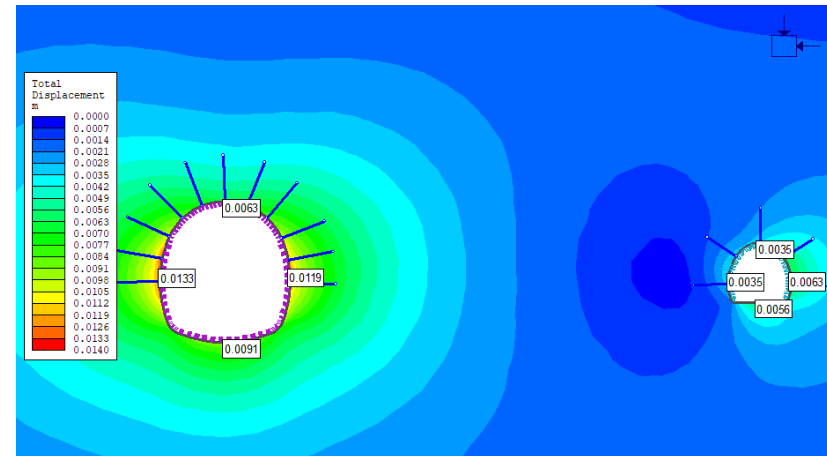
(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 15 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso1-k=1.2

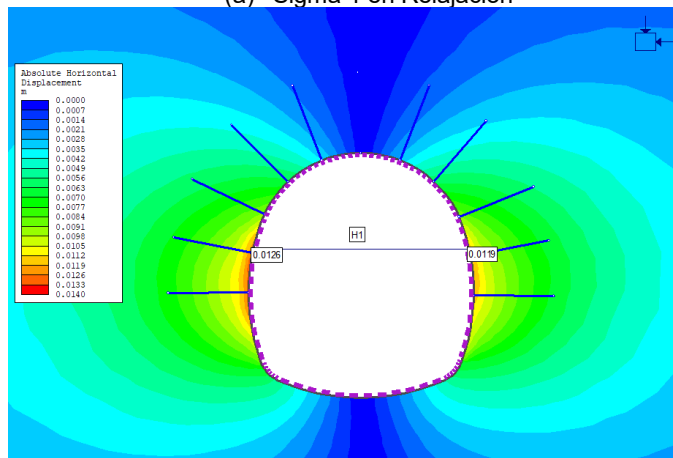
Fuente: Elaboración propia (2020)



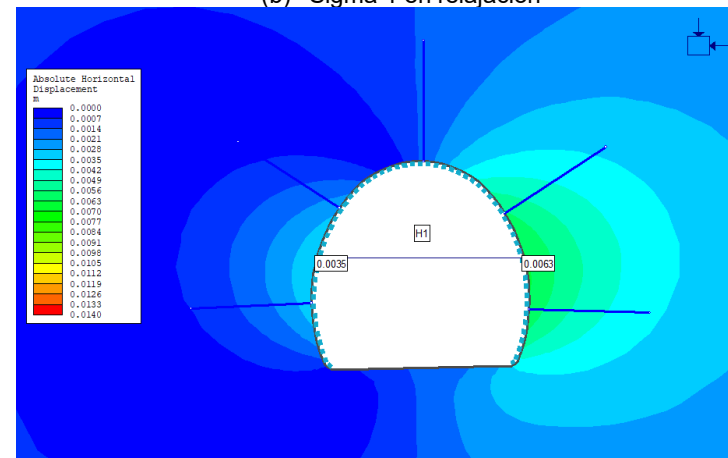
(a) Sigma 1 en Relajación



(b) Sigma 1 en relajación



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1

Figura A10 - 16 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso1-k=1.2

Fuente: Elaboración propia (2020)

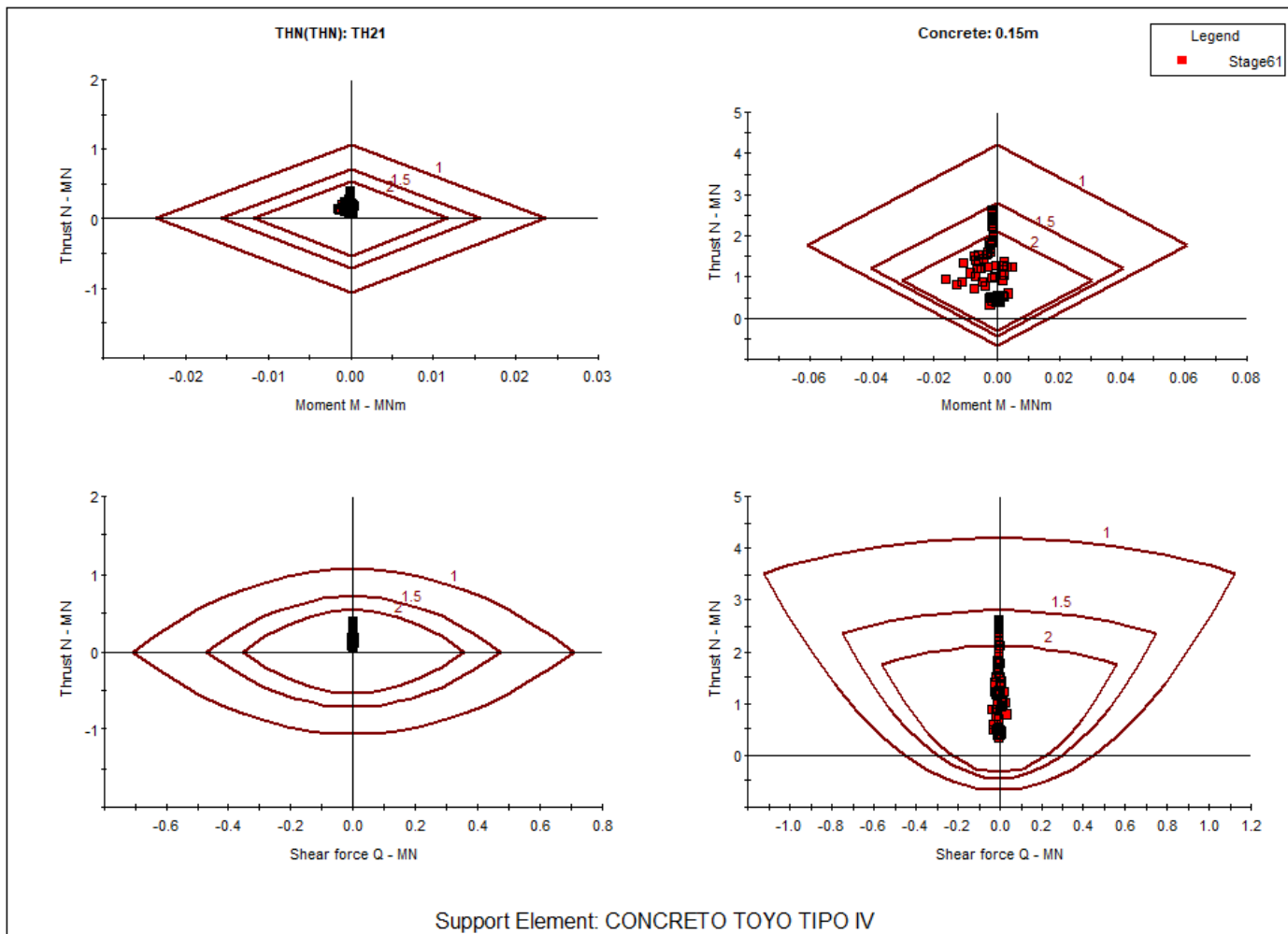


Figura A10 - 17 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso1-k=1.2
Fuente: Elaboración propia

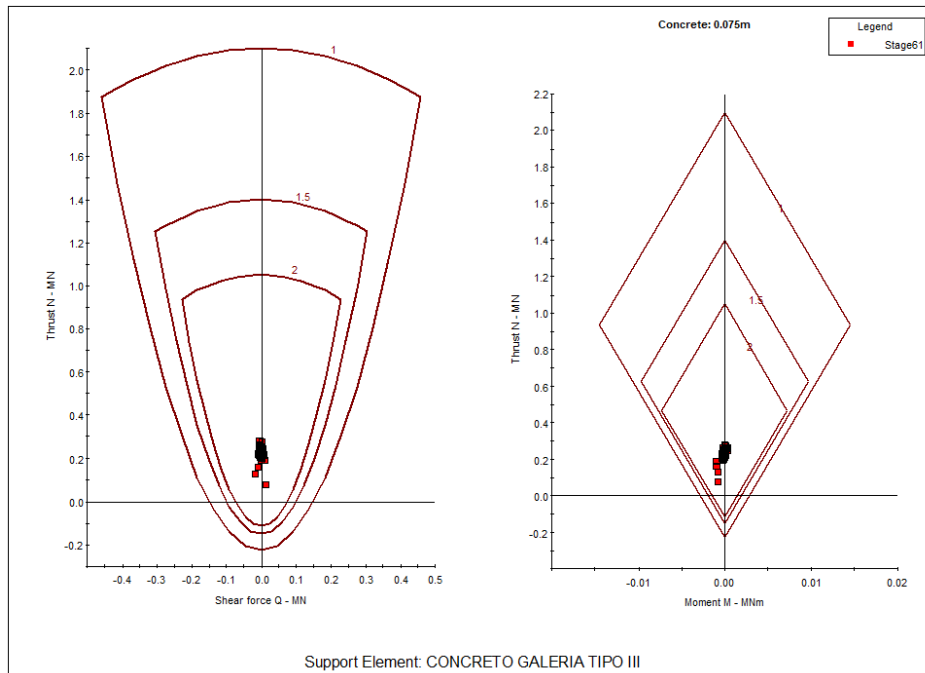
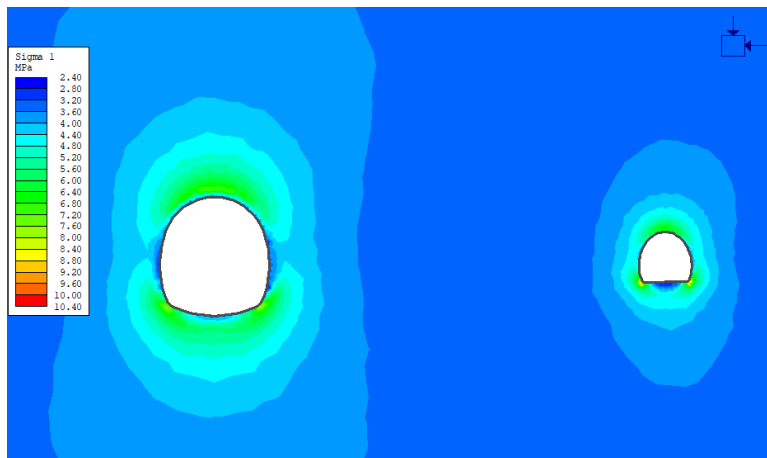


Figura A10 - 18 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería.
Caso1-k=1.2. Fuente: Elaboración propia

