



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

# TRABAJO DE FIN DE MASTER

---

Estudio geotécnico-estructural del túnel de Bombolí en la vía Alóag-Unión Toachi,  
Ecuador.

---

*Presentado por*

Devesa Peiró, Francisco

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

*Curso: 2020/2021*

*Fecha: 25/06/2021*

*Tutor: Francisco Javier Torrijo Echarri*



## Índice de documentos.

0. Memoria.
1. Anejo topográfico.
2. Anejo geológico.
3. Anejo sismotectónico.
4. Anejo geotécnico.
5. Anejo de trazado.
6. Anejo sostenimiento.
7. Anejo excavabilidad.
8. Anejo de estudio de alternativas.
9. Anejo de valoración económica.
10. Anejo ODS.
11. Anejo bibliográfico.
12. Planos.

Memoria.

## Índice

<b>1. Introducción.....</b>	<b>4</b>	<b>10. Sección transversal.....</b>	<b>18</b>
<b>2. Objetivos.....</b>	<b>4</b>	<b>11. Sostenimiento.....</b>	<b>19</b>
<b>3. Alcance de los trabajos.....</b>	<b>5</b>	11.1. Generalidades de la metodología de excavación.....	19
<b>4. Emplazamiento del proyecto.....</b>	<b>5</b>	11.2. Medios utilizados para el cálculo.....	19
<b>5. Estudio topográfico.....</b>	<b>5</b>	11.3. Predimensionamiento de los sostenimientos.....	19
5.1. Objetivos y alcance específicos a la topografía.....	5	11.1. Análisis tenso-deformacional.....	23
5.2. Bases generales del proyecto.....	6	11.1.1. Diseño de la malla.....	23
<b>6. Geología.....</b>	<b>6</b>	11.1.2. Condiciones de contorno.....	23
6.1. Geomorfología.....	6	11.1.3. Tipología de elementos finitos utilizados en el modelo.....	23
6.2. Volcanismo.....	7	11.1.4. Definición de los elementos de sostenimiento.....	24
6.3. Sistemas de drenaje.....	8	11.1.5. Tensiones iniciales.....	26
6.4. Unidades geomorfológicas.....	8	11.1.6. Modelos constitutivos de los materiales.....	26
6.5. Fenómenos de remoción en masa.....	9	11.1.7. Interpretación geológica de las secciones modeladas.....	27
6.6. Geología estructural.....	10	11.1.8. Fases de cálculo.....	29
6.6.1. Fallamiento local.....	10	11.1.9. Resultados de la optimización de los sostenimientos por métodos numéricos.....	31
6.6.2. Geología estructural.....	11	11.2. Estabilidad cinemática en rocas (cuñas).....	35
6.7. Geología local.....	11	11.2.1. Estudio de las inestabilidades por cuñas tratadas.....	35
6.7.1. Litoestratigrafía.....	11	11.3. Emboquilles.....	37
6.8. Hidrogeología.....	13	<b>12. Excavabilidad.....</b>	<b>37</b>
<b>7. Sismotectónica.....</b>	<b>13</b>	12.1. Viabilidad técnica según la dureza del macizo.....	37
<b>8. Geotecnia.....</b>	<b>14</b>	12.2. Criterio de excavabilidad para tuneladoras según Biwniawski (2004).....	38
8.1. Propuesta de reconocimiento geotécnico del túnel Bombolí.....	14	12.3. Excavabilidad con rozadoras.....	38
8.1.1. Definición de los sondeos.....	14	12.4. Velocidad de las ondas sísmicas.....	38
8.1.2. Campaña en las boquillas del túnel.....	15	12.5. Excavabilidad en función del espaciado de discontinuidades e ls.....	39
8.1.3. Otras prospecciones.....	16	12.6. Rozabilidad en función de la resistencia.....	39
8.2. Campaña geotécnica realizada.....	16	12.7. Índice Schimazek.....	40
8.2.1. Perforaciones a rotación.....	16	12.8. Excavabilidad según autores.....	40
8.3. Caracterización geotécnica de los materiales.....	16	<b>13. Instrumentación y auscultación.....</b>	<b>40</b>
<b>9. Trazado.....</b>	<b>17</b>	<b>14. Estudio de alternativas.....</b>	<b>40</b>
9.1. Alineación horizontal.....	17	14.1. Trazado.....	40
9.2. Alineación vertical.....	18	14.1.1. Alternativa 1.....	40
9.3. Coordinación de las alineaciones horizontal y vertical.....	18	14.1.2. Alternativa 2.....	41
9.4. Ancho y bombeo de la vía.....	18	14.1.3. Alternativa 3.....	41
		14.1.4. Análisis de las alternativas.....	41

14.2.	Método constructivo.....	42
14.2.1.	Alternativa 1. Métodos convencionales.....	42
14.2.2.	Alternativa 2. Método mixto excavación-entibación.....	42
14.2.3.	Alternativa 3. Tuneladoras. ....	42
14.2.4.	Condicionantes técnicos.....	42
14.2.5.	Análisis de las alternativas.....	42
14.3.	Maquinaria a emplear. ....	43
14.3.1.	Alternativa 1. Perforación y voladura.....	43
14.3.2.	Alternativa 2. Rozadoras. ....	43
14.3.3.	Alternativa 3. Retroexcavadoras combinadas con martillos hidráulicos. ....	43
14.3.4.	Análisis de las alternativas.....	44
14.4.	Alternativa óptima a emplear. ....	44
<b>15.</b>	<b>Valoración económica. ....</b>	<b>44</b>
15.1.	Estimación del coste de ejecución. ....	44
15.1.1.	Bernard-Constantin, 1982, .....	45
15.1.2.	ADIF, 2008. ....	45
15.1.3.	Fórmulas analíticas y ábacos de estimación de costes, Moreno, 2013. ....	45
15.2.	Coste final de la obra estimado.....	46
<b>16.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>46</b>

## 1. Introducción.

En la presente memoria se encuentran resumidos los datos que, en mayor detalle, se encuentran en los diversos anexos al proyecto.

La obra viene motivada por el interés del gobierno de Pichincha en ampliar a cuatro carriles la vía Alóag-Unión Toachi, con la consecuente realización de un túnel a la altura del sector Bombolí, comprendido entre las abscisas 20+221 a 21+959.

Esta ampliación viene reforzada por el interés por parte del Ministerio de Transporte y Obras Públicas de Ecuador, por fomentar el desarrollo económico, productivo y turístico entre la Costa y la Sierra, conectando de este modo la capital de gobierno y la económica (Quito y Guayaquil respectivamente), con una carretera que presente unas mayores prestaciones y capaz de soportar una Intensidad Media Diaria (IMD) superior.



Figura 1. Ubicación del tramo La unión del Toachi-Alóag donde está emplazado el proyecto. Fuente: GoogleEarth.

El tramo Alóag-Unión del Toachi cuenta con 72.5 km, conformándose en dos subtramos: Alóag-Tandapi (46 km) y Tandapi-Unión del Toachi (26.5 km). El subtramo Alóag-Tandapi es aquel que contará con la presencia de la obra subterránea, que se estima en 1.7 km de longitud, convirtiéndose en el túnel de mayor longitud del país, superando en unos 400 m al túnel Guayamasamín, en Quito.

El presente trabajo final de máster tiene como objetivo el estudio de las diferentes alternativas del túnel, así como los cálculos y diseño del sostenimiento, excavación y los emboquilles; proponiendo un presupuesto del coste de la obra. Como se ha comentado, el presente documento recaba la información que está presente con mayor detalle y extensión en cada uno de los diferentes anexos. A continuación, se hace un inventario de los diferentes documentos que conforman el presente trabajo.

1. Memoria.
2. Anejo topográfico.
3. Anejo geológico.
4. Anejo geotécnico.
5. Anejo sismotectónico.
6. Anejo del estudio de sostenimiento.
7. Anejo de escalabilidad.
8. Anejo de estudio de alternativas.
9. Anejo del estudio económico.
10. Anejo de Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).
11. Planos.

Así pues, el presente documento, Memoria, presentará la misma estructura, abarcando por capítulos cada uno de los documentos, a excepción de 10. Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) y de 11. Planos. Que no se recapitularán en este documento.

## 2. Objetivos.

El presente documento contiene los aspectos relacionados para la correcta elaboración del diseño y construcción del túnel, desde el punto de vista geotécnico, cumpliendo con la normativa ecuatoriana, realizando una comparativa de las diferentes soluciones factibles, y escogiendo entre ellas aquella que se considere como óptima, por último, se realizará un estudio del presupuesto que podrá alcanzar dicha obra.

- Determinar las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas y sismo tectónicas del lugar de emplazamiento de la obra.
- Realizar un estudio alternativo del trazado.
- Estudio del sostenimiento de la obra, del sistema de excavación empleado y de la ejecución de los emboquilles.
- Cálculo y análisis de las diferentes alternativas, con elección de la óptima para la casuística indicada.
- Realización de un presupuesto estimado de la obra.

### 3. Alcance de los trabajos.

El alcance de los trabajos realizados está indicado desde el punto de vista geotécnico, es decir, no se entrará en detalle a todos los demás elementos que influyen en la ejecución del túnel, no obstante, esto no indica que no se deban tener en cuenta, o no se los haya tenido en el proyecto.

De este modo, el alcance de los trabajos llega al estudio por completo y caracterización del terreno, así como sus condiciones sismotectónicas e hidrogeológicas. La obtención de las características del sostenimiento y la densidad del mismo, tanto a lo largo del eje del túnel como en los emboquilles. Se realizará un estudio de las posibles alternativas presentadas y de la valoración económica.

### 4. Emplazamiento del proyecto.

La obra tiene lugar en el continente americano, en Ecuador, concretamente en el centro-norte del país. El área donde se realizará el túnel se encuentra al sur de la provincia de Pichincha, en las proximidades de la capital Quito, en la vía Alóag – Unión Toachi, también conocida como E20, en el sector de Bombolí, comprendido entre los PK 20+221 a 21+959. A continuación, se muestran diversas figuras donde se puede encontrar el punto de la obra, marcado con un icono rojo.



Figura 2. Ubicación de la obra del túnel Bombolí, centrado en el país. Fuente: GoogleEarth.

En la primera de ellas, Figura 2, mostramos su ubicación con respecto al país de Ecuador, mientras que en la segunda hacemos un detalle a la ubicación con la carretera existente, la vía Alóag-Unión Toachi, concretamente en su paso por las localidades de Tandapi y Yolán.

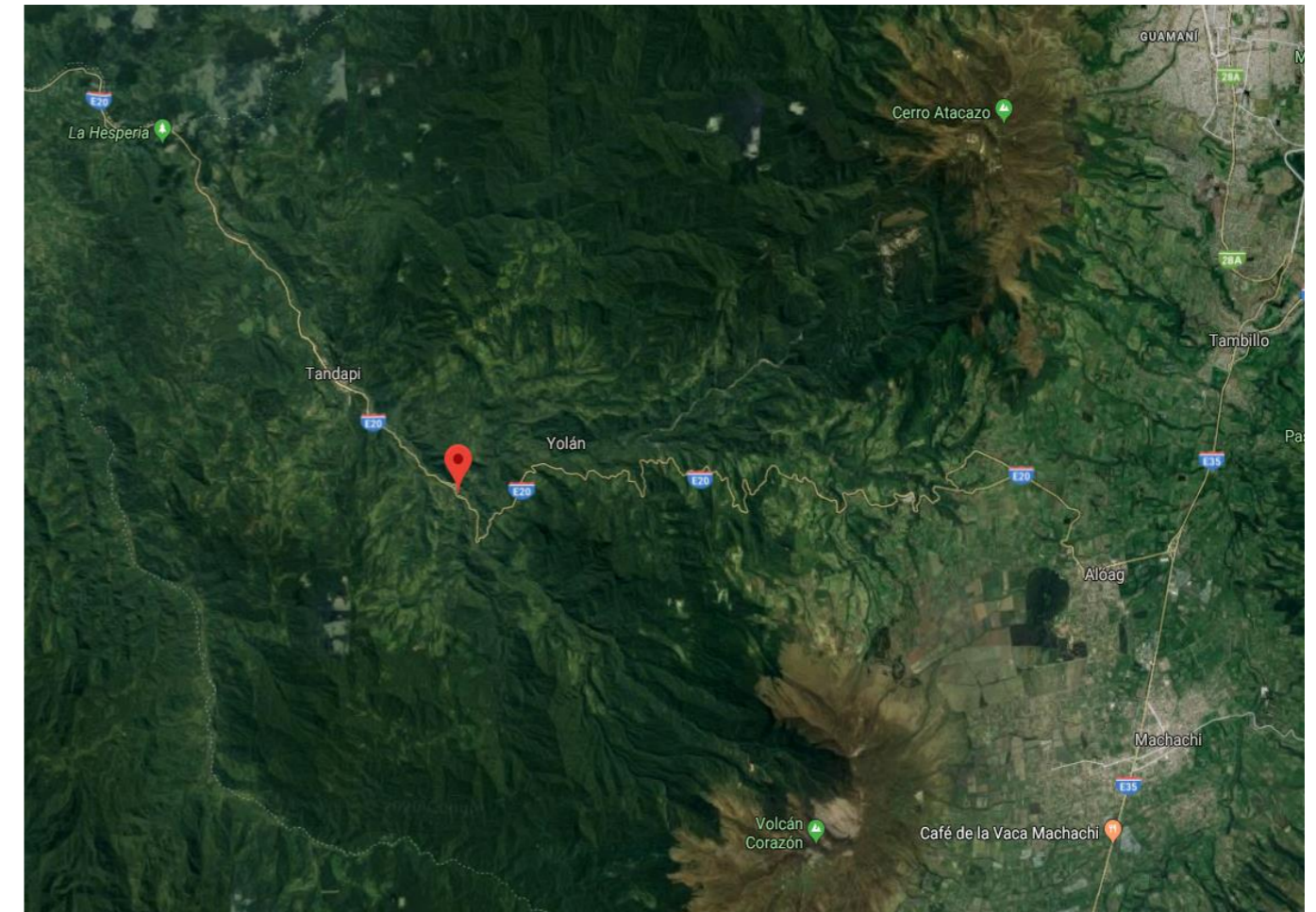


Figura 3. Detalle de la ubicación de la obra del túnel Bombolí. Fuente: GoogleEarth.

### 5. Estudio topográfico.

#### 5.1. Objetivos y alcance específicos a la topografía.

El objetivo de este capítulo es recabar las prescripciones técnicas cumplidas en la realización de los trabajos topográficos, donde tuvieron lugar:

- Ubicación del trabajo.
- Alcance del estudio topográfico.
- Bases generales del proyecto.
- Metodología de trabajo.

Se levantaron las zonas necesarias para el correcto diseño de la vía, con especial atención a los portales de entrada y salida, colocando banderas en las diferentes alternativas del trazado y en la ubicación de las

perforaciones, con todo ello, posteriormente se recabó en una serie de polígonos georreferenciados en el proyecto.

## 5.2. Bases generales del proyecto.

Para el levantamiento topográfico se utilizó el sistema de coordenadas UTMN, elipsoide de referencia WGS-1984. Con una tolerancia admisible tanto en la poligonación como la nivelación de:

- Cierre lineal menos a 1:3 000.
- Cierre altimétrico máximo admisible de  $E = \pm 10 K^{1/2}$ , siendo K el número de kilómetros y E el error expresado en milímetros.
- Cierre angula máxima de  $E = 3(N)^{1/2}$ , donde N es el número de vértices.

En el anexo correspondiente se muestran los diferentes planos y puntos topográficos tomados para la caracterización topográfica.

## 6. Geología.

En este capítulo se presenta el marco geológico donde se ubica el túnel Bombolí, haciendo hincapié en la caracterización geológica del trazado y portales de entrada y salida de la obra.

### 6.1. Geomorfología.

Las características resistentes de los materiales frente a la meteorización y erosión han permitido la conservación de los rasgos estructurales con laderas escarpadas y vertientes fuertemente disectadas.

La falla Tandapi se encuentra al norte de la zona estudiada, conformando una entalladura por donde discurren sistemas de drenaje menores.

Los rasgos del basamento están, en parte, cubiertos por una potente capa de materiales piroclásticos y de flujos lávicos, procedentes en su mayoría del Corazón. Este basamento está presente al oriente del área del túnel.

En el área de estudio, los materiales piroclásticos han modelado un relieve suavemente ondulado, cuyos bordes laterales se definen con pronunciadas laderas hasta farallones escarpados. En general, el control estructural se expresa como profundas quebradas con dirección N y NNW con presencia de estructuras menores que forman pequeños drenajes en sentido E-W. Presentan fuerte energía, permitiendo el depósito de materiales aluviales aguas abajo.

El área de emplazamiento del proyecto está limitada en su lado norte por la entalladura de la posible extensión de la falla Tandapi, al oeste por la quebrada Chaquishcahuaycu, y al sur y este por el borde occidental del complejo volcánico Corazón. El relieve presenta sustrato rocoso, que condiciona las geoformas, contornos y estabilidad, en dependencia con las condiciones atmosféricas (lluvia abundante, con elevada cobertura nubosa y neblina constante, lo que, además, genera una densa cobertura vegetal).



Figura 4. Ejemplo de accidente drenante, así como de la geomorfología de la zona. Fuente: GooleEarth.

Partiendo como base que, los taludes de mayor pendiente develan de sustratos rocosos coherentes, y los de menor de materiales suaves o sustratos rocosos alterados, en condición de suelo, se ha propuesto la siguiente clasificación del terreno por pendientes, a partir de un modelo de elevación digital del terreno (DEM).

Clasificación de las pendientes	
Rango (%)	Descripción
0-5	Suave a plana
5-15	Suave a moderada
15-25	Moderada
25-45	Moderada a abrupta
45-75	Abrupta
>75	Muy abrupta

Tabla 1. Clasificación de las pendientes por rangos.

Se ha determinado, el porcentaje de ocupación que abarca cada tipo de terreno según su rango de pendiente, con la finalidad de determinar la conformación del terreno.

CLASE	RANGO	DESCRIPCIÓN	ÁREA POR RANGO DE PENDIENTE (Km <sup>2</sup> )	ÁREA TOTAL DE ESTUDIO (Km <sup>2</sup> )	PORCENTAJE (%)
1	0 - 5%	Suave a plana	0.05	0.82	5.86
2	5 - 15%	Suave a moderada	0.03		3.52
3	15 - 25%	Moderada	0.10		12.02
4	25 - 45%	Moderada a abrupta	0.23		27.95
5	45 - 75%	Abrupta	0.20		24.53
6	>75%	Muy Abrupta	0.21		26.12

Tabla 2. Cobertura por rangos de pendientes. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

El área del proyecto abarca una superficie de 0.82 km<sup>2</sup> aproximadamente, con distribución de pendientes de:

- Pendientes suaves a planas: se presenta en las áreas superiores al túnel, con recubrimiento piroclástico.



- Pendientes suaves a moderadas: se extienden en la parte superior del túnel.
- Moderada: presente en los bordes de las vertientes moderadas y marcan límites de cambios de unidades de paisaje.
- Moderadas a abruptas: siendo la que mayor porcentaje presenta respecto al total. Se exponen en los bordes superiores de las vertientes.
- Abrupta y muy abrupta: rangos comunes en los portales de acceso y en las laderas de las vertientes abruptas y en los relieves abruptos y escarpados.

A continuación, se muestra un mapa con la ubicación de los diferentes rangos de pendiente estimados a lo largo de la traza del túnel.

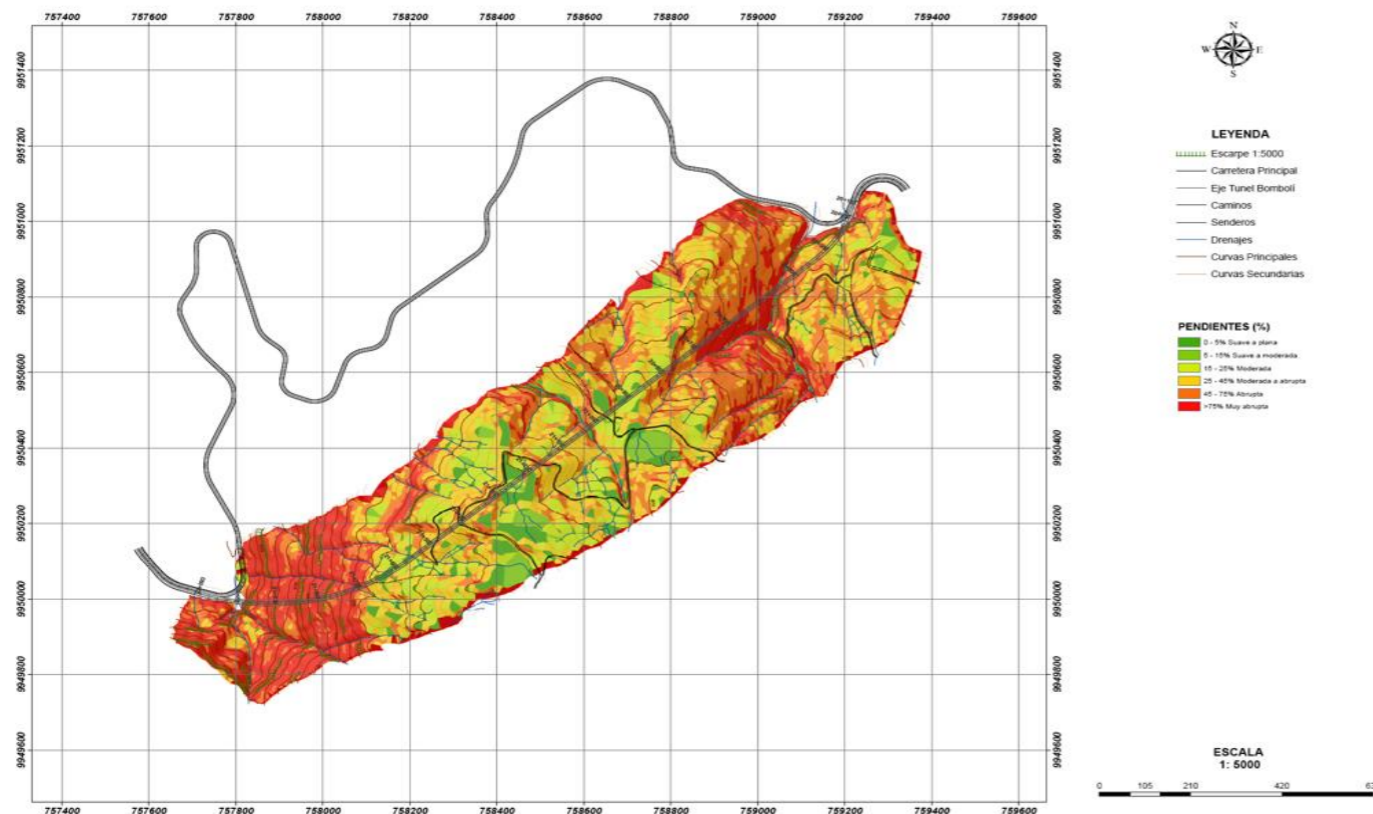


Figura 5. Mapa de pendientes con posible trazado del túnel Bombolí. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

## 6.2. Volcanismo.

La zona se caracteriza por una alta actividad volcánica, donde el complejo volcánico Corazón es el que mayor aporte de materiales piroclásticos y lávicos está realizando.

Como se puede observar en la Tabla 3., los volcanes potencialmente activos son Atacazo e Iliniza Sur, ubicados al oeste de la zona de estudio, en la cordillera Occidental, mientras que el volcán Cotopaxi, se sitúa al oriente, en la misma cordillera.

Volcán	Tipo	Coordenadas		Altura (msnm)
		Latitud	Longitud	
Atacazo	Potencialmente activo	0°21'24''S	78°37'08''W	4457
Corazón	Extinto o dormido	0°31'53''S	78°39'36''W	4790
Iliniza Sur	Potencialmente activo	0°39'45''S	78°42'58''W	5248
Almas Santas	Extinto o dormido	-	-	3745
Cotopaxi	Activo	0.68 S	78.43 W	5911

Tabla 3. Localización de los centros volcánicos y estado de actividad. Fuente: Instituto geofísico de Ecuador.

En la siguiente figura se puede observar la ubicación de los diferentes volcanes con respecto a la zona del proyecto.