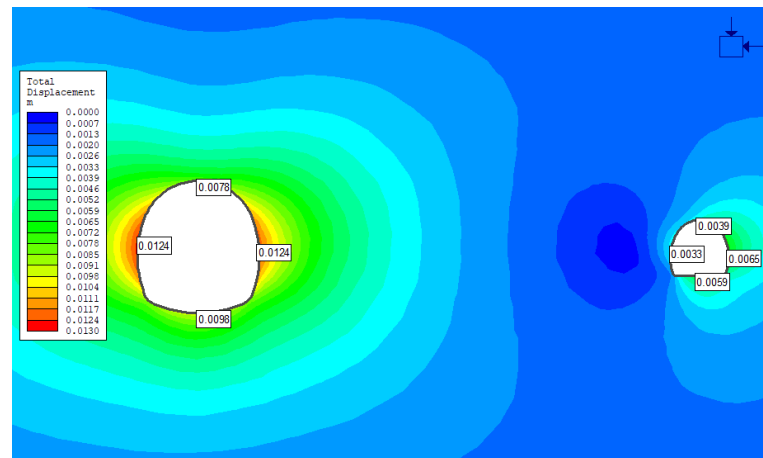
10.3.5 Resultados caso1-k=1.15



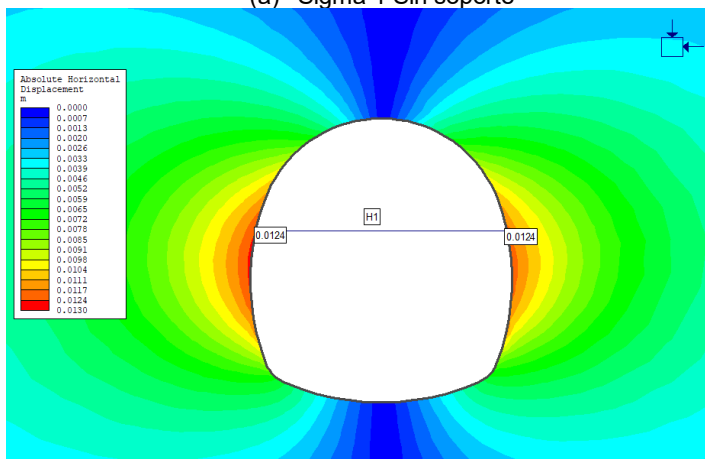
Figura A10 - 19 Tensor de esfuerzo in-situ caso1-k=1.15
Fuente: Elaboración propia (2020)



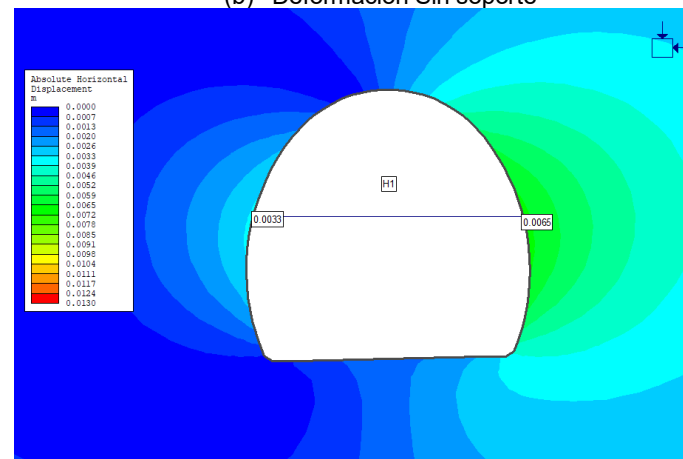
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



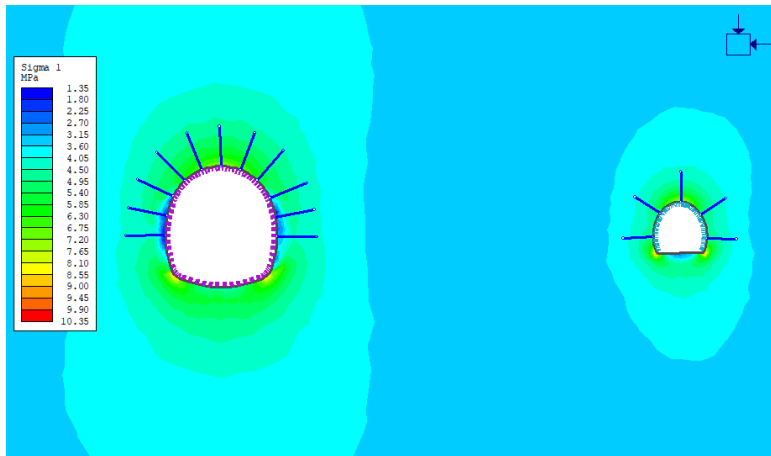
(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



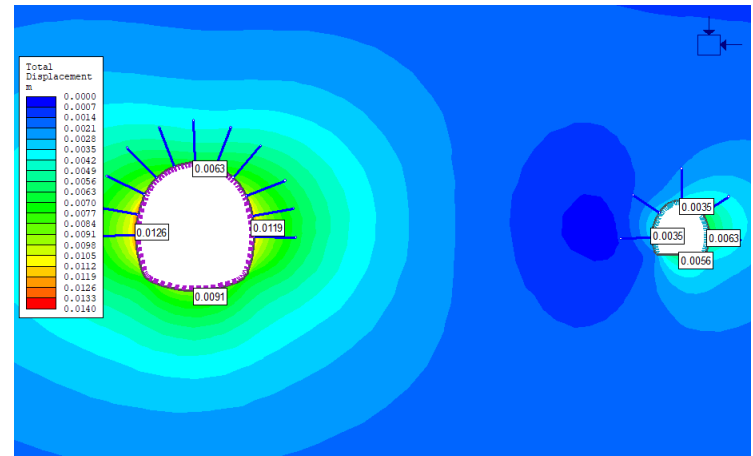
(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 20 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso1-k=1.15

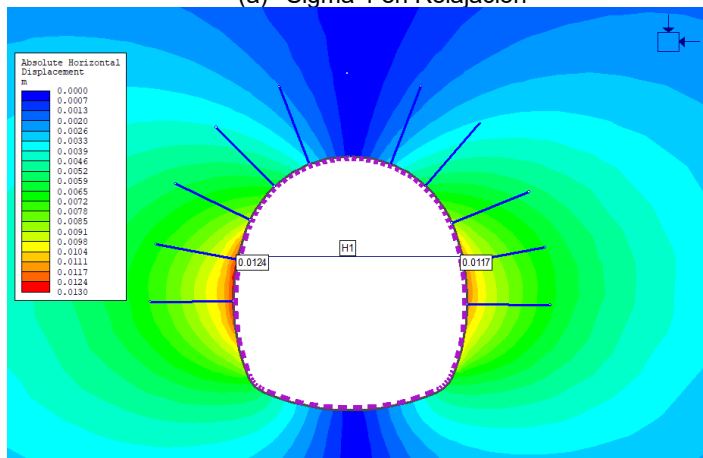
Fuente: Elaboración propia (2020)



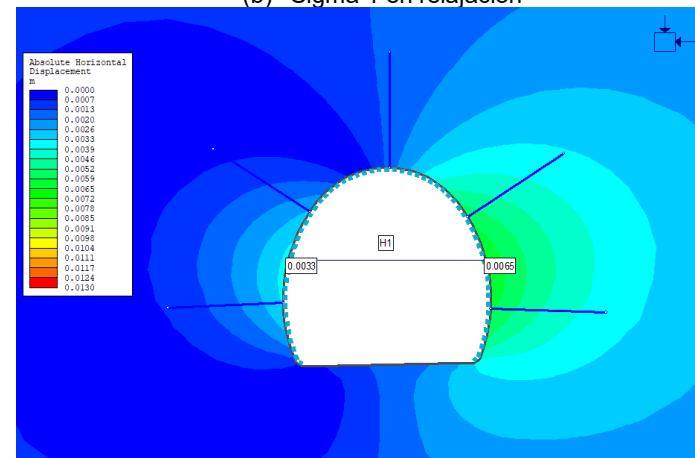
(a) Sigma 1 en Relajación



(b) Sigma 1 en relajación



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1

Figura A10 - 21 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso1-k=1.15

Fuente: Elaboración propia (2020)

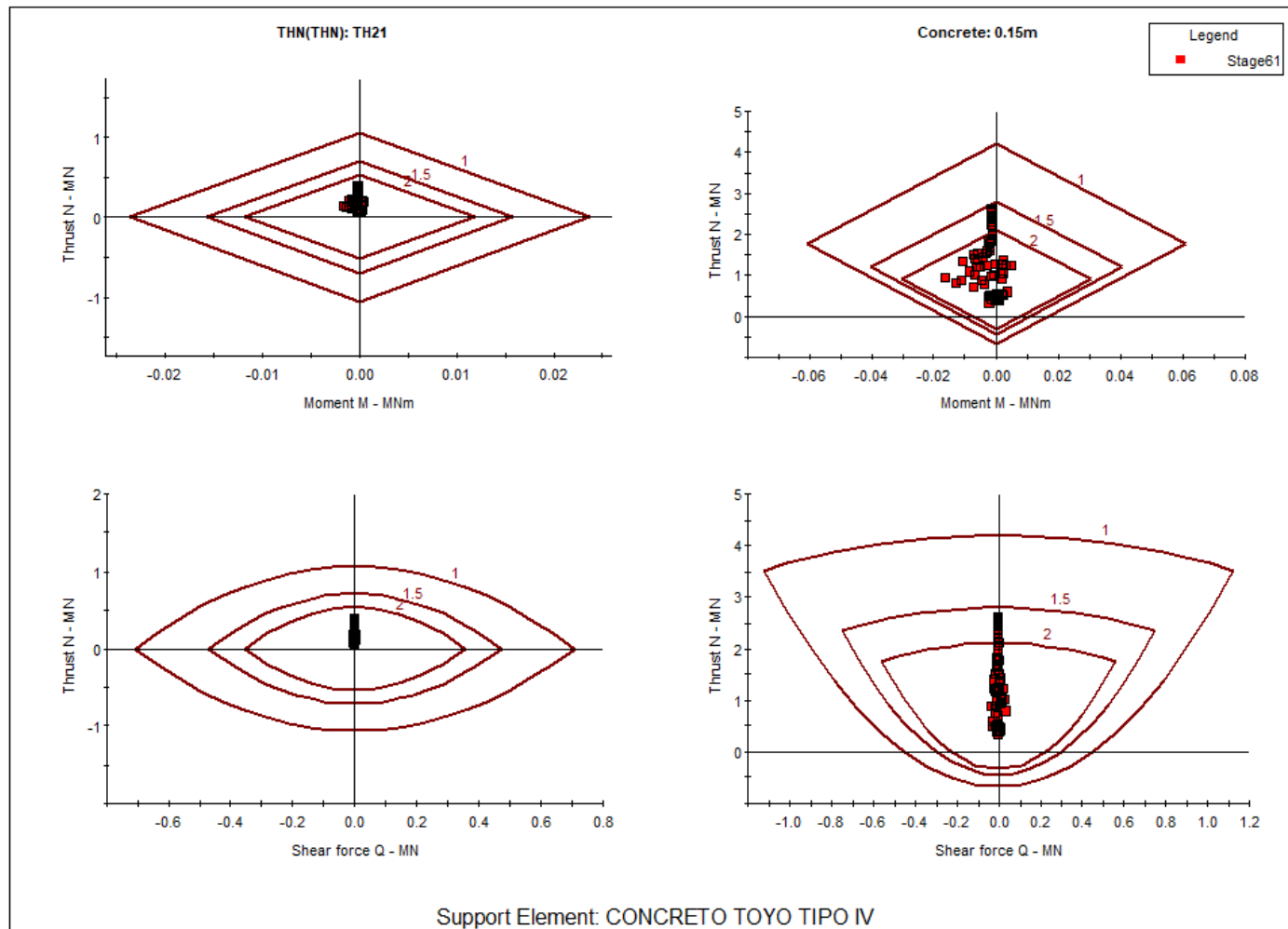


Figura A10 - 22 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso1-k=1.15
Fuente: Elaboración propia