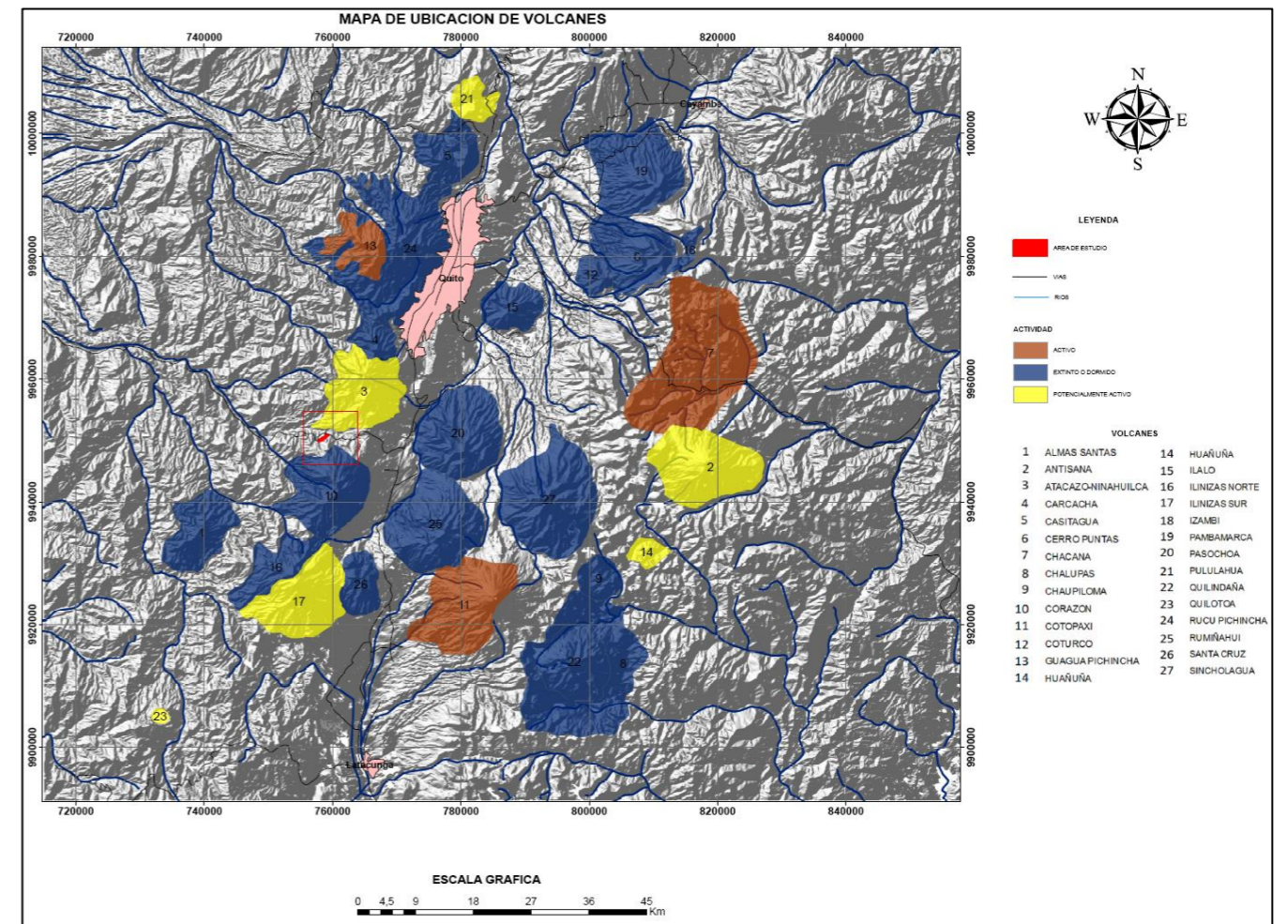


Figura 6. Mapa de ubicación de volcanes. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

Existe un elevado riesgo debido a los volcanes implicados en la zona donde se encuentra el proyecto.

### 6.3. Sistemas de drenaje.

A continuación, se enumeran los principales sistemas de drenaje y sus tendencias:

- Río Quitasol, sentido E-W
- Quebrada Chamilco, sentido N-S
- Quebrada Chaquishcahuaycu, sentido SSE-NNW
- Quebrada Florida y Viracruz, sentido S-N

La orientación del sistema drenante principal está controlada por las estructuras alineadas en dirección S-N, con una tendencia paralela de los drenes en la dirección predominante. Los patrones de drenaje resultantes de investigación son los siguientes:

- Drenaje sub dendrítico: cauces con una conformación casi paralela, agrupándose sucesivamente, formando un árbol ramificado. Este patrón de drenaje es característico de suelos homogéneos de granulometría fina o suelos con estrato rocoso superficial, con permeabilidad baja debido a la poca densidad de poros. Este patrón se observa en las zonas altas del área analizada.
- Drenaje sub paralelo: los cauces discurren de forma paralela, desaguando en un punto común. Este patrón es típico en los sistemas de drenaje principales. Presentan tendencias alineadas con cambios bruscos de dirección debido a los sistemas estructurales presentes.

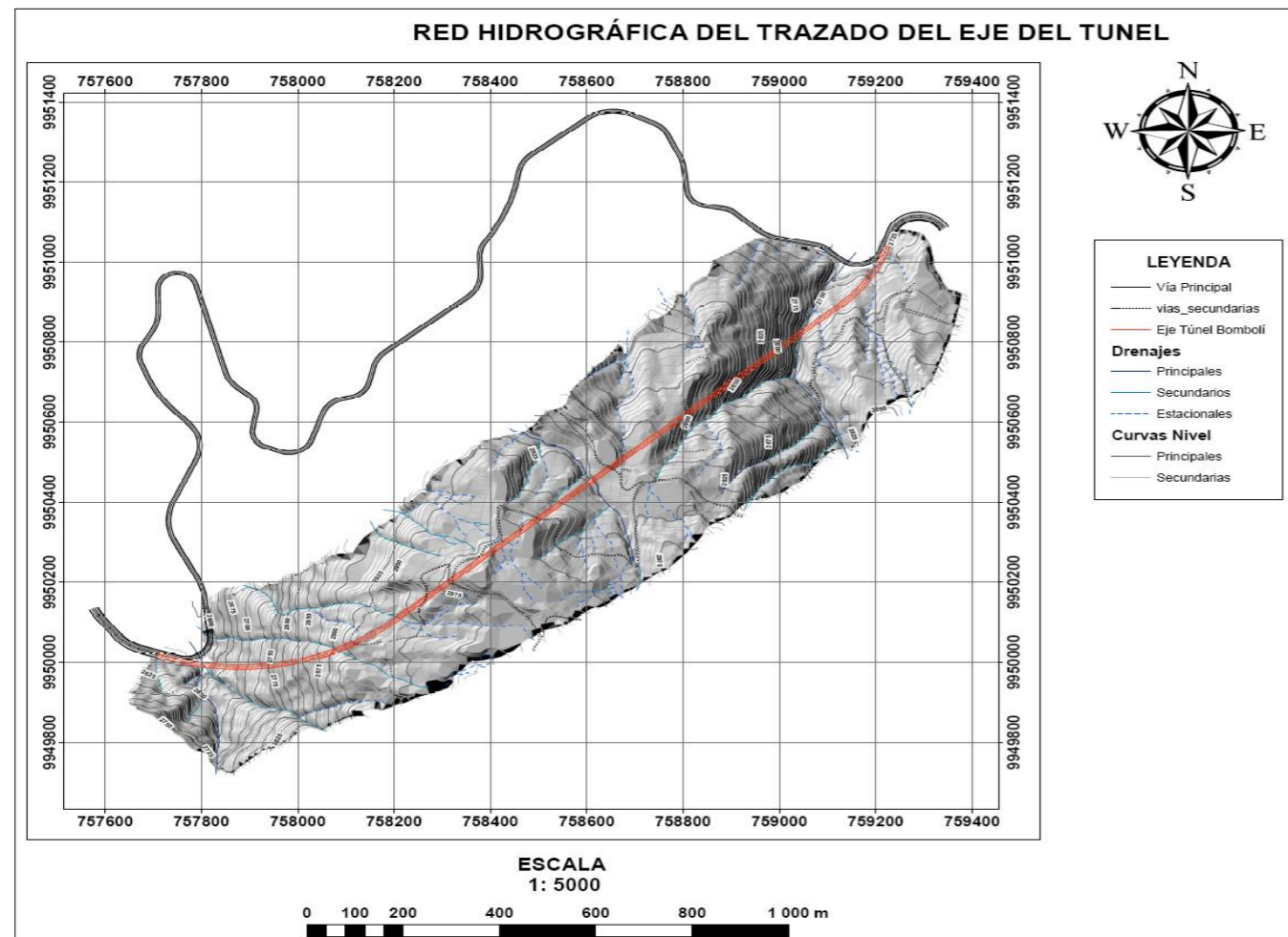


Figura 7. Mapa de redes hidrográficas. Fuente: TERRAHEDRO. Servicios y construcciones S.A.

### 6.4. Unidades geomorfológicas.

Geomorfológicamente, se han identificado dos unidades: el paisaje aluvial y el volcánico.

El paisaje aluvial se divide en paisajes aluviales de vertientes abruptas (VA), caracterizados por presentar materiales piroclásticos, flujos lávicos y materiales de basamento, con quebradas cerradas expresadas en formas de V, con elevada densidad vegetal y pequeñas áreas cárcavas alineadas paralelamente en sentido andino y E-W. Y las vertientes moderadas (VM) se encuentra en los sistemas de drenaje principales y tributarios, con formas redondeadas sobre depósitos de lapilli y brechas tobáceas, admitiendo una mezcla de depósitos aluviales finos y coluviales, cubriendo el sustrato rocoso.



Figura 8. Vertientes abruptas (757775E;9950229N) y Vertientes moderadas (758635E;99504475N) ordenadas según mención.

El paisaje volcánico se subdivide en relieves muy abruptos a escarpados (RE), volcánicos erosionados (RVE) y volcánicos suavemente disectado (RD). Los RE expresados en acantilados sub-verticales y escarpados con peligro de caída de bloques y fenómenos de remoción en masa, desarrollado en sustrato rocoso de depósitos piroclásticos sobre flujos lávicos y materiales sedimentarios; presentando una cobertura vegetal moderada-densa. Los RVE, ubicados en el área noreste del proyecto, en la hacienda La Florida, presentan una formación sobre sustrato rocoso de depósitos piroclásticos sobre flujos lávicos y materiales sedimentarios; formando drenajes sub-paralelos a sub-dentríticos debido a los interfluvios perennes de elevada energía. Los RD limitan la cabecera sur del túnel, expresada en superficies onduladas de pequeña elevación, estables en su mayoría salvo en alguna ribera de quebradas que se observan antiguos desplazamientos rotacionales de pequeña dimensión; esta formación se ha desarrollado sobre un estrato compuesto por brechas tobáceas, materiales sueltos y Lapili.



Figura 9. RE (757406E;9950356N); RVE (759211E;9950821N) y RD (758409E;9950286N).

### 6.5. Fenómenos de remoción en masa.

Los movimientos en masa observados en la zona son la caída y colapso de bloques y los deslizamientos.

La caída de bloques se origina en inclinaciones de laderas superiores a los 75°. Los flujos en taludes sub-verticales presentan al menos 3 sistemas de discontinuidades, que delimitan bloques irregulares con dimensiones variables, de formas masivas, irregulares, tabulares y fragmentadas, que pueden desprenderse de los bordes superiores de las laderas y escarpes. Este fenómeno es común en los bordes sur, y occidental del túnel, así como en las vertientes abruptas contiguas y sobre el portal de entrada de la obra.



Figura 10. Talud escarpado en lavas andesitas piroxénicas debido a la caída de bloques (757817E;995020N).

Se han observado 7 deslizamientos, 2 a los extremos del portal de entrada y 5 en el portal de salida. Los deslizamientos en el portal de entrada son antiguos, apagados, con inclinación abrupta, con densa cobertura vegetal que ayuda a la estabilidad. Con matriz areno-limosa suelta, que envuelven desde cantos volcánicos centimétricos hasta bloques métricos de andesitas basálticas. Algunos de estos deslizamientos están siendo alterados, generando inestabilidades de la masa superior. Estos deslizamientos observados son del tipo rotacional, pese a que las superficies de deslizamientos no están del todo claras.