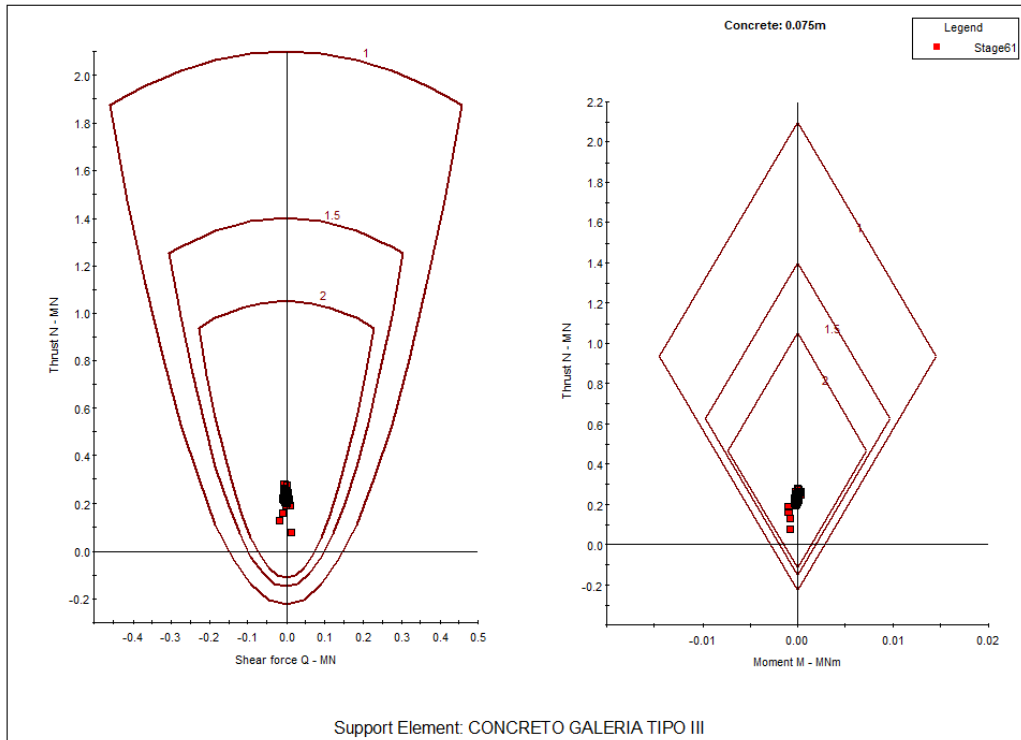


Figura A10 - 23 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso1-k=1.15. Fuente: Elaboración propia

10.4 RESULTADOS CASO 2

10.4.1 Propiedades soportes para Caso 2

CONCRETO GALERIA TIPO V

Name: Color:

Liner Type:

Reinforcement

Common Types

Spacing (m):

Section Depth (m):

Area (m²):

Moment of Inertia (m⁴):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Weight (kg/m):

THN(THN): TH21

Stage Concrete Properties

Concrete

Thickness (m):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Unit Weight (MN/m³):

Material Type: Elastic Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap

Strain at Locking: %

Beam Element Formulation:

Figura A10 - 24 Características empleadas en el concreto lanzado en la galería tipo V

Fuente: Elaboración propia (2020)

CONCRETO TOYO TIPO V TH21

Name: CONCRETO TOYO TIPO V TH21 Color: Liner Type: Reinforced Concrete

Reinforcement

Common Types

Spacing (m):	0.75
Section Depth (m):	0.108
Area (m2):	0.002655
Moment of Inertia (m4):	3.19e-006
Young's Modulus (MPa):	200000
Poisson Ratio:	0.25
Compressive Strength (MPa):	400
Tensile Strength (MPa):	400
Weight (kg/m):	20.84
THN(THN):	TH21

Stage Concrete Properties

Define Factors...

Concrete

Thickness (m):	0.2
Young's Modulus (MPa):	25000
Poisson Ratio:	0.15
Compressive Strength (MPa):	28
Tensile Strength (MPa):	4.5
Unit Weight (MN/m3):	0.024

Material Type: Elastic Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap

Strain at Locking: 5 %

Beam Element Formulation: Timoshenko

Figura A10 - 25 Características empleadas en el concreto lanzado en el túnel del Toyo tipo V TH21

Fuente: Elaboración propia (2020)

CONCRETO TOYO TIPO V TH29

Name: CONCRETO TOYO TIPO V TH29 Color: Liner Type: Reinforced Concrete

Reinforcement

Common Types

Spacing (m):	0.75
Section Depth (m):	0.124
Area (m2):	0.003677
Moment of Inertia (m4):	5.86e-006
Young's Modulus (MPa):	200000
Poisson Ratio:	0.25
Compressive Strength (MPa):	400
Tensile Strength (MPa):	400
Weight (kg/m):	29
Perfil deslizando(TH):	THN-29

Stage Concrete Properties

Define Factors...

Concrete

Thickness (m):	0.25
Young's Modulus (MPa):	23500
Poisson Ratio:	0.15
Compressive Strength (MPa):	28
Tensile Strength (MPa):	4.5
Unit Weight (MN/m3):	0.024

Material Type: Elastic Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap

Strain at Locking: 5 %

Beam Element Formulation: Timoshenko

Figura A10 - 26 Características empleadas en el concreto lanzado en el túnel del Toyo tipo V TH29

Fuente: Elaboración propia (2020)

PERNOS

Name: Bolt Color:

Bolt Properties

Bolt Type:

Bolt Diameter (mm):

Bolt Modulus, E (MPa):

Tensile Capacity (MN):

Residual Tensile Capacity (MN):

Out-of-plane Spacing (m):

Face Plates

Attached Face Plates

Add Pull-Out Force
Force (MN):

Constant Shear Stiffness
Stiffness (MN/m/m):

Add Bulges

Bond Length

Percent of Length:

Length (m):

Secondary Bond Length

Bolt Model

Elastic Plastic Joint Shear

Pre-Tensioning

Pre-Tensioning Force (MN): Constant Force in Install Stage

Figura A10 - 27 Características empleada en pernos de anclaje
Fuente: Elaboración propia (2020)

10.4.2 Resultados caso2-k=1.1

Field Stress Properties

Field Stress Type:

Sigma 1 (MPa, Comp. +):

Sigma 3 (MPa, Comp. +):

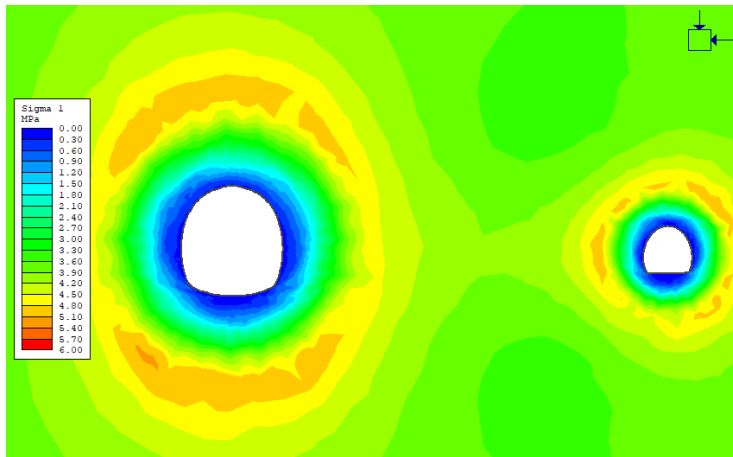
Sigma Z (MPa, Comp. +):

Angle (degrees from horizontal, CCW):

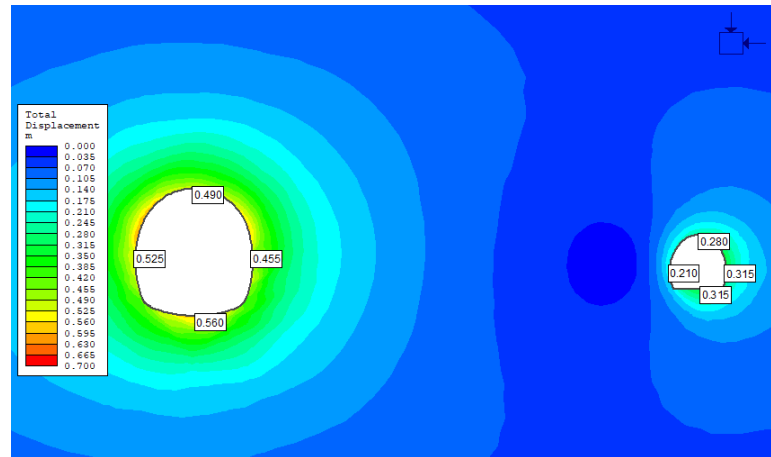
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):

Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +):

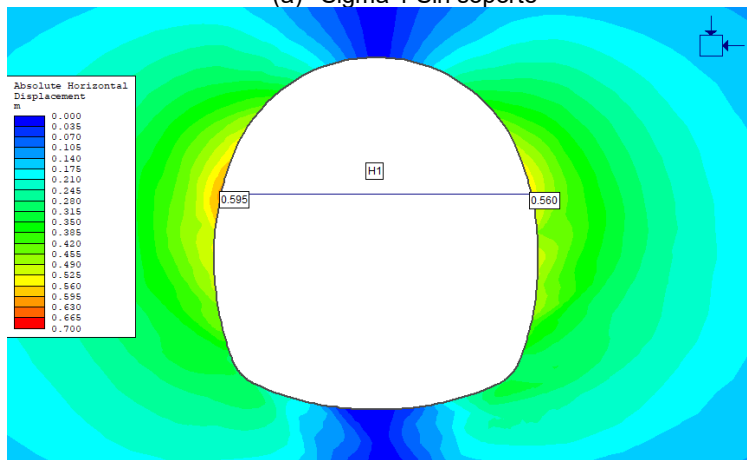
Figura A10 - 28 Tensor de esfuerzo in-situ caso1-k=1.1
Fuente: Elaboración propia (2020)



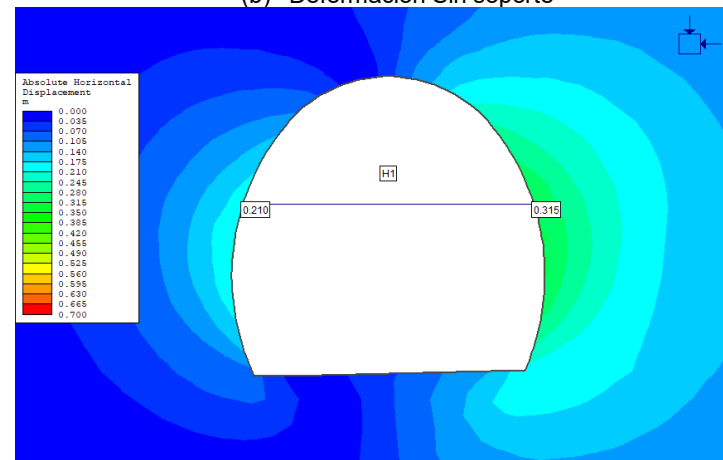
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 29 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=1.1

Fuente: Elaboración propia (2020)

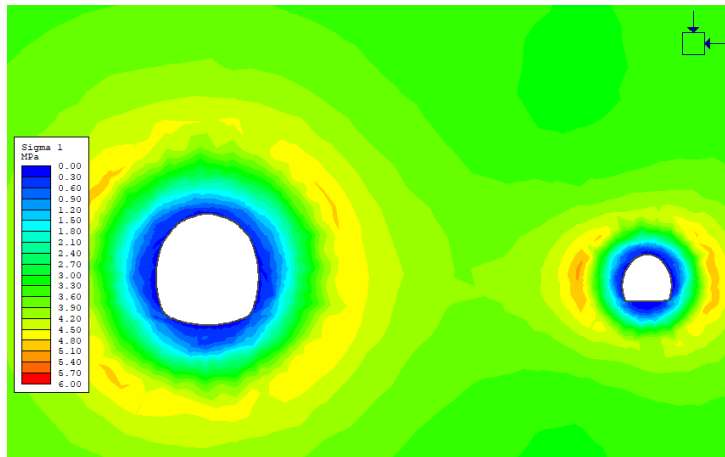
10.4.3 Resultados caso2-k=1

Field Stress Properties

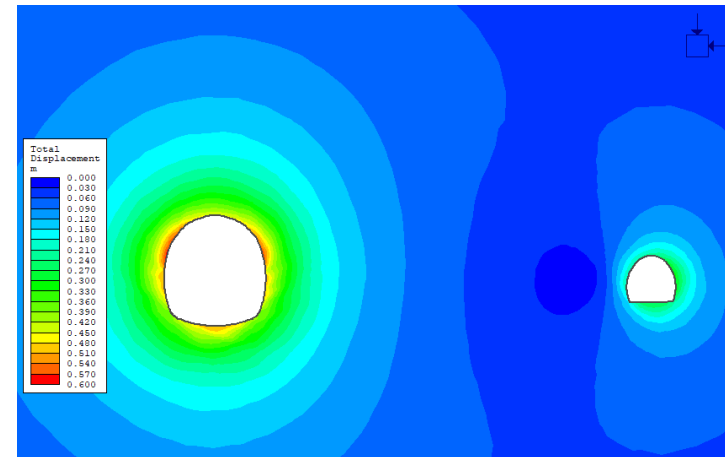
Field Stress Type:	Constant
Sigma 1 (MPa, Comp. +):	3.233
Sigma 3 (MPa, Comp. +):	3.233
Sigma Z (MPa, Comp. +):	3.233
Angle (degrees from horizontal, CCW):	0
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +) :	0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +) :	0