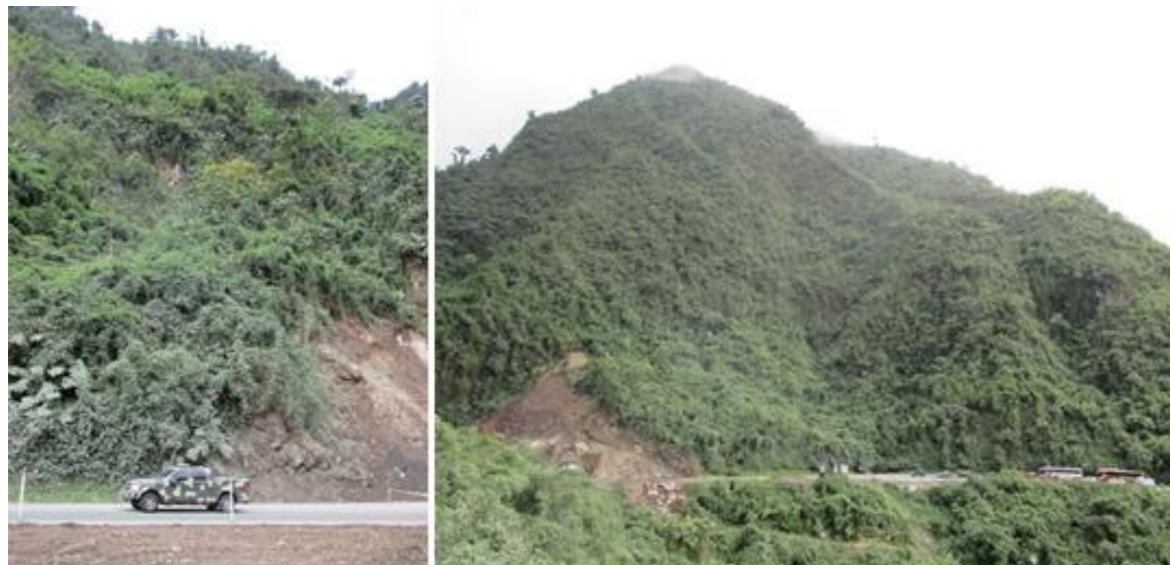


Figura 11. Deslizamiento rotacional apagado. Portal de entrada del túnel Bombolí (Izquierda: 757836E;995055N; Derecha: 757760E;9949987N).

En el portal de salida del túnel, se observan antiguos deslizamientos rotacionales que se encuentran estables sin evidencias de actividad en la actualidad. No obstante, se ha delimitado un pequeño deslizamiento en el portal de salida que desplaza areniscas y la cobertura piroclástica; con presencia de filtraciones de agua. Este material desplazado debe ser eliminado previa actuación inicial de los trabajos de obra.



Figura 12. Deslizamiento rotacional suspenso. Portal de salida. (759211E;9951006N).

Número	Coordenadas		Área (m <sup>2</sup> )	Tipo	Estado	Dirección buz.	Buz.	Material deslizado
	E	N						
D1	757733	9950000	8715,31	Rotacional	Apagados	0	66	Coluvial y parte superior del macizo rocoso
D2	757822	9950114	4139,92	Rotacional	Apagado	81	66	Coluvial y parte superior del macizo rocoso
D3	759212	9951005	6176,65	Rotacional	Reliquia	102	44	Depósitos piroclásticos
D4	759238	9950850	1897,52	Rotacional	Reliquia	124	56	Depósitos piroclásticos
D5	759193	9950892	571,01	Rotacional	Reliquia	147	39	Depósitos piroclásticos
D6	758879	9951000	8699,9	Rotacional	Reliquia	214	55	Depósitos piroclásticos
D7*	759205	9950998	2724	Rotacional	Suspenso	315	65	Areniscas y cobertura piroclástica

Tabla 4. Ubicación y características de los desplazamientos observados. \*Este desplazamiento no se representa en el mapa geológico 1:5 000, por su limitada extensión. Sí que aparece en el mapa geológico del portal de salida. E: 1:500.

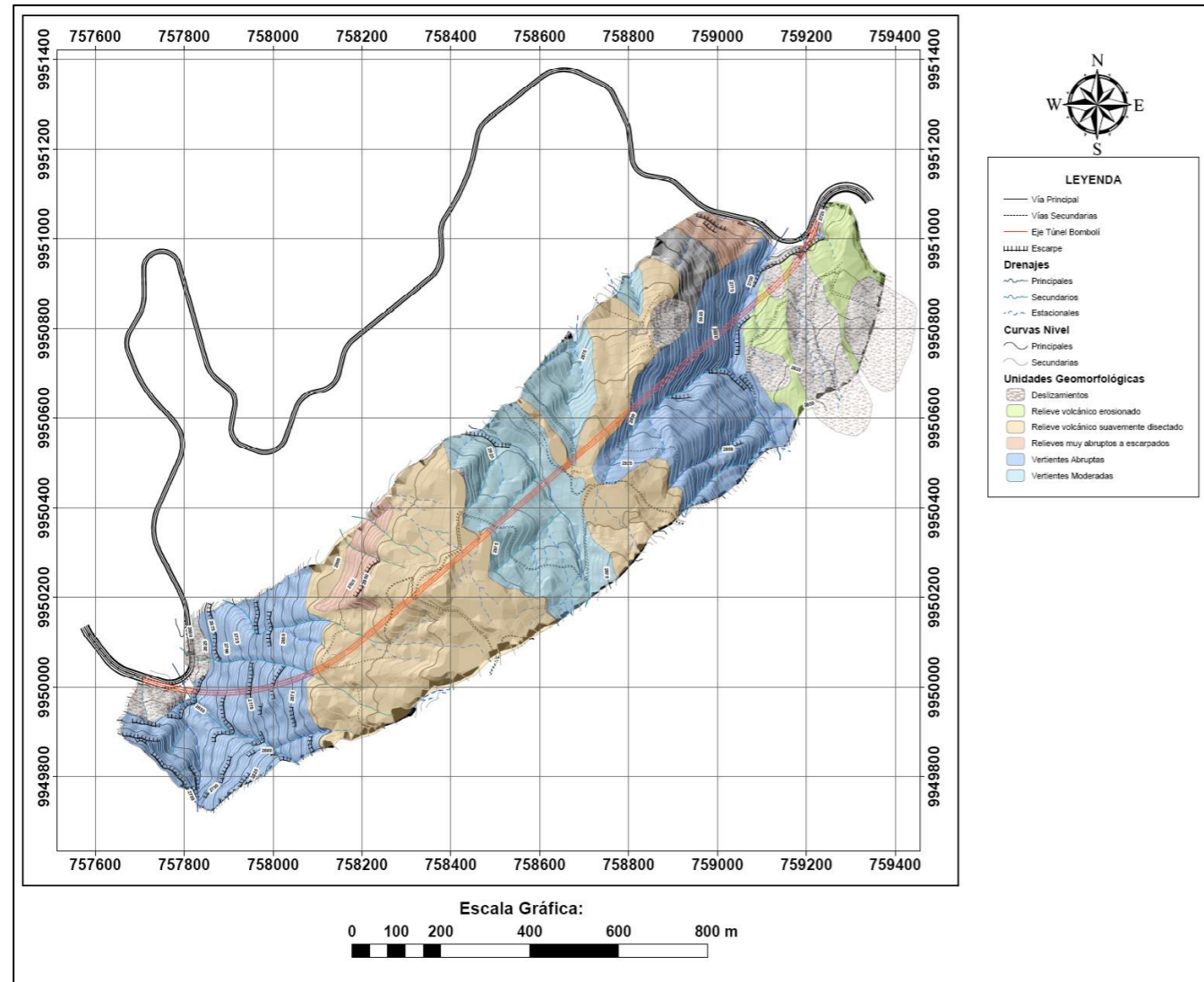


Figura 13. Mapa geomorfológico. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A.

## 6.6. Geología estructural.

### 6.6.1. Fallamiento local.

El área del proyecto se sitúa dentro de la zona A, caracterizada por fallas superficiales transcurrentes por sistemas de fallas inversas, alto registro sísmico y predominancia cortical.

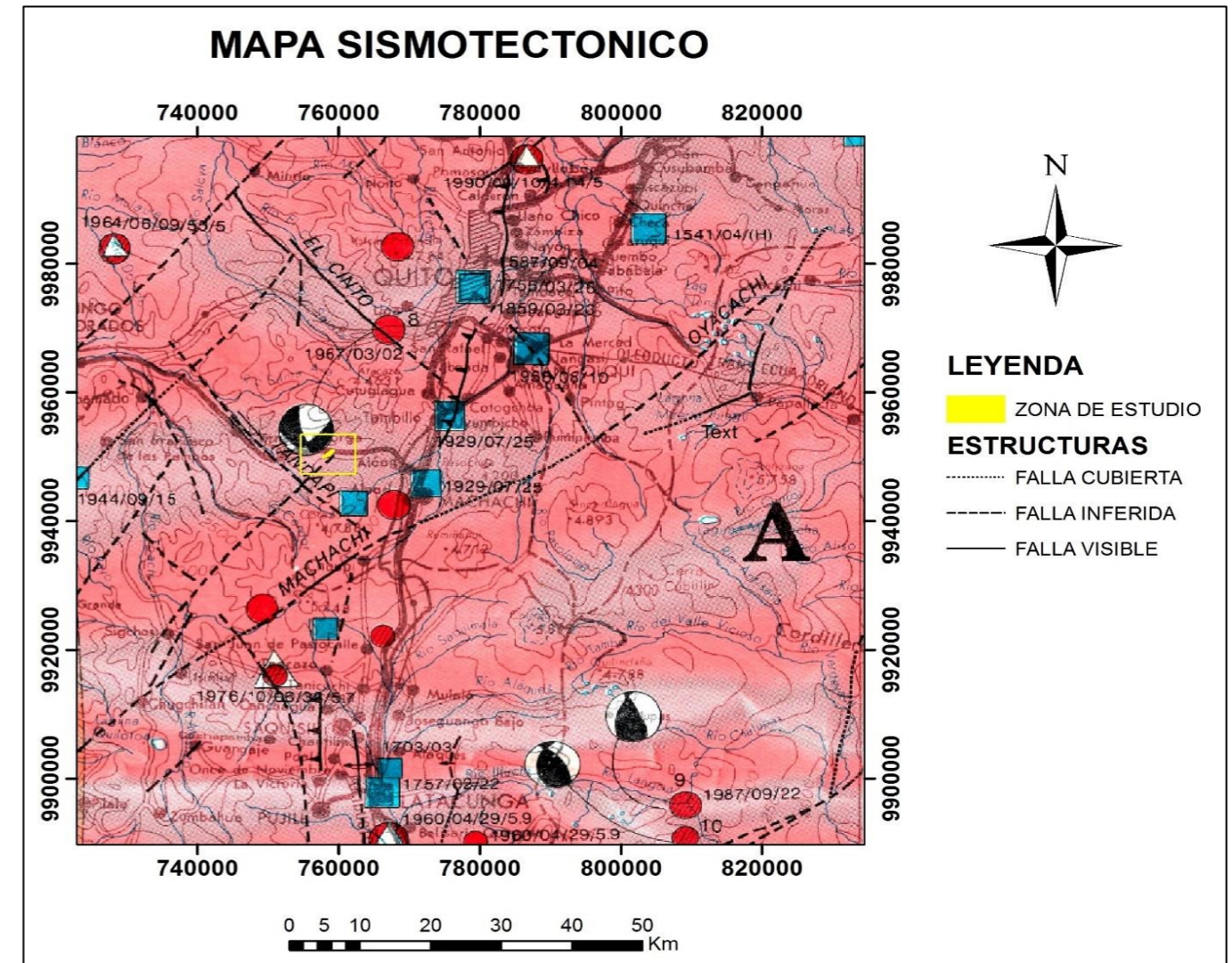


Figura 14. Mapa sismotectónico de Ecuador. Área de proyecto. Fuente: Dirección nacional de defensa civil. 1991. Mapa sismotectónico de Ecuador. E: 1: 100 000. Escuela Politécnica del Ejército. Quito-Ecuador.

El área del proyecto se dispone en un régimen compresivo con desplazamiento lateral dextral principal con una dirección aproximada N30°E, al cual se conjugan fallas oblicuas y transversales posiblemente sinestrales. Se presentan lineamientos en los bordes de las laderas norte del proyecto que podrían responder a distensiones.

De la memoria y mapa de fallas y pliegues cuaternarios de Ecuador y Regiones Oceánicas adyacentes (2003) se extrajo la siguiente síntesis:

- EC-30. Falla El Cinto (al norte del área del proyecto). Desplazamiento lateral (sinetral).
- EC-32. Falla Tandapi (lado occidental del área del proyecto). Orientación N-S con sentido de movimiento inverso que caracteriza la parte norte de la falla. La parte sur está limitada por el lineamiento Chisinche

(EGüaz and Yepes, 1994). Longitud 16.1 km. Sentido N37°W+/-8°, sentido de movimiento desplazamiento lateral sinextral. Rango de movimiento:1-5 mm/año.

- EC-35, Falla Machachi (al oriente del área del proyecto). Soulas et. al. (1991) presenta un movimiento dextral a lo largo de la falla, formando crestas de presión y menores asociados a fallas inversas y normales menores. Longitud 33.4 km, sentido N60°E+/-12°, sentido del movimiento dextral. Rango de movimiento 1 mm/año.

### 6.6.2. Geología estructural.

Los lineamientos trazados no evidencian en superficie desplazamientos relativos entre bloques, por lo que no se puede definir sentidos de los desplazamientos laterales, salvo un lineamiento sobre el portal de salida que inicia una tendencia ENE que progresa a NE conforme se avanza al norte y que en superficie evidencia un desplazamiento lateral dextral. Para definir las tendencias estructurales de los lineamientos se utilizó el diagrama de rosetas.

Lineamiento/Junta	Tendencia
E1	N10°-20°E
E2	N0°-10°W
E3	N30°-40°W
E4	N50°-60°E
J1	N20°/30°E
J2	N10°/20°W
J3	N80°E

Tabla 5. Resumen de juntas y lineamientos.

Se puede concluir que la familia de juntas J1 presenta tendencias similares al sistema principal de lineamientos (E1), y que pueden ser resultado de la transcurriencia dextral andina. La familia de juntas J2 presenta tendencias próximas a la de las familias secundarias de los lineamientos E2 y que puede ser resultado de la acción del régimen tensional sinextral. Para determinar las tendencias de los sistemas de juntas, se aplicó el diagrama de Smith, en el cual se proyectó los polos y se delimitó las concentraciones, asociándolas en familias estructurales medias.

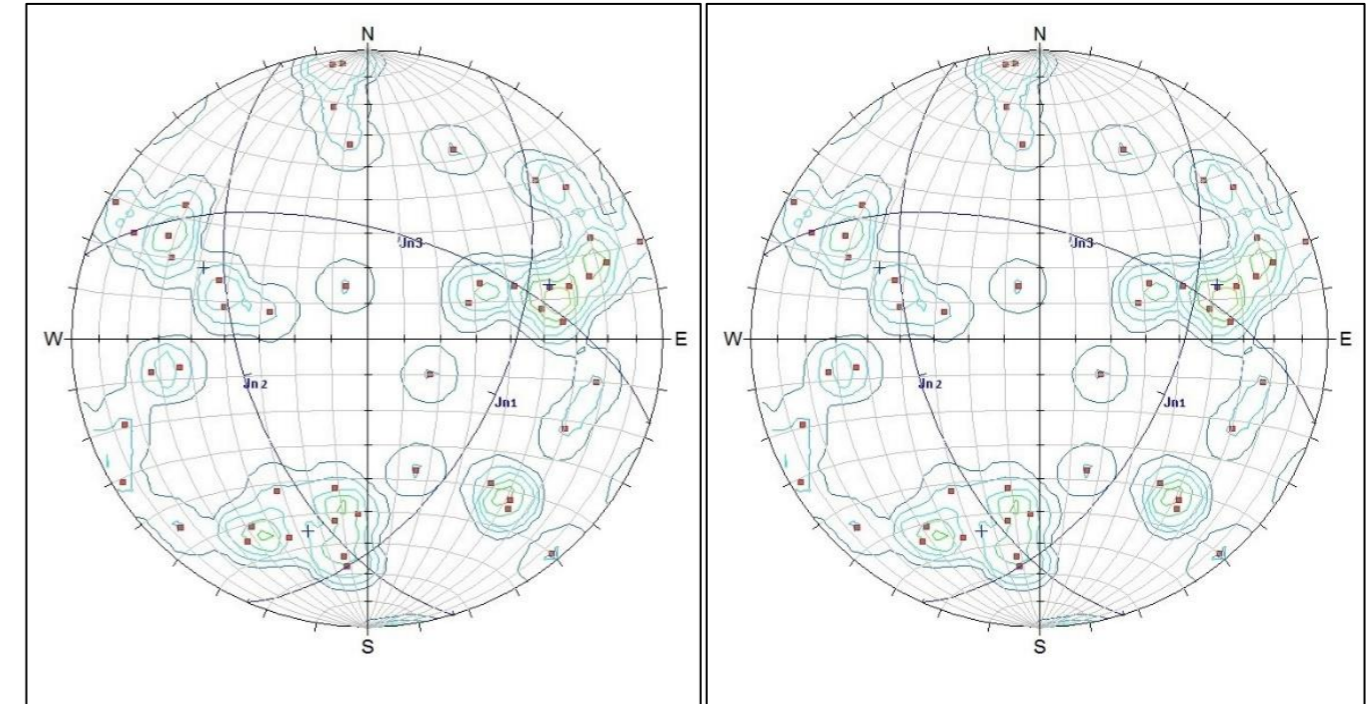


Figura 15. Concentración de polos y familias de juntas principales (izquierda) y esporádicas (derecha). Fuente: TERRAHYDRO. Servicios y Construcciones S.A.

Tipo de familia	Nombre	Dirección de buzamiento	Buzamiento
Principal	Jn1	017	61 +/-18
Principal	Jn2	253	54 +/-24
Principal	Jn3	114	51 +/-21
Esporádica	Je1	320	61 +/-6
Esporádica	Je2	072	70 +/-21
Esporádica	Je3	174	74 +/-18

Tabla 6. Resumen de las tendencias de familias y características.

### 6.7. Geología local.

#### 6.7.1. Litoestratigrafía.

- Areniscas, tobas, limolitas y arcillas.

Se halla en cortes verticales en el portal de salida, al Oeste de la Hacienda de Florida, en la ruta Alóag-Santo Domingo (759211E/9951006N). Está compuesta por una secuencia sedimentaria formada por areniscas tobáceas y tobas de composición andesítica. Presentan muy baja permeabilidad con casi inexistente presencia de porosidad. Resistencia del material de rocas blandas y suelos duros, taludes estabilizados, salvo en la parte alta del antiguo talud de salida, que delimita un deslizamiento rotacional suspenso, afectando a la parte superficial del depósito.

- Tobas brechosas.

Expuesta en el portal de entrada del túnel, en la carretera Alóag-Santo Domingo. Los taludes son estables, con fracturas de espaciado métrico. Su composición está formada por un 70% de matriz limosa con bajo contenido de arcilla, de color verde amarillenta y plasticidad baja con compacidad muy densa, dilatancia media. Presenta resistencias de rocas muy duras y de pómez suave.

➤ Lahar.

Se encuentran en el sondeo PTB-4, en el antiguo portal de salida del túnel Bombolí. Compuesto por depósitos de limo arenoso entre un 70 a 90%, con alta humedad, envolviendo clastos volcánicos. Resistencia de clastos de roca dura.

➤ Andesita piroxénica de grano medio a grueso.

Aflora a lo largo de la quebrada ubicada al este de la Hacienda Viracruz (757897E/9950520N). Esta roca es de composición andesítica piroxénica.

➤ Andesita piroxénica de grano grueso.

Aflora en la vía Alóag – Santo Domingo en la abscisa 20+432.36 (759137E/9950965N). Con zonas masivas y fracturadas (clasto lavas), las fracturas presentan superficie irregular rugosa, con resistencia de roca muy dura. La roca en superficie fresca presenta meteorización ligera.

➤ Lavas de andesitas hornbléndicas.

Afloran a lo largo del margen derecho de la quebrada La Florida (759137E/9950965N) y (759125E/9950947N). La roca aflorante presenta una resistencia de roca dura y muy dura. La superficie exhibida presenta meteorización. La roca trata de una andesita hornbléndica. Presenta diferentes grados de meteorización y resistencias secuenciado, en la parte más elevada la roca muestra una meteorización ligera, resistencia de roca muy dura y en la zona inferior presenta un grado de meteorización moderado a alto, alto grado de fracturación, y resistencia de roca blanda; posiblemente esta roca meteorizada está próxima al contacto con las brechas tobáceas.

➤ Brechas tobáceas.

Sobre los flujos lávicos, aglomerados, areniscas, tobas, se extiende un manto brechoso tobáceo, completamente meteorizado a condición de suelo. La roca se expone masiva, matriz soportada, con permeabilidad y porosidad baja. Se comporta como un suelo con matriz limo arcillosa, plasticidad baja, compacidad densa a media, dilatancia baja a media.

➤ Depósitos volcanoclásticos.

Comprenden una secuencia conformada por una mezcla de materiales granulares superficiales procedentes de la erosión y meteorización del sustrato rocoso superficial, de materiales coluviales, aluviales, cubiertos por un nivel de lapilli de pómez; en ciertos sitios se presentan entremezclados con depósitos de ladera. De compacidad baja, susceptible a la erosión por procesos eólicos, este estrato de potencia aproximada de 1.00m, se dispone sobre un nivel de suelo pardo de compacidad densa con potencia mayor a 1.5m. Estos materiales están extendidos periclinamente sobre toda el área.

➤ Aluviales.

Se divisan franjas pequeñas de depósitos aluviales a lo largo de los drenajes que disectan los portales de entrada y de salida, en las abscisas 23+000 y 20+200 respectivamente. Estos depósitos son de limitadas extensiones que se exponen donde se suavizan las pendientes. Generalmente presentan matrices arenosas y limo-arenosas, con un contenido clástico entre gravas finas hasta bloques decimétricos. En el portal de entrada se presentan pequeños depósitos que muestran una matriz arenosa con compacidad suelta, porosa y permeable, con clastos de rocas volcánicas tipo andesitas piroxénicas y escorias, con formas redondeadas a sub-angulosos y comprenden: un 30% de grava gruesa, 10% de grava fina, un 20% de guijarros y un 40% de bloques.

➤ Coluviales.

Los depósitos son variados, se encuentra constituido por limos arenosos que integran cantos de gravas y bloques de diferente diámetro y forma. Se encuentran dispuestos al pie de las laderas, donde las pendientes se suavizan.

Generalmente se presentan pequeños depósitos en ciertos bordes. En general se exhiben en los bordes de los taludes con inclinaciones abruptas y escarpadas. En la zona superior al túnel, sus depósitos son mínimos.

➤ Deslizamientos.

Se exponen en diversos sitios del trazado, en el portal de entrada y salida del túnel Bombolí (El listado de los deslizamientos se presenta en el capítulo de geomorfología).

➤ Portal de entrada.

A ambos márgenes del portal de entrada se presentan antiguos deslizamientos, apagados, con una superficie con inclinaciones abruptas, cubiertos por una vegetación densa, sus escarpes principales están cubiertos por una vegetación espesa y exponen saltos sub-verticales, mientras los escarpes secundarios siguen trazados menos claros. En la margen derecha del portal se presenta un deslizamiento antiguo tipo rotacional, en un afloramiento de aproximadamente 9m de alto y 20m de ancho, se presenta inestable, muestra un desarrollo de una capa de suelo de aproximadamente 1m. Presenta una matriz limo-arenosa, clasto soportada, de compacidad suelta, con clastos angulosos polimícticos, centimétricos a decimétricos, con resistencias de rocas muy duras. En la parte superior se observa un horizonte de lapilli (pómez) de aprox. de 0.70 m de espesor, inestable. En la margen izquierda del portal de entrada del túnel Bombolí se presenta un antiguo deslizamiento, de 15m de alto y 50m de ancho, con abundante vegetación y una capa de suelo de alrededor de 1m en su cabecera. Presenta una matriz (en un 60%), limo-arenosa con compacidad suelta, humedad baja, que envuelve un 40% de clastos, que comprenden rocas volcánicas (andesitas algo meteorizadas), con formas angulosas y tamaños entre 10cm y 5m, los clastos muestran resistencia de rocas altas. Estos depósitos por las labores de limpieza se presentan inestables.