Figura A10 - 30 Tensor de esfuerzo in-situ caso2-k=1

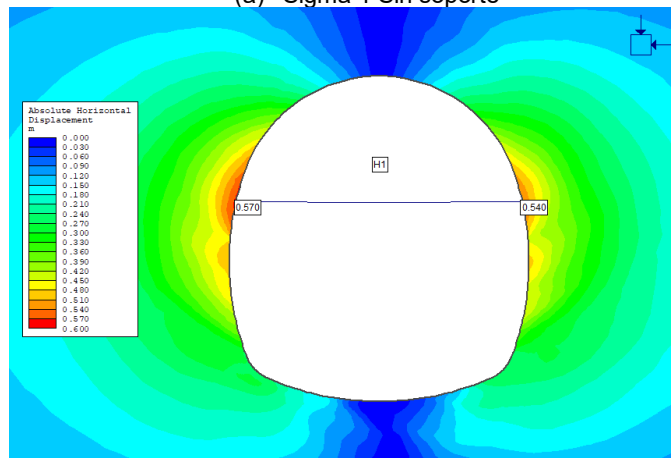
Fuente: Elaboración propia (2020)



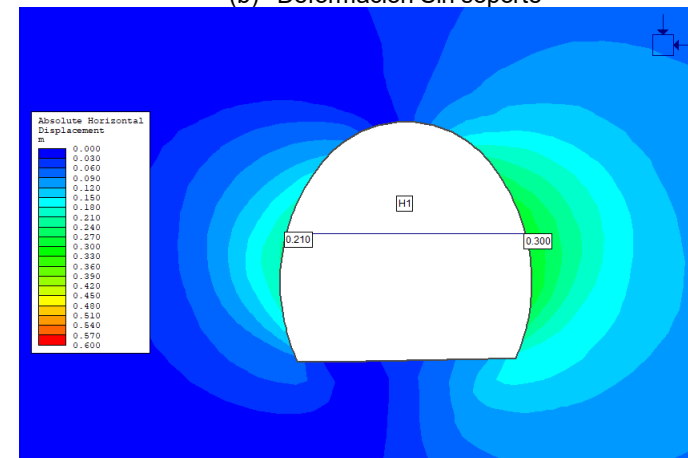
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 31 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=1

Fuente: Elaboración propia (2020)

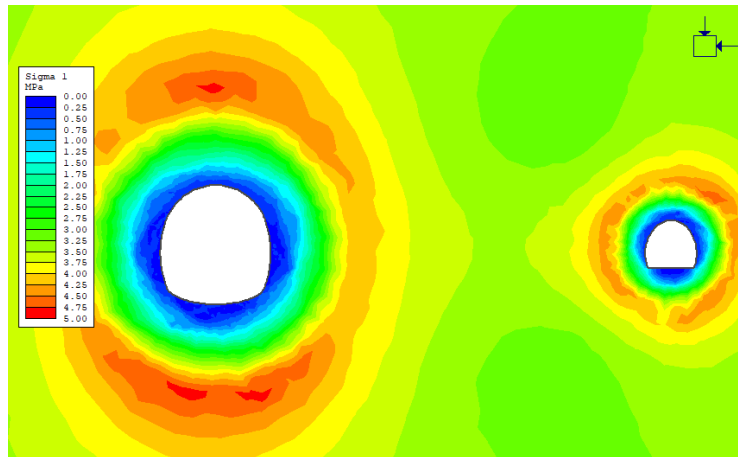
10.4.4 Resultados caso2-k=0.9

Field Stress Properties

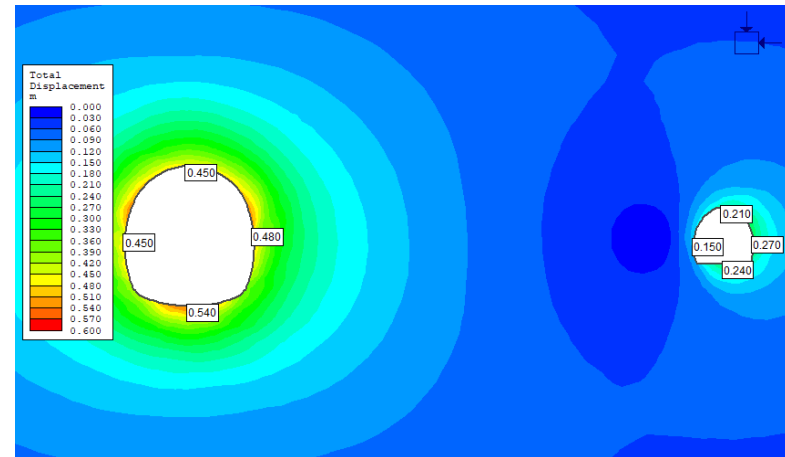
Field Stress Type:	Constant
Sigma 1 (MPa, Comp. +):	3.2334
Sigma 3 (MPa, Comp. +):	2.9101
Sigma Z (MPa, Comp. +):	2.9101
Angle (degrees from horizontal, CCW):	0
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +) :	0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +) :	0

Figura A10 - 32 Tensor de esfuerzo in-situ caso2-k=0.9

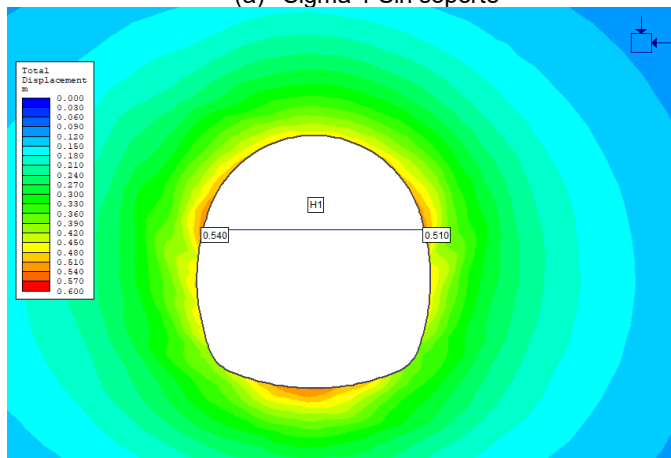
Fuente: Elaboración propia (2020)



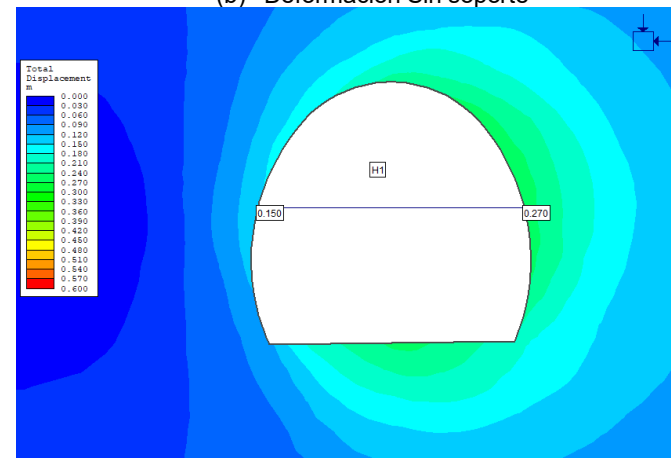
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 33 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=0.9

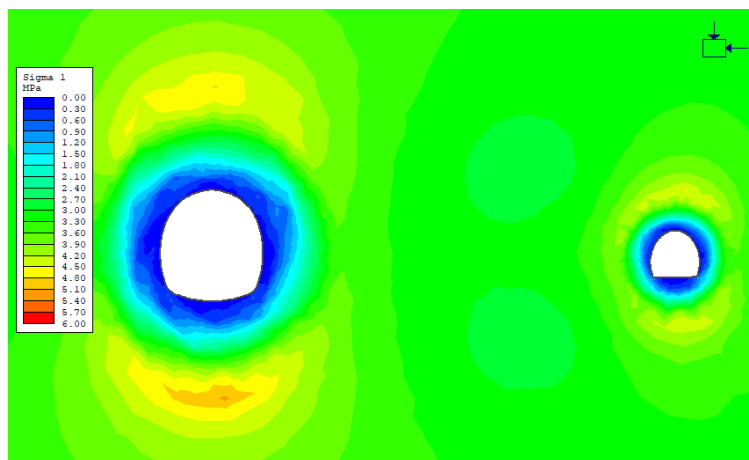
Fuente: Elaboración propia (2020)

10.4.5 Resultados caso2-k=0.8

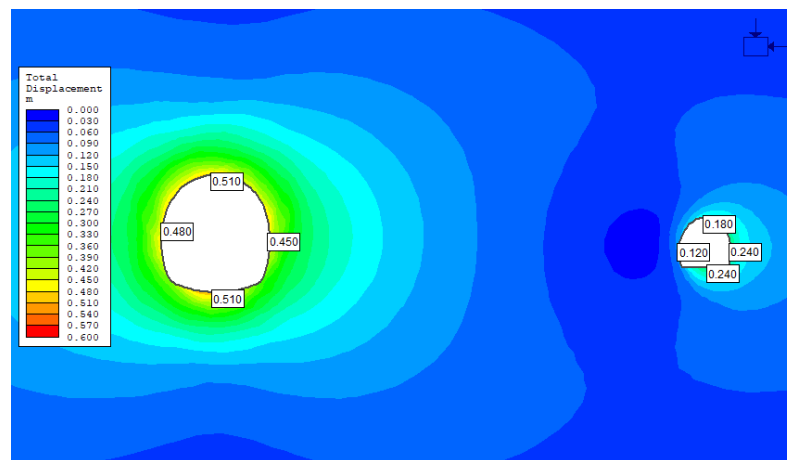
Field Stress Properties

Field Stress Type:	Constant
Sigma 1 (MPa, Comp. +):	3.2334
Sigma 3 (MPa, Comp. +):	2.5867
Sigma Z (MPa, Comp. +):	2.5867
Angle (degrees from horizontal, CCW):	0
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +) :	0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +) :	0

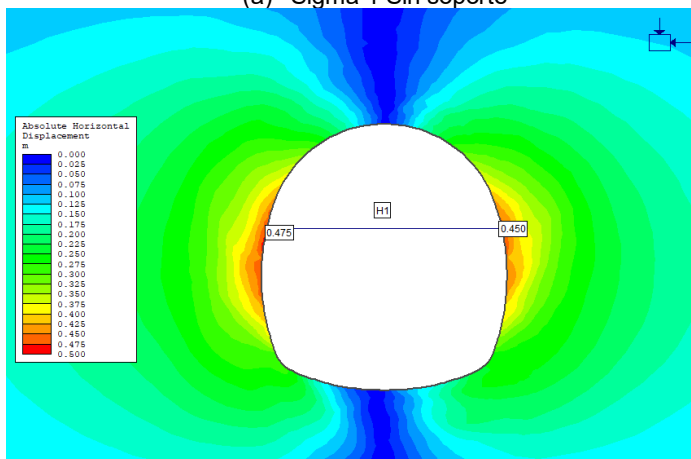
Figura A10 - 34 Tensor de esfuerzo in-situ caso2-k=0.8
Fuente: Elaboración propia (2020)



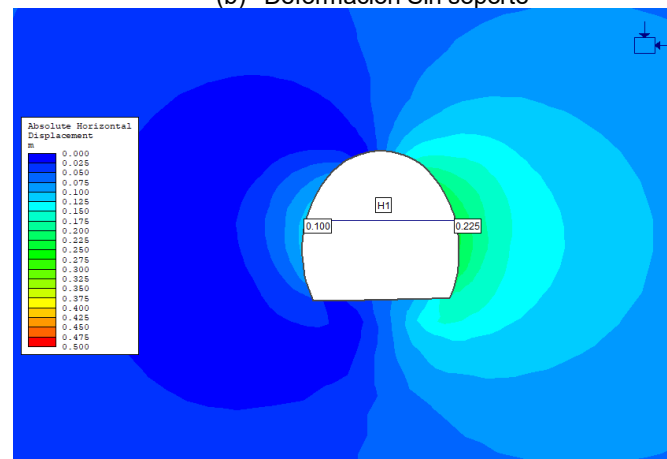
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



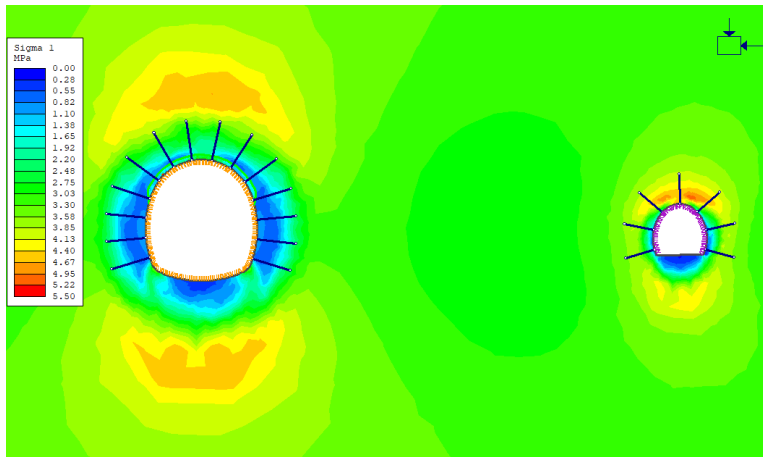
(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



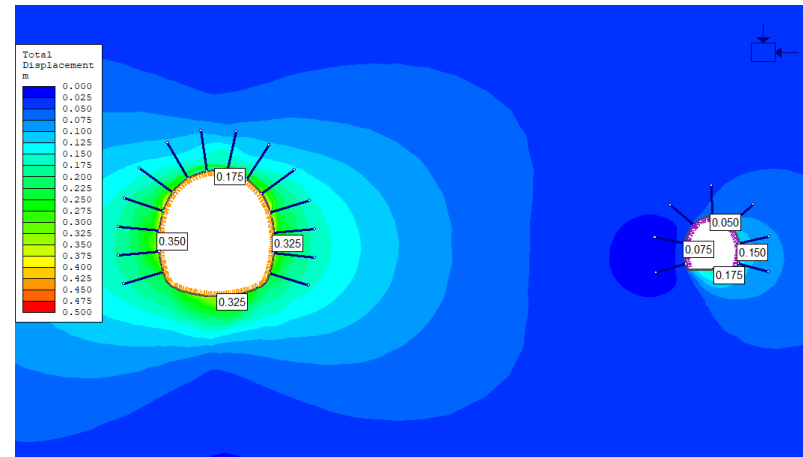
(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 35 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=0.8

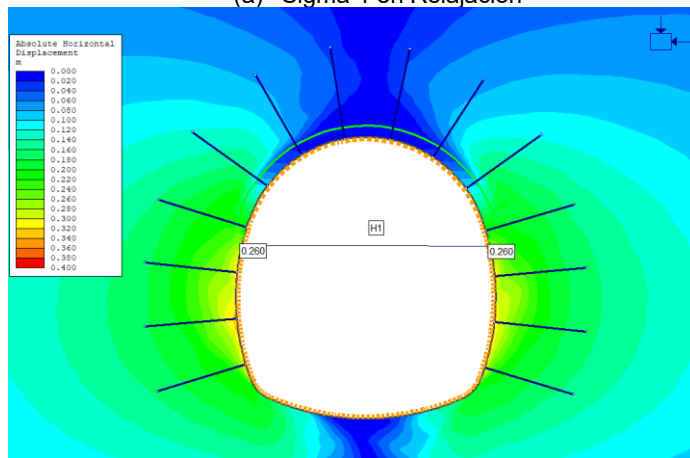
Fuente: Elaboración propia (2020)



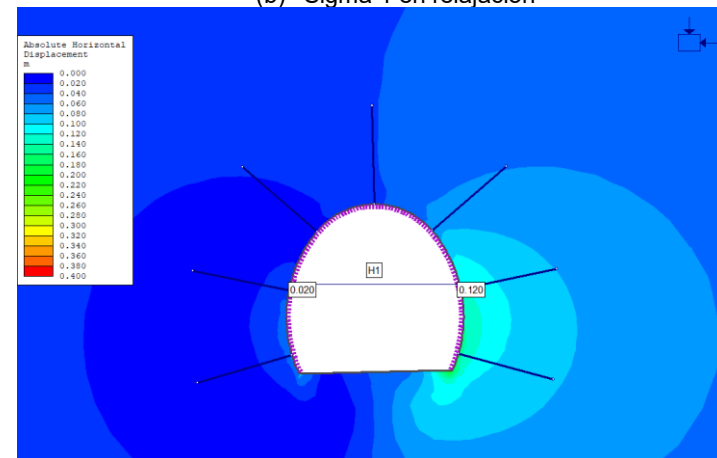
(a) Sigma 1 en Relajación



(b) Sigma 1 en relajación



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1

Figura A10 - 36 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=0.8

Fuente: Elaboración propia (2020)

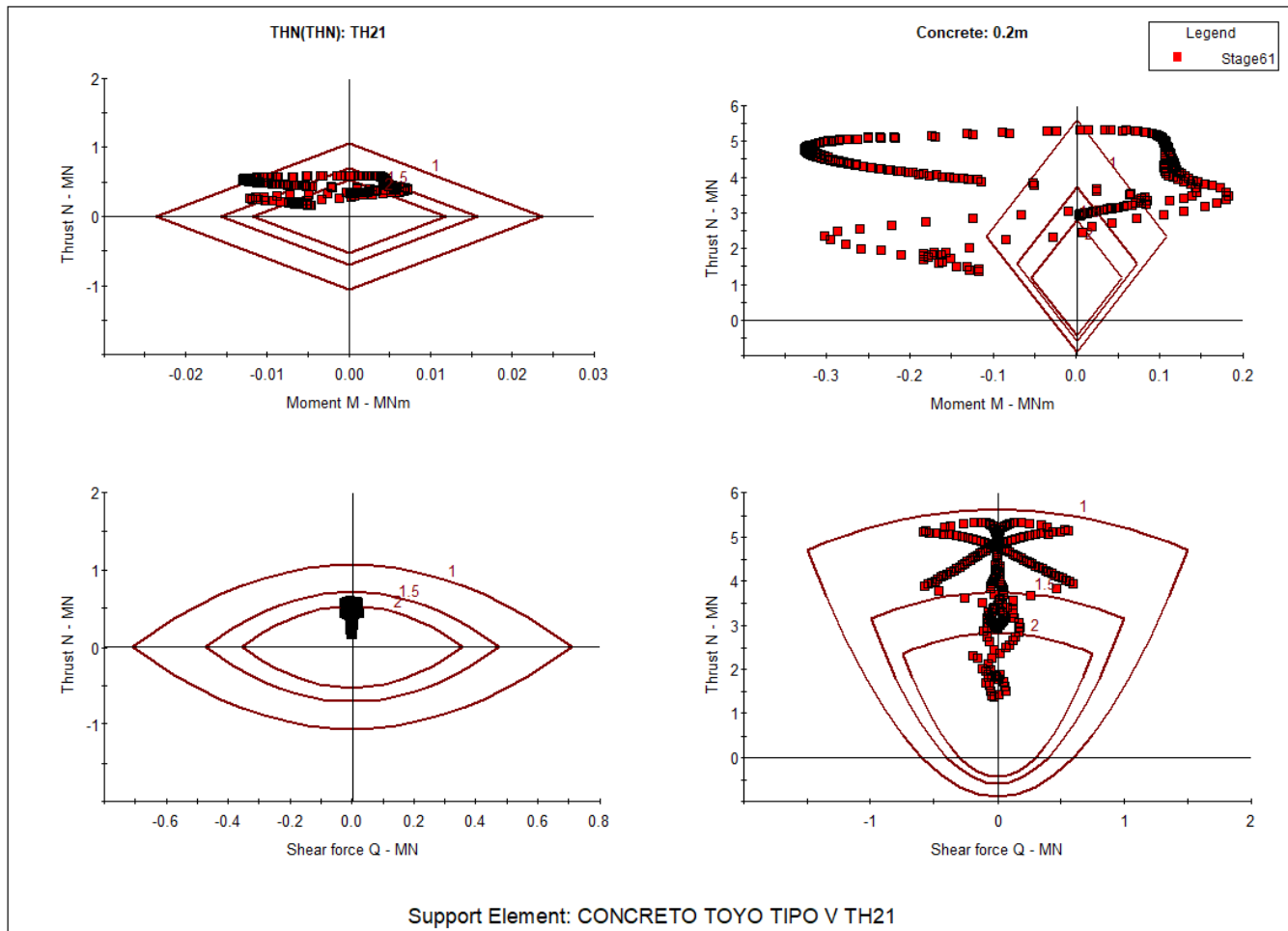


Figura A10 - 37 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso2-k=0.8
Fuente: Elaboración propia

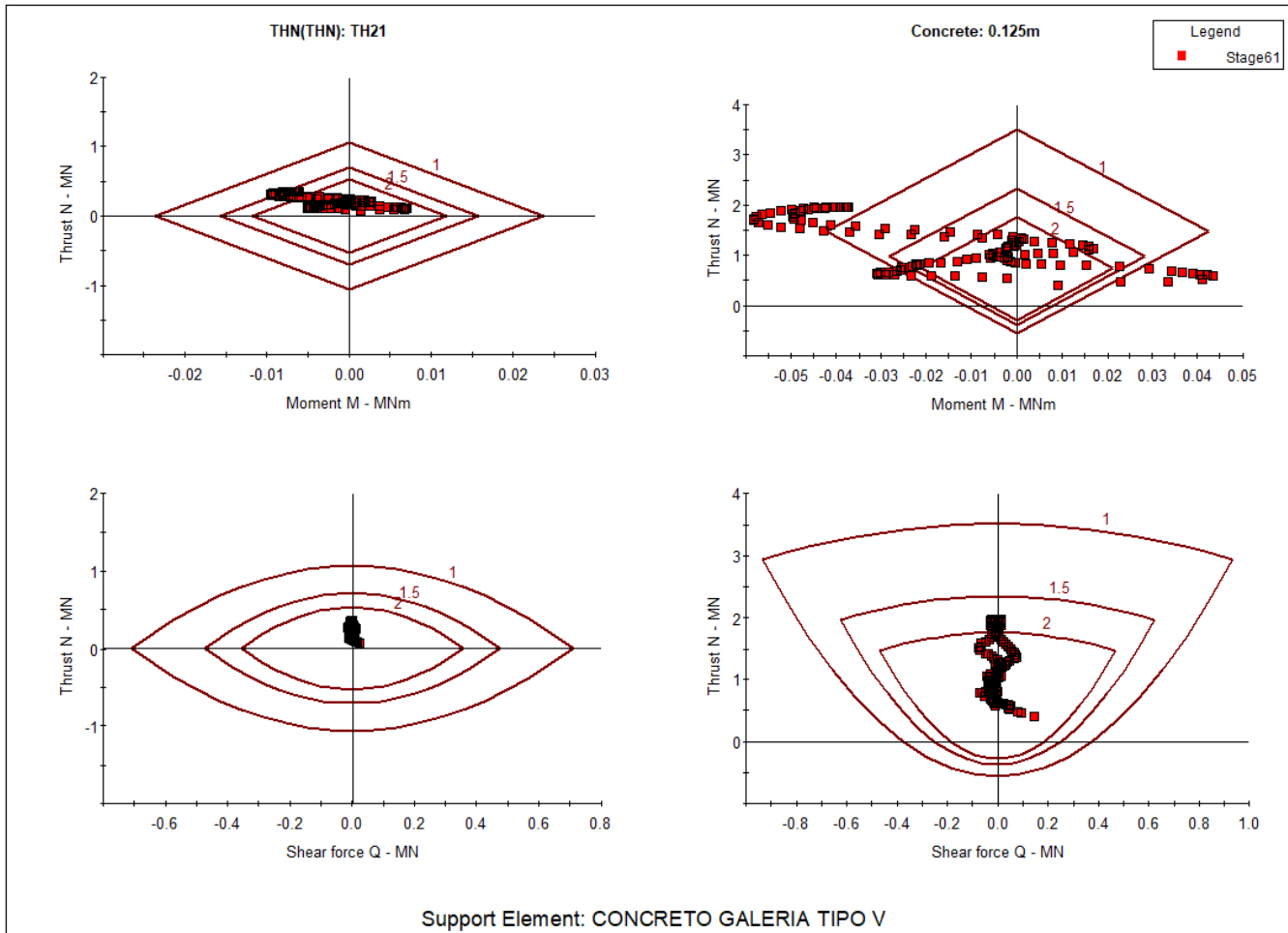


Figura A10 - 38 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso2-k=0.8. Fuente: Elaboración propia