➤ Portal de salida.

Sobre el portal de salida del túnel Bombolí se disponen deslizamientos rotacionales reliquias, conservados por las prominentes formas que demarcan sus límites. Estos son estables sin evidencia de actividad actual. Se ha delimitado un pequeño deslizamiento en el sitio del portal de salida, que desplaza a las areniscas y a su cobertura piroclástica, éste presenta una superficie de falla cóncava con dirección de avance hacia la vía, en la zona baja de la falla se presentan filtraciones. Desplaza la parte más superficial del paquete de arenisca y los materiales de cobertura. Su escarpe principal es discontinuo y curvo con saltos decimétricos y grietas en la masa desplazada, la vegetación se presenta inclinada. Este deslizamiento es suspenso y se recomienda realizar una limpieza que contemple su desbroce, previo a la etapa de construcción.

➤ Relleno antrópico.

Estos materiales son el producto del relleno de vertientes y cortes para el levantamiento de plataformas de maniobras y de vías. Son una mezcla de elementos detríticos de diversos diámetros, en dependencia de su utilidad. En el portal de salida se dispone de una escollera en el borde derecho de la quebrada que comprende la disposición de bloques decimétricos a métricos de andesitas basálticas de resistencias muy duras; para el levantamiento de la plataforma se ha utilizado una mezcla de materiales granulares entre limos y arenas y clastos de rocas volcánicas muy angulosas, entre gravas finas a cantos, cubiertos por una capa de arena gruesa a fina.

A continuación, se muestra la disposición de la litología mencionada en el área de estudio.

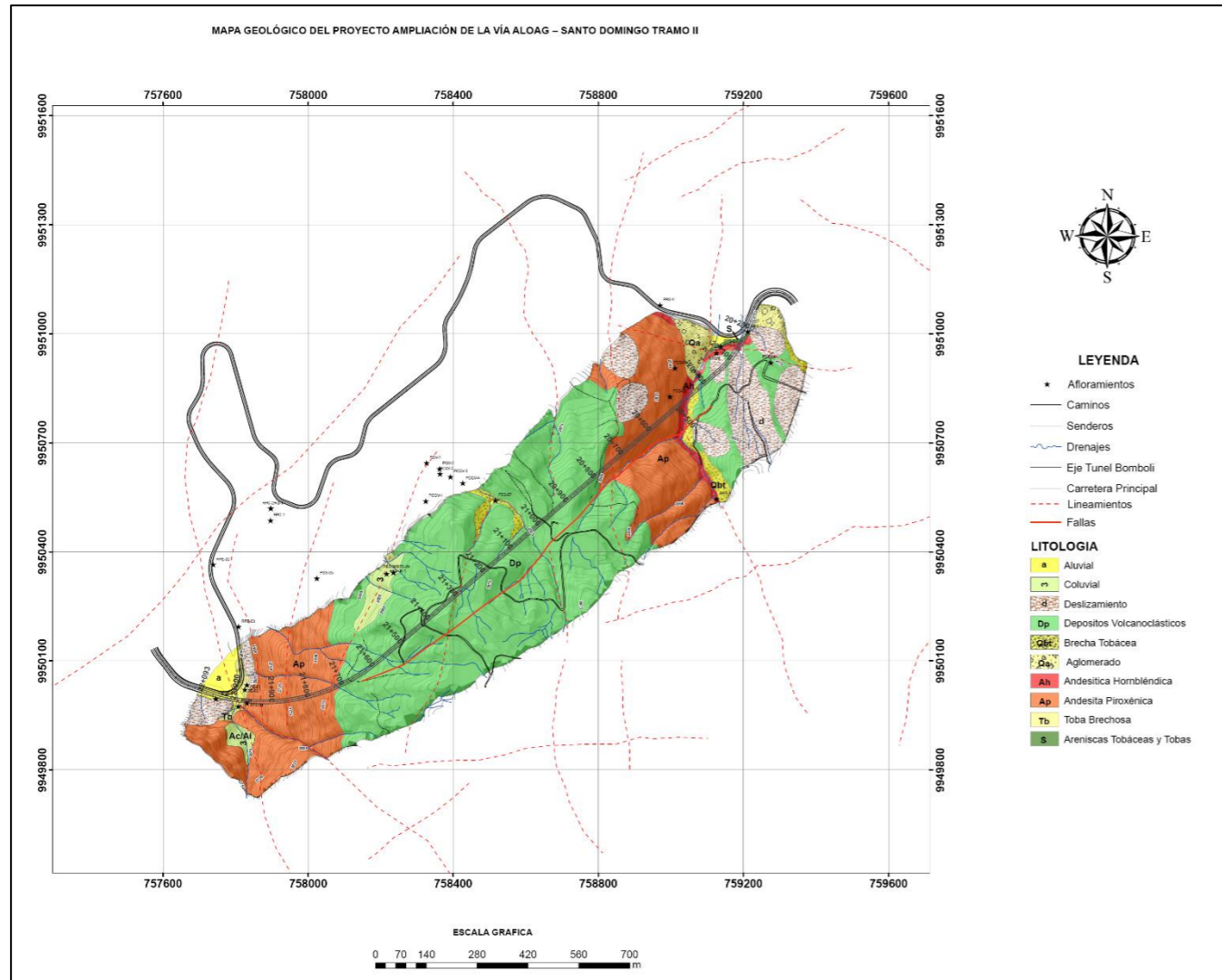


Figura 16. Mapa geológico. Escala 1:5 000. Fuente: TERRAHDRO. Servicios y Construcciones. S.A.

### 6.8. Hidrogeología.

Para el estudio hidrogeológico se ha supuesto que el régimen del flujo es laminar, en correspondencia a la litología existente. En la perforación PTB-1 (entrada del túnel), se han registrado caudales permanentes que varían entre los 1.1 y 18 l/s en función de la profundidad, obteniendo los valores más elevados a mayor profundidad. A partir de esta perforación se ha llegado a la conclusión de que el flujo de agua promedio en el flujo piroclástico alcanza un valor de 1-2 l/s, en lavas 3-8 l/s y en lavas fracturadas o zonas de falla entre 15-20 l/s.

A partir del perfil litológico y los registros de perforación de los pozos, se ha asumido un nivel freático en zonas de cizallamiento de espesor 20 m.

Las cuencas aportantes a la zona de emplazamiento de la obra corresponden a la microcuenca de la quebrada de Bombolí, y la quebrada S/N, recogiendo un total de 5.91 km<sup>2</sup>.

Se ha recurrido a la estación climatológica Izobamba (0° 22' 0" S/ 78° 33' 0" W) para obtener los datos necesarios para la caracterización del balance hídrico de la zona. La precipitación media anual obtenida ha sido de 1 453.8 mm, con una evapotranspiración del 45.19% y una escorrentía del 54.81%. Para el cómputo de los

coeficientes de infiltración, se han utilizado las fórmulas propuestas por las Naciones Unidas: "Manual de Instrucciones de Estudios Hidrológicos". Se ha recurrido al Método de Goodman en régimen estacionario para el cálculo del caudal infiltrado, llegando a la conclusión de un caudal subterráneo disponible de las cuencas aportantes al proyecto de 110 m<sup>3</sup>/s, correspondiente a un caudal específico de 0.018 l/s/m<sup>2</sup>. Obteniendo un caudal total en el túnel de 253.3 l/s.

### 7. Sismotectónica.

En el entorno cercano de Ecuador se está produciendo una subducción de la placa Nazca bajo la placa suramericana. Este frente tectónico activo genera eventos sísmicos que van a suponer la creación de frentes de ondas elásticas, las cuales transmitirán la energía liberada en los hipocentros hacia las diferentes capas del terreno en superficie. Esto proporcionará aceleraciones y movimientos dinámicos de los materiales geológicos donde se encuentra la estructura que se está diseñando en este estudio. El resultado puede ser la consiguiente posibilidad de afección a la misma en términos de daños, fallas o incluso colapso en el caso que se diese un gran sismo. Los resultados de la investigación sismorresistente se adjuntan en el anexo correspondiente.

En el mismo anexo se puede observar una tabla resumen de los eventos sísmicos en las proximidades de la obra, haciendo un total de 25 terremotos de los que se tiene constancia. En la Figura 17 se muestra una fotografía satélite con los eventos registrados desde 1990 hasta 2009, no habiendo registros en 2010 y 2013, entre estos años se registraron sismos con magnitud menor a 4.

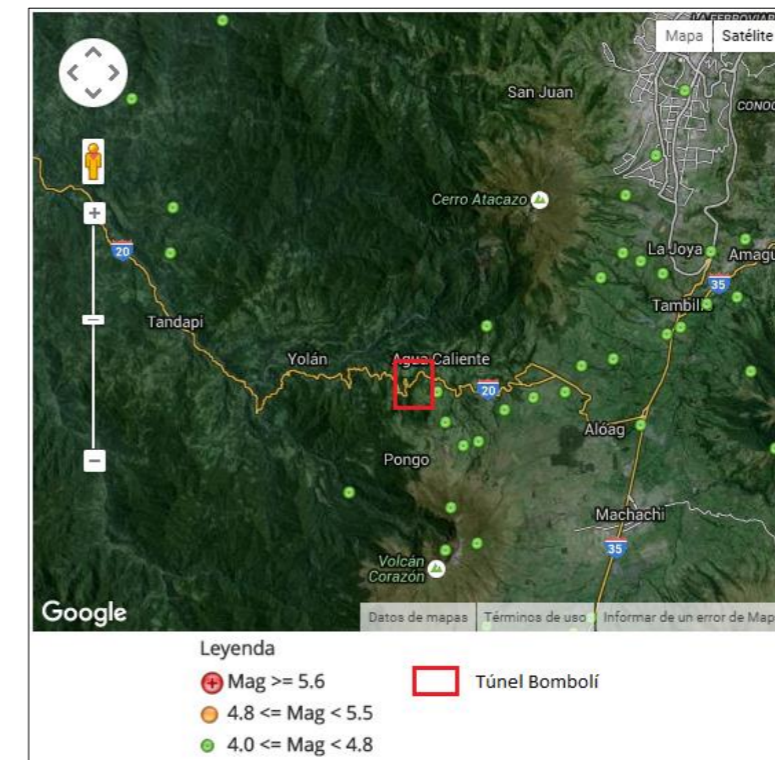


Figura 17. Imagen satélite con sismicidad registrada desde 1990 hasta 2009, en las proximidades de la zona de estudio. En recuadro rojo el emplazamiento de la obra. Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/historica.html>

Se ha recurrido a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo 2 de Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente. Cap. 2 de Peligro y Diseño Sismo Resistente. Código NEC-SE-DS. Año 2014, en el cual se divide Ecuador en 6 zonas sísmicas caracterizadas por un factor de valor Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada

para el sismo de diseño y expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, al igual que se hace en la normativa española NCSE-02 (Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación). A continuación, se muestra la división sísmica del país, marcando en un cuadrado la zona de estudio.