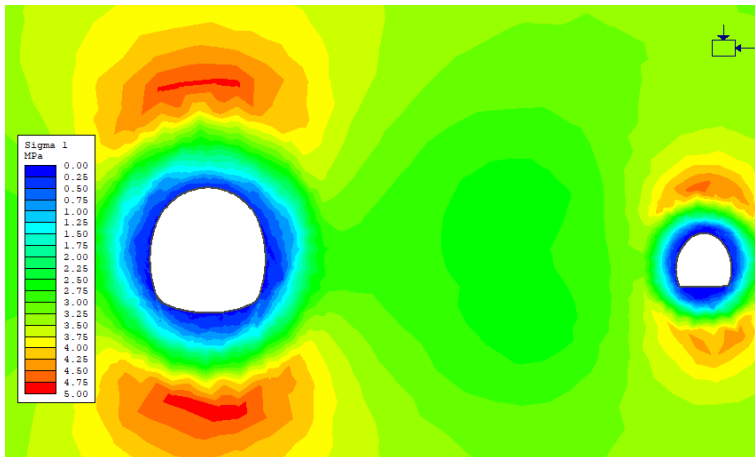
10.4.6 Resultados caso2-k=0.7

Field Stress Properties

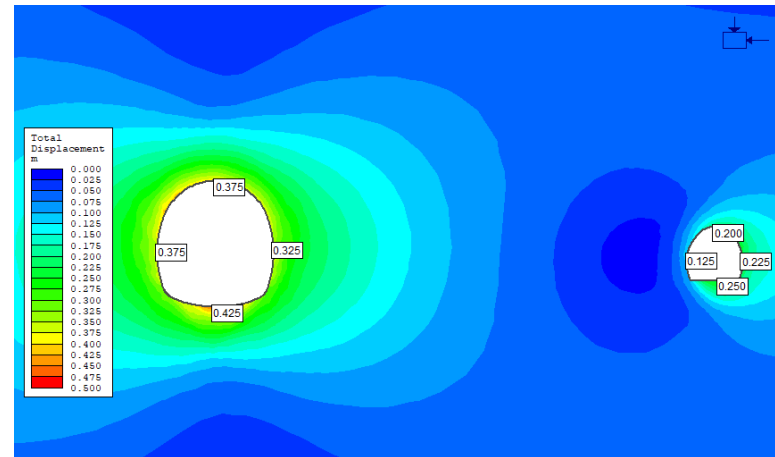
Field Stress Type:	Constant
Sigma 1 (MPa, Comp. +):	3.233
Sigma 3 (MPa, Comp. +):	2.2634
Sigma Z (MPa, Comp. +):	2.2634
Angle (degrees from horizontal, CCW):	0
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +) :	0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +) :	0

Figura A10 - 39 Tensor de esfuerzo in-situ caso2-k=0.7

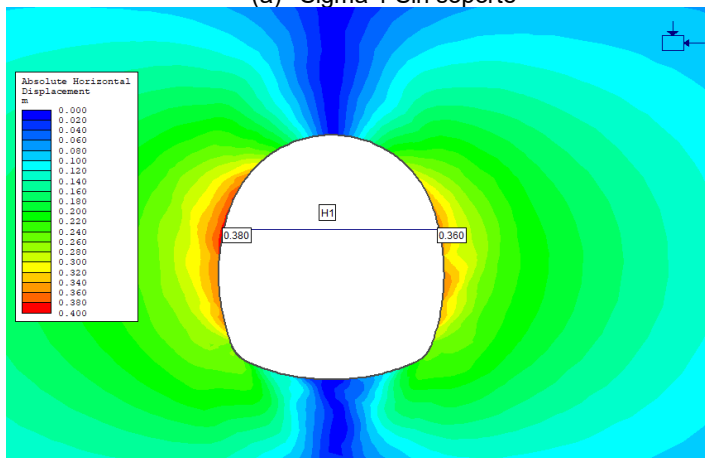
Fuente: Elaboración propia (2020)



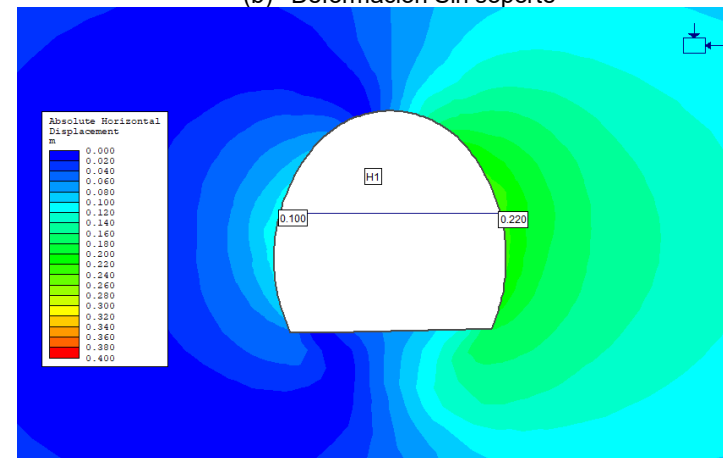
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



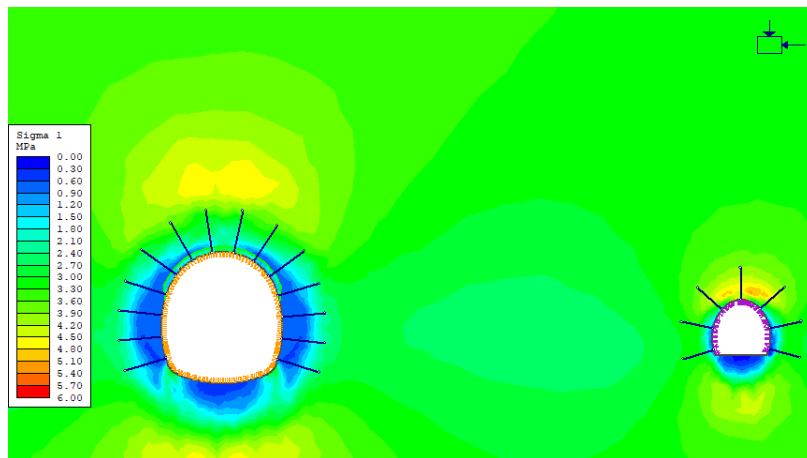
(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



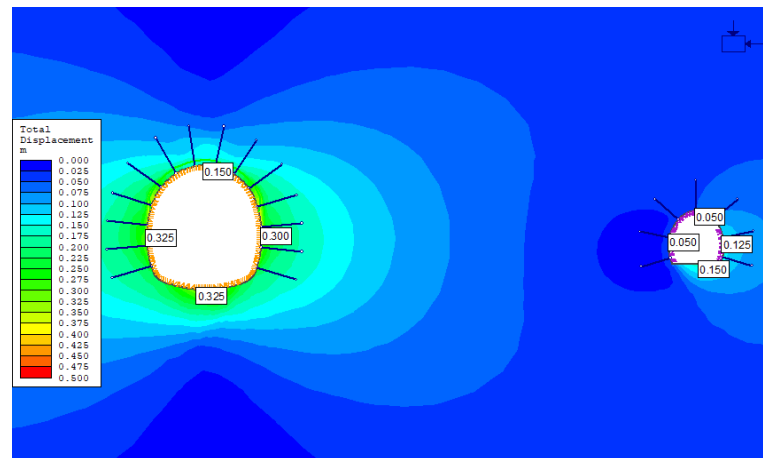
(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 40 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=0.7

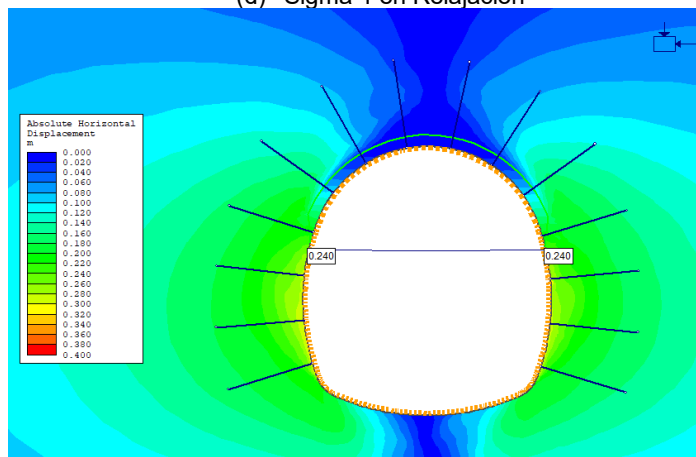
Fuente: Elaboración propia (2020)



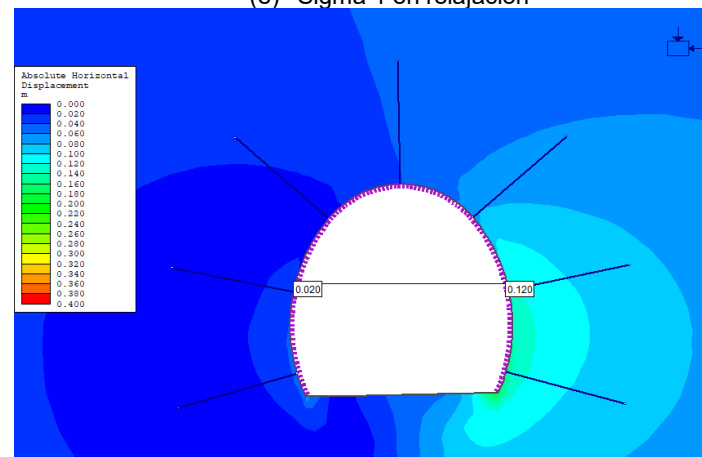
(d) Sigma 1 en Relajación



(e) Sigma 1 en relajación



(f) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1

Figura A10 - 41 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=0.7

Fuente: Elaboración propia (2020)