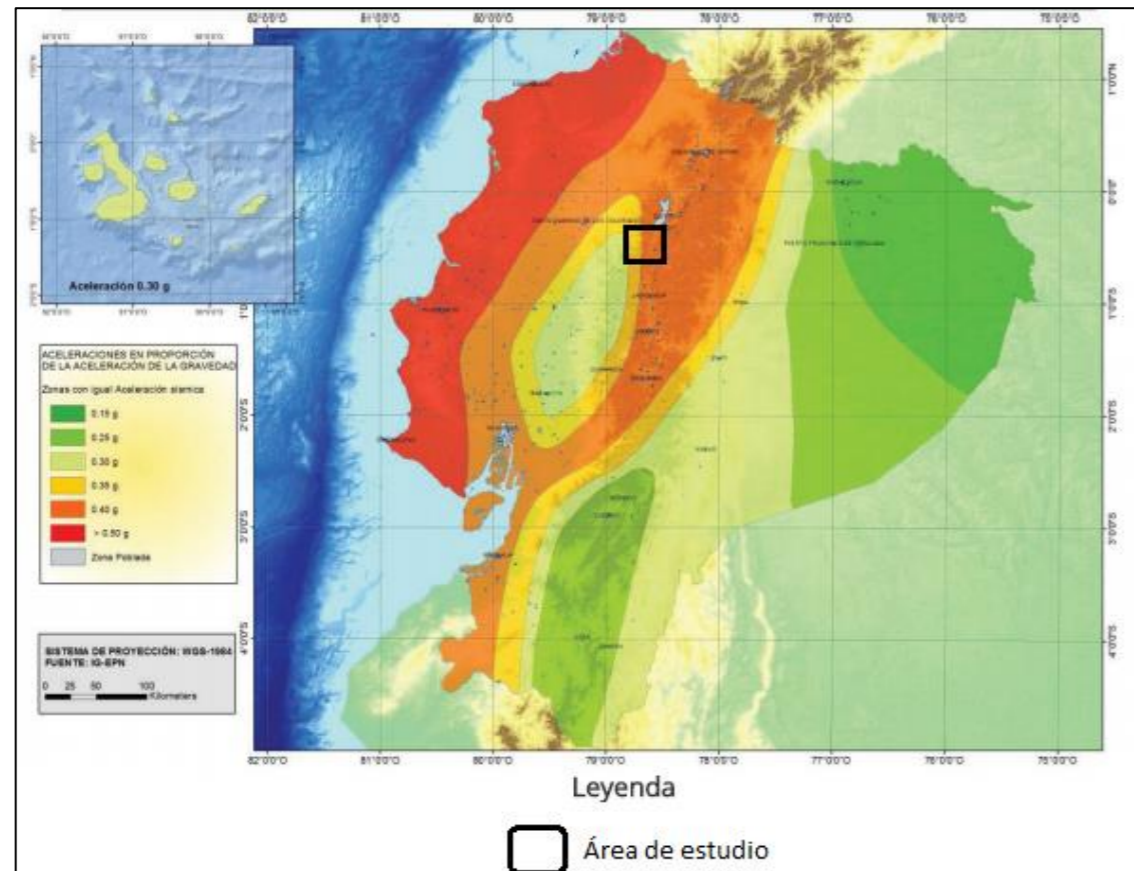


Figura 18. Mapa de zonificación del factor Z. Fuente: Norma NEC-14, Capítulo 2. Peligro sísmico y requisitos de diseño sísmico resistentes. Norma ecuatoriana de la construcción, 2014.

Para la zona estudiada, el valor de aceleración o factor Z corresponde a la Zona V, con un valor  $Z = 0.4g$ . Sin embargo, Aguiar Falconí (2008), considera que esta aceleración es excesivamente conservadora y que eleva, como mínimo,  $0.05g$  la esperada para la zona V. Conociendo este dato, para obras de carácter general y no especial, o de alta ocupación, se recomienda en muchas publicaciones el empleo de  $0.35g$  como referencia para esta zona.

Es conocida la reducción de la intensidad sísmica con respecto a la profundidad, según Lee, 1987, a partir de los 450 m no se produce un decremento de la intensidad. Así pues, la intensidad se podría reducir en 2 valores, como la máxima intensidad Mercalli Modificada es de IX, en el túnel podría considerarse de VII.

La clasificación de los resultados obtenidos es, en su mayoría, correspondientes a Suelos C, formados por suelos muy densos y compactos o perfiles de roca blanda en los que los valores de la VS30 no superan los 760 m/s, siendo estos valores en torno a los 500 m/s. En el caso del ensayo S.R.R.-4 el valor de la VS30 es de 360 m/s, lo que equivaldría a un suelo del tipo D, esto se relaciona con una zona de cizalla y fallas con rotura intensa de los materiales de la zona. En el punto S.R.1, zona cercana al emboquille, se ha observado un suelo del tipo B.

## 8. Geotecnia.

El presente anejo contempla la realización y el diseño de la campaña geológica/geotécnica, así como los criterios para la elección de los diferentes ensayos y densidad de puntos analizados.

A partir de diversas recopilaciones bibliográficas, se definen los ensayos realizados a los diferentes estratos que aparecen, así como las longitudes de los sondeos.

### 8.1. Propuesta de reconocimiento geotécnico del túnel Bombolí.

Habitualmente se consideran tres tipos de reconocimientos geotécnicos: reconocimiento ligero, normal e intenso. En función de la importancia de la obra, del entorno y de las condiciones se seleccionará la tipología del mismo. Con una longitud aproximada de 1 800 m, una profundidad sobre clave máxima esperada de 220 m aproximadamente, con una litología poco complicada con bajas calidades geomecánicas a lo largo de la traza y caracterizado por la alta sismicidad en la zona, se ha concluido un reconocimiento intenso en base a las *Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la Dirección General de Carreteras, 2012*.

#### 8.1.1. Definición de los sondeos.

Para la caracterización de la cuantía de sondeos a realizar y su profundidad, se ha hecho uso de las *Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la Dirección General de Carreteras, 2012*, por su parte las *Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM) 0.5-05*, también comentan una serie de recomendaciones sobre la campaña geotécnica a realizar, no obstante, por afinidad a las circunstancias del proyecto se ha hecho uso de las primeras recomendaciones, dejando las segundas como material de apoyo.

Para el cálculo del criterio de valoración, se puede hacer uso del parámetro:  $\alpha = \frac{L_s}{L_t}$ , donde  $L_s$  es la longitud total de los sondeos y  $L_t$  es la longitud del túnel. Se recomiendan valores mínimos de  $\alpha$  de 0.4, estando en valores de riesgo, con valores deseables de entre 0.6 a 1. Al requerir de un reconocimiento intenso, se ha escogido un rango entre 0.85 a 0.95, es decir, al final se deberá tener una longitud total de sondeos equivalente al entre el 85% al 95% de la longitud total que presenta el túnel, según Evert Hoek y Alessandro Palmeiri en su publicación *Geotechnical risks on large civil engineering projects* (1984), basados en 84 túneles con datos obtenidos por el Comité Internacional Nacional de Estados Unidos de la Tecnología de Túneles (USNCTT de sus siglas en inglés).



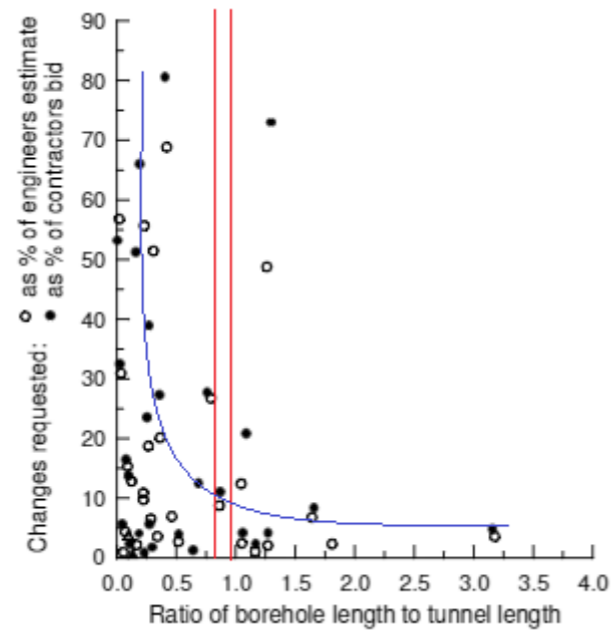


Figura 19. Relación entre la longitud relativa de sondeos y la desviación del presupuesto observada. Fuente: "Geotechnical risks on large civil engineering projects". Evert Hoek and Alessandro Palmieri. 1998 (con datos anteriores de USA, 1984).

Se tomará un valor de 1.8 km de longitud del túnel. Según los valores comentados anteriormente, la longitud total de los sondeos deberá estar comprendida entre 1 593 m y los 1 710 m, independientemente del número de sondeos a realizar.

En el caso que se encontrasen unidades geológicas-geotécnicas no horizontales, con un buzamiento significativo o fallas, será necesario intensificar la campaña en la zona, reduciendo la separación entre las prospecciones o inclinando los sondeos. Los sondeos se realizarán siguiendo el eje del túnel, tratando que no estén alineados los unos con los otros, aumentando la información obtenida del terreno.

Como la obra a ejecutar se trata de una obra a cielo abierto (entorno no urbano), se establecerán criterios de la frecuencia de los sondeos, con un espaciamiento  $L_s^{TCA}$  entre ellos. EL número mínimo de sondeos será de:

$$S_i^{TCA} = \frac{L_i^{TCA}}{L_s^{TCA}}$$

Donde:

- $S_i^{TCA}$ : Número mínimo de sondeos a realizar.
- $L_i^{TCA}$ : Longitud del túnel.
- $L_s^{TCA}$ : Separación, con carácter general, entre sondeos.

Para el valor de  $L_s^{TCA}$ , la normativa recomienda el uso de un valor de 250 m o menor, en nuestro caso, escogeremos una separación mínima de 200 m. La longitud del túnel escogida, a falta de una mayor cantidad de datos ha sido de 1 800 m, por lo que el número de sondeos mínimo a realizar es de 9, independientemente de los sondeos realizados en las boquillas de entrada y salida.

Se extraerán testigos continuos en 1 de cada 3 reconocimientos realizados, haciendo un total de, como mínimo 3 sondeos continuos, independientemente de la longitud. En aquellos testigos no continuos, se deberá obtener un testigo de longitud equivalente a 2Di por encima y por debajo del tubo.

### 8.1.2. Campaña en las boquillas del túnel.

La caracterización deberá tomar especial relevancia en las boquillas de entrada y de salida, al tratarse de zonas críticas y especialmente inestables.

Como mínimo, se realizarán los siguientes reconocimientos en cada uno de los emboquilles:

- Un sondeo vertical, situado a una vez el diámetro (Di) de la intersección teórica de la clave del túnel con la superficie del terreno natural (tal y como se muestra en la figura adjunta, punto A. Este punto de intersección se le ha denominado Punto B, se puede observar en la misma figura 27), alcanzando una profundidad mínima de  $z_s^{BT}$ , por debajo de la subrasante de, como mínimo una vez el diámetro del túnel, estableciendo este valor  $D_i = 8m$ .
- Perfiles geofísicos, según la proyección vertical del eje, con un ancho mínimo equivalente a la proyección de los límites establecidos por las calzadas, en el terreno natural. La longitud mínima  $L_R^{BT}$ , se dividirá en forma de cruz, estableciendo uno de los ejes en el sentido de avance del túnel, y el otro eje de manera ortogonal a éste, estableciendo el punto de intersección el punto B comentado anteriormente, esta longitud será mayor o igual a 500 metros. Para este perfil geofísico se realizará la técnica de prospección geofísica, recomendada por la normativa utilizada, "Salvo justificación contraria, se empleará la sísmica de refracción como técnica de prospección geofísica".
- Será necesario, como mínimo 2 calcatas por boquilla para el reconocimiento visual del terreno natural.
- Se realizará, además, una campaña fotográfica para la caracterización en superficie, analizando las diferentes inestabilidades existentes, así como el material que lo forma.

Todos los materiales extraídos de los reconocimientos de las boquillas serán analizados con los diferentes ensayos y caracterizaciones comentadas posteriormente, salvo justificación previa.

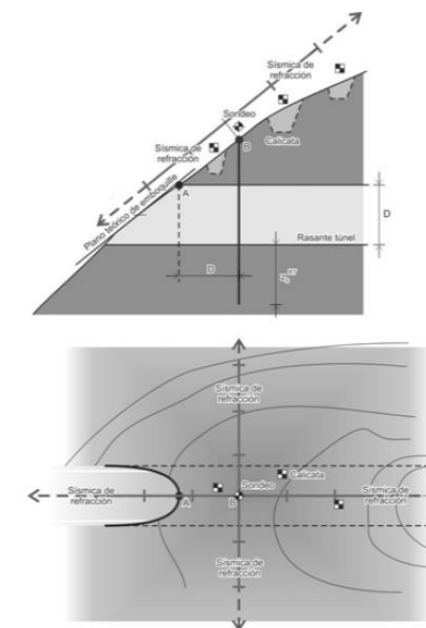


Figura 20. Prospección en boquilla del túnel.

### 8.1.3. Otras prospecciones.

En terrenos del tipo suelo, como pueden ser los materiales tobáceos que se encuentran en el emboquille de entrada, se obtendrá como mínimo la resistencia al corte a partir de las muestras inalteradas, cogiendo este valor cada 3 metros de profundidad si no se apreciase un cambio de material, y en cada uno de los estratos o materiales que encontremos en la prospección. Obteniendo el modelo de Mohr-Coulomb correspondiente al esqueleto del suelo mediante el uso de los ensayos correspondientes. Además, se caracterizará al terreno con la nomenclatura propia, añadiendo los valores de humedad, densidad, etc. Con, al menos, 3 propiedades índice que nos permitan el cálculo de las otras mediante cálculos sencillos.