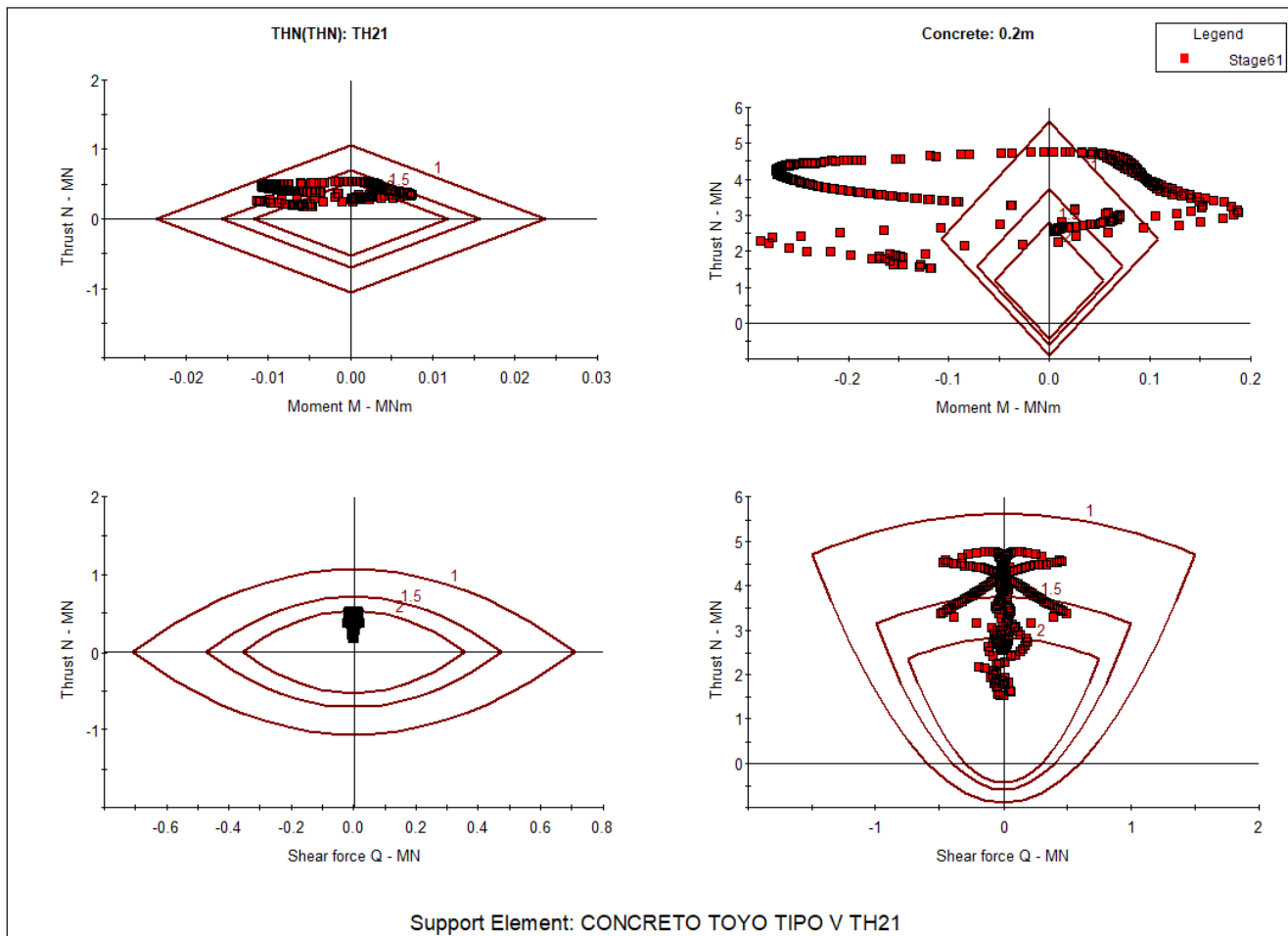


Figura A10 - 42 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso2-k=0.7
Fuente: Elaboración propia

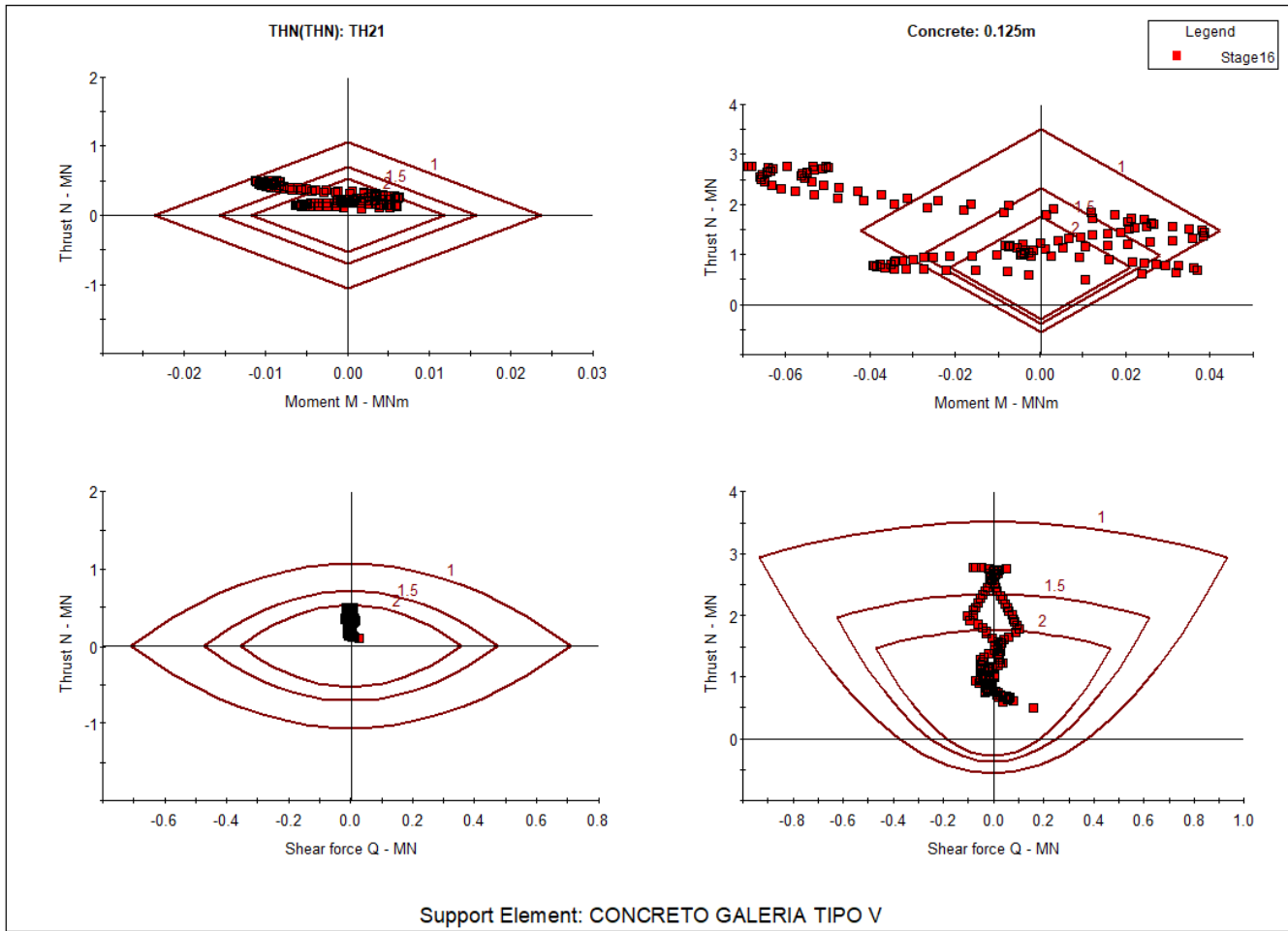


Figura A10 - 43 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería. Caso2-k=0.7. Fuente: Elaboración propia

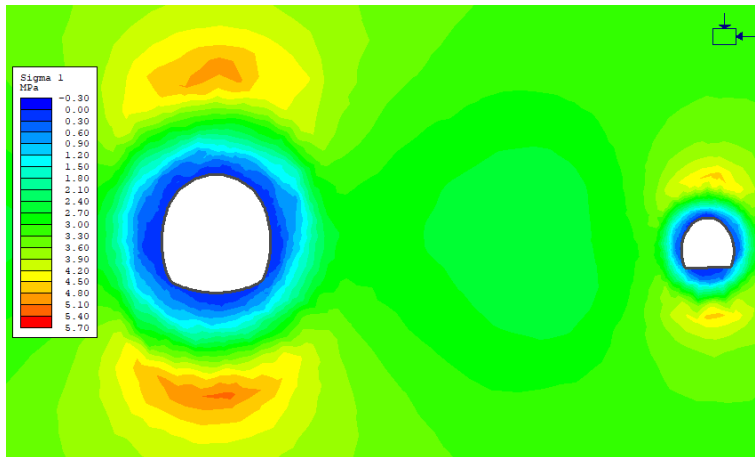
10.4.7 Resultados caso2-k=0.65

Field Stress Properties

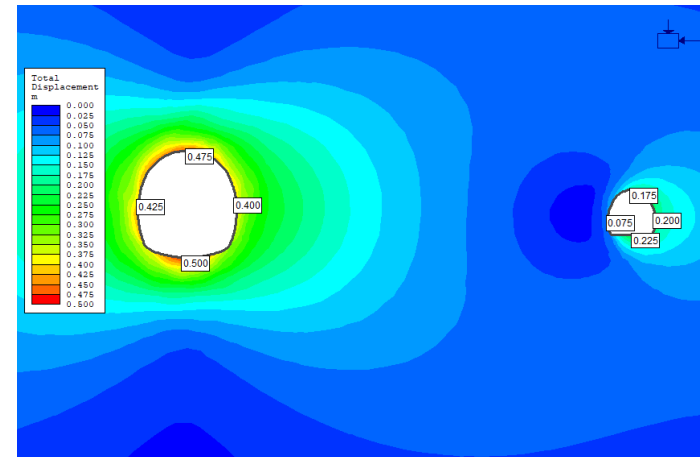
Field Stress Type:	Constant
Sigma 1 (MPa, Comp. +):	3.2334
Sigma 3 (MPa, Comp. +):	2.1017
Sigma Z (MPa, Comp. +):	2.1017
Angle (degrees from horizontal, CCW):	0
Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +) :	0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +) :	0

Figura A10 - 44 Tensor de esfuerzo in-situ caso2-k=0.65

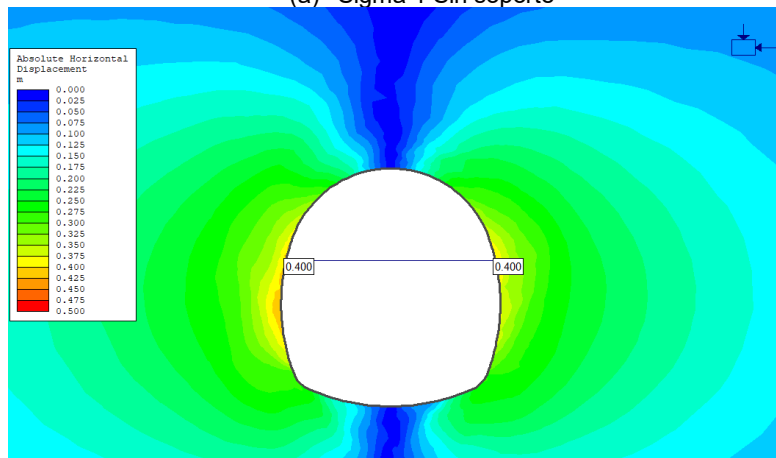
Fuente: Elaboración propia (2020)



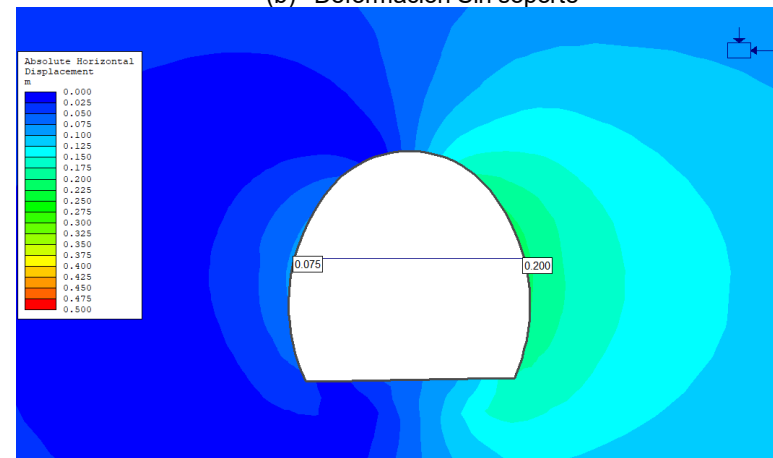
(a) Sigma 1 Sin soporte



(b) Deformación Sin soporte



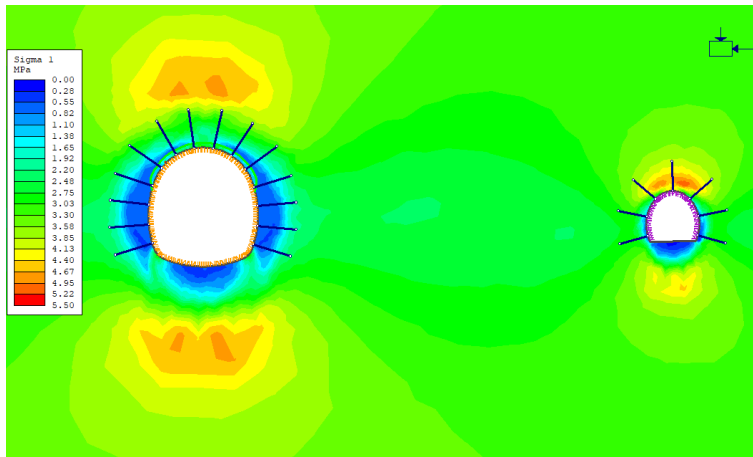
(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



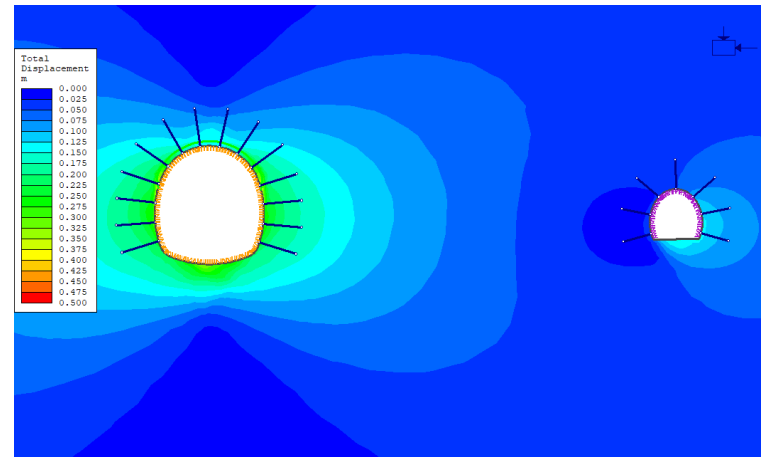
(d) Desplazamiento horizontal absoluto galería H1

Figura A10 - 45 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=0.65

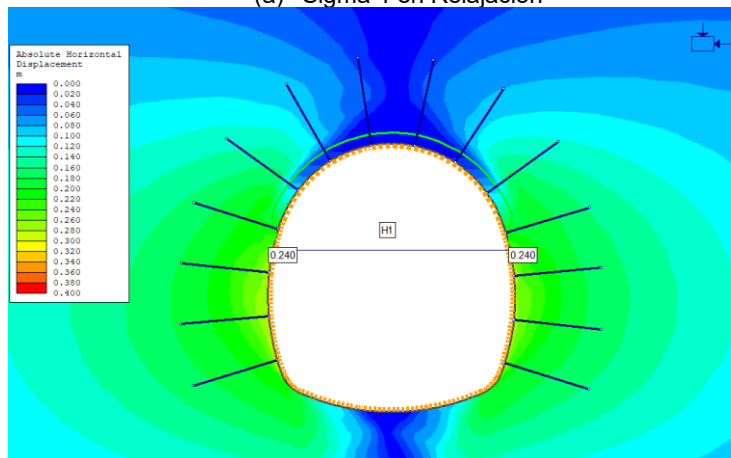
Fuente: Elaboración propia (2020)



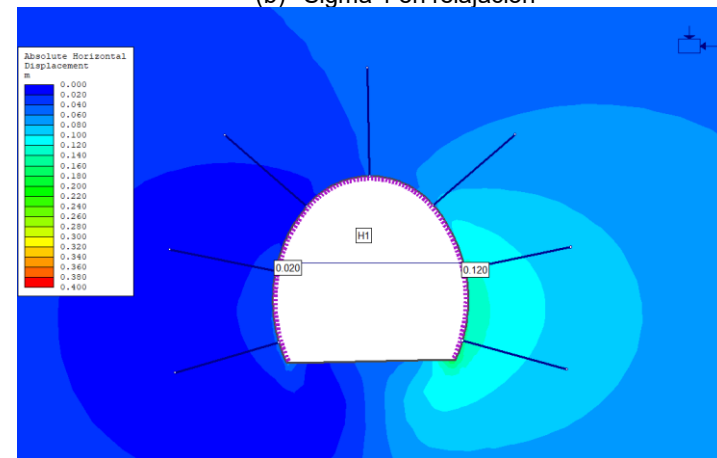
(a) Sigma 1 en Relajación



(b) Sigma 1 en relajación



(c) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1



(d) Desplazamiento horizontal absoluto túnel del Toyo H1

Figura A10 - 46 Esfuerzo y desplazamiento sin soporte. Caso2-k=0.65

Fuente: Elaboración propia (2020)

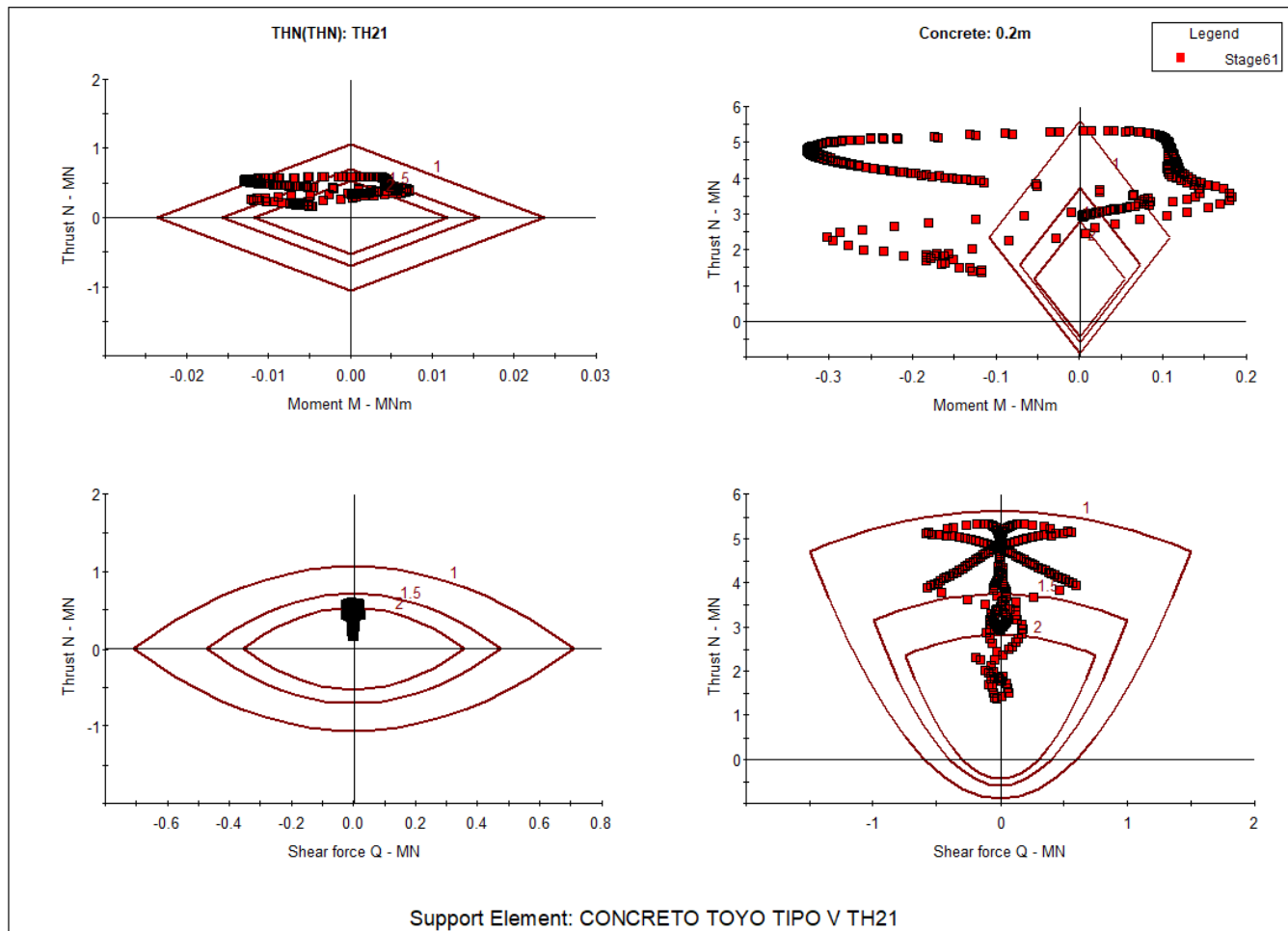


Figura A10 - 47 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado del túnel del Toyo. Caso2-k=0.65
Fuente: Elaboración propia

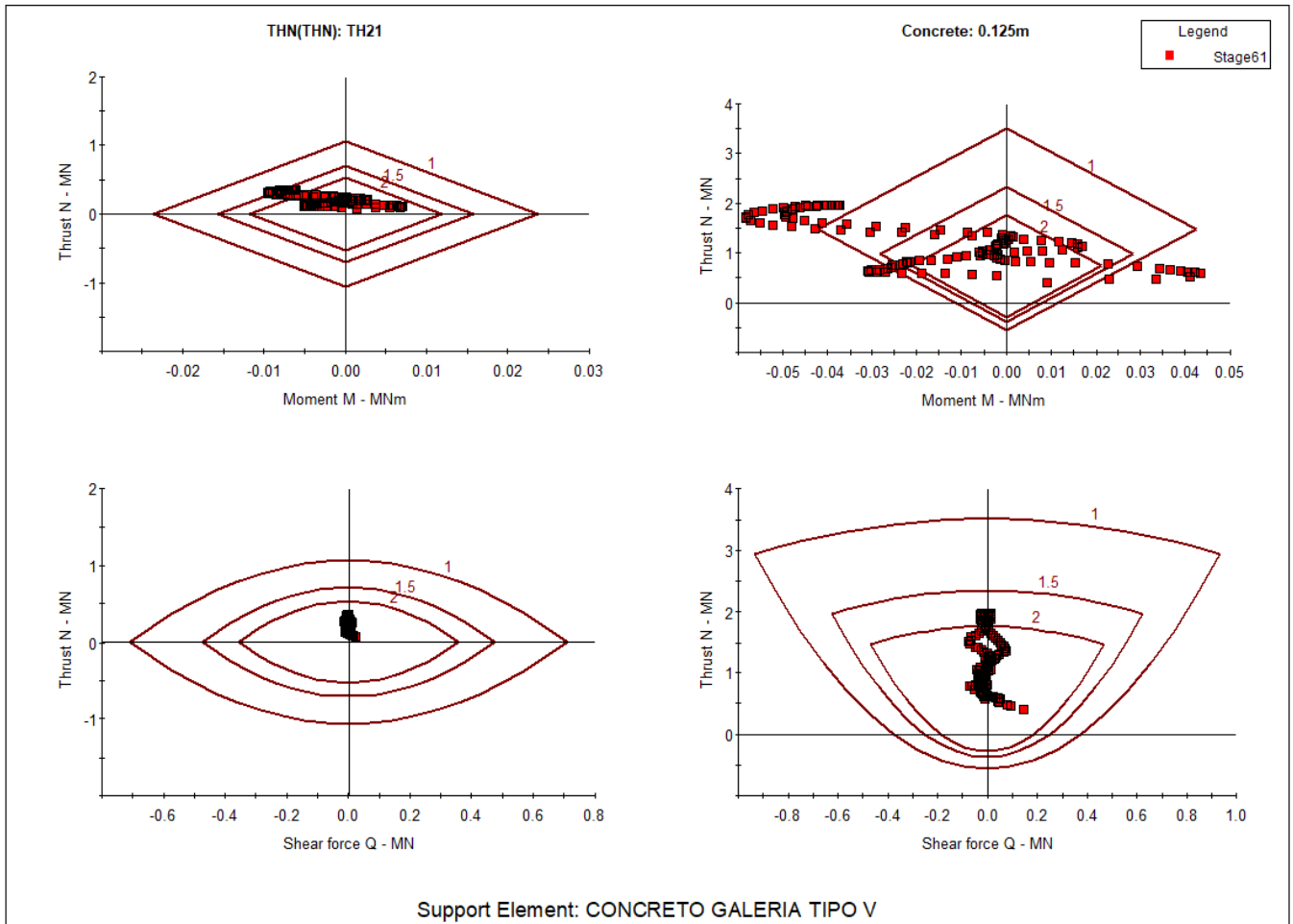


Figura A10 - 48 Diagrama de capacidad de soporte del concreto lanzado de galería.
 Caso2-k=0.7. Fuente: Elaboración propia