En el caso de terrenos rocosos, se obtendrá la resistencia a compresión simple (RCS), tomando al menos una muestra cada 5 metros de profundidad y siempre que la naturaleza del terreno cambie. En nuestra casuística, se dan rocas muy débiles, casi suelos, es por ello que, siempre que el RCS sea inferior a 1 MPa, que la roca esté fuertemente diaclasada (RQD<10%) o que esté bastante o muy meteorizada (grado de meteorización igual o superior a IV según la ISRM), se considerará la roca como un suelo, realizándose los ensayos propios, obteniendo la resistencia de la roca alterada mediante, por ejemplo, el ensayo de corte directo o triaxial.

En los afloramientos rocosos se realizarán estaciones geomecánicas que nos permitan la obtención de los parámetros geomecánicos del macizo.

En el hipotético caso de que se encontrasen suelos granulares (sin cohesión) se llevarán a cabo ensayos del tipo SPT o ensayos de penetración dinámica para la obtención de la resistencia. Se realizará al menos, un ensayo de penetración estándar (SPT) cada 2 metros de profundidad de la prospección, y siempre que se cambie la naturaleza del terreno.

Como se ha obtenido a partir de la geología local, existen rellenos que requerirán, aparte de los ensayos in-situ habituales, ensayos de penetración (dinámica, estándar, molinete, etc.) a los sondeos para el estudio de la estabilidad y consolidación de estos.

Complementariamente se han realizado ensayos de técnicas de prospección geofísica, en concreto ensayos sísmicos de refracción y sondeos eléctricos verticales (SEV).

Se realizará, cuando la anterior prospección no sea posible, así como cuando se considere adecuado, sondeos eléctricos verticales. Adicionalmente se realizaron tomografía eléctrica para poder localizar las fallas, así como su dirección y buzamiento, cavidades y posibles rellenos cársticos.

Las muestras tomadas en los reconocimientos se prepararán y se enviarán al laboratorio, según lo dispuesto en las normas ASTM D5079 y ASTM D4220-95. A continuación realizamos un listado de los ensayos de laboratorio realizados:

Para la identificación y clasificación de los suelos se realizó:

- Clasificación SUCS.
- Límite líquido y plástico.
- Índice de plasticidad.
- Granulometría por tamizado.
- Láminas delgadas.

Se realizaron los siguientes ensayos para la obtención de las propiedades índice:

- Humedad natural (W).

- Densidad natural ( $\gamma_d$ ).
- Peso específico ( $\gamma$ ).

Para la obtención de la resistencia del material extraído se realizó:

- Ensayo de corte directo sin drenaje (UU).
- Ensayo de compresión simple.
- Ensayo de compresión simple con medidas de módulos.
- Ensayo de tracción indirecta.
- Ensayo de carga puntual.

## 8.2. Campaña geotécnica realizada.

### 8.2.1. Perforaciones a rotación.

Se realizaron un total de 9 sondeos a rotación, con recuperación continua de testigo. Se obtuvo de cada sondeo un registro detallado de la litología, testimonios fotográficos de las cajas porta testigos, una breve descripción geomecánica y los reportes de los avances diarios. Además de 25 tomografías eléctricas, 7 S.E.V., 8 líneas sísmicas de refracción, con un total de 960 m de longitud analizados y 5 ensayos sismorresistentes. Toda la información sobre la ubicación de cada sondeo, así como resultados y fotografías satélite con su emplazamiento se puede observar en el anexo correspondiente.

En laboratorio se realizó 2 ensayos a corte directo, 13 identificaciones del suelo según su granulometría, índice de plasticidad, así como la obtención de su humedad natural; 32 ensayos de resistencia de diversa índole (remitimos al anexo geotécnico para mayor información) y 19 ensayos de estado.

Además, se tiene constancia de 3 sondeos, 11 ensayos a compresión simple, 6 ensayos triaxiales, 24 ensayos donde se obtuvo el peso específico, la absorción y porosidad de las muestras.

Así pues, se concluyó que los diferentes estratos tenían las siguientes propiedades.

Muestreo	CBR		Ensayos de compactación	CLAIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN										
	Densidad máxima	Humedad óptima		Densidad máxima	Humedad natural	Límite líquido	Límite plástico	Índice de plasticidad	Grava	Arena	Finos	SUCS	AA SHTO	IG
	(Kn/m <sup>2</sup> )	%		(Kn/m <sup>2</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)	%	%	%			
Flujo Piroclástico. Portal salida	19,3	11,2	19,3	2,16	-	-	-	63,0	27,0	10,0	GW/GP-GM	A-1-a	0	
Brecha Tobácea. Portal entrada	15,5	22,5	15,5	19,2	-	-	-	23,0	65,0	13,0	SM	A-1-b	0	
Arena y Toba. Portal salida	16,2	18,5	16,2	26,0	-	-	-	0,0	59,0	41,0	SM	A-4	0	
Aglomerado Portal salida	18,7	12,2	18,7	8,1	-	-	-	53,0	41,0	6,0	GW/GP-GM	A-1-a	0	

Tabla 7. Resumen de resultados de laboratorio. Ensayos de clasificación y CBR. Estudio geotécnico de TERRAHIDRO Servicios y Construcciones S.A.

### 8.3. Caracterización geotécnica de los materiales.

En este apartado se asocia cada material atravesado en el tramo del túnel estudiado, con los valores de los diferentes parámetros geotécnicos, obtenidos a partir de los ensayos realizados, así como de modelos geomecánicos empíricos.

A continuación, se presentan los cinco grupos de materiales en los que se engloba el terreno atravesado por la obra. Esta información viene con mayor detalle en el anexo de geotecnia del presenta trabajo, en este apartado

solo se quiere presentar un breve resumen que nos indique las características geotécnicas de los grupos en los que se ha englobado el terreno.

A cada uno de los materiales se le ha asignado parámetros resistentes (cohesión y ángulo de rozamiento) y deformaciones (coeficiente de poisson y módulo de deformación o de Young), en base a los diferentes ensayos realizados a las probetas obtenidas de campo y a correlaciones existentes entre los diferentes parámetros. En la siguiente tabla se pueden observar los parámetros seleccionados, los cuales están explicados con mayor detalle en el anexo de geotecnia. Además, se presenta la caracterización geomecánica de los materiales en base a la clasificación de Bieniawski (1989), Romana (2002), Q de Barton et al. (1974) y GSI de Hoek et al. (2002).

MATERIALES REPRESENTATIVOS	RMR (Clase)	Q (Clase)	GSI	c (MPa)	$\Phi$ (°)	E (MPa)	Poisson	Densidad aparente sat (kN/m3)
Andesitas	60 (III/ IIIa)	7 (BUENA)	55	2.61	59	29000	0.11	25
Tobas brechosas, andesitas fracturadas	35 (IV/IVa)	1 (MUY. MALA)	30	0.37	24	120	0.17	17
Areniscas, tobas y limolitas	32 (IV/IVa)	0,7 (MUY. MALA)	27	0.28	39	400	0.2	18
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares, escorias y andesitas alteradas	≤20 (V)	≤0,09 (EXTR. MALA)	30	0.03	37	100	0.3	22
Fallas y materiales cizallados	≤20 (V)	≤0,09 (EXTR. MALA)	27	0.025	35	60	0.3	19

Tabla 8. Resumen de la caracterización geotécnica de los materiales.

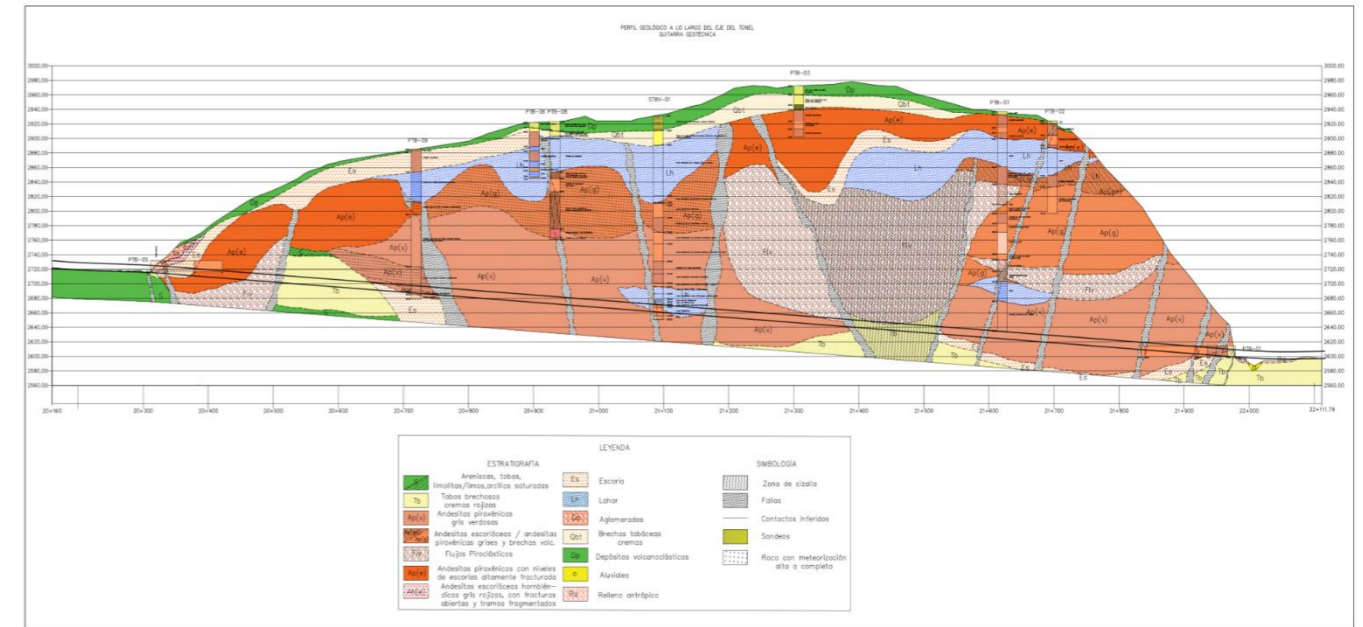


Figura 21. Perfil geológico a lo largo el trazado de la obra.

## 9. Trazado.

Para el análisis de la trazabilidad de la obra lineal se ha recurrido a la normativa técnica del país de origen de la obra, tal y como se ha venido haciendo hasta el momento, en este caso la *Norma de Diseño Geométrico de Carreteras del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (2012/2013)*. A continuación, se estudia el trazado del túnel de Bombolí, tanto en su alineación en alzado como en planta, así como su enlace con vía existente antes de la ejecución de la obra.

La alineación estará sujeta a los condicionantes topográficos y características hidrológicas del terreno, las condiciones de drenaje, las características técnicas de la subrasante y el potencial de los materiales locales.

### 9.1. Alineación horizontal.

En la normativa ecuatoriana, se establecen diversos métodos para la realización de las curvas de transición, a diferencia de lo conocido en España, donde se indica la clotoide como único método. Estos métodos son: "curvas circulares de radio mayor al de la curva central, curva elástica, lemniscata de Bernouilli, espiral cúbica, espiral de Searles, curva de transición de óvalos de Cassini o curva elástica (radio de a las abcisas), espiral de Euler (radio de a los arcos); que es la que más se utiliza ya que presenta las mejores características." *Diseño y Cálculo Geométrico de Viales- Alineamiento Horizontal. Universidad Nacional de Ingeniería. Ing.Sergio Navarro Hudiel, 2011.*, siendo este último el correspondiente a lo que comúnmente se conoce como clotoide.

Para los tramos curvos, se ha utilizado una velocidad de proyecto de 50 km/h, a partir de la siguiente fórmula, se obtiene que el Radio mínimo (Rmin) es de 75.71 m, redondeándolo a 80 m.

$$R_{min} = \frac{V^2}{127 * (e + f)}$$

Donde:

- $R_{min}$ : radio mínimo de una curva horizontal, m.
- V: velocidad de diseño, km/h. 50 km/h.
- f: coeficiente de fricción lateral. 0.16 (obtenido a partir de la Figura 1. Coeficiente de fricción lateral en función de la velocidad de diseño, del Anexo de trazado).
- he: peralte de la curva, m/m (metro por metro de ancho de calzada). 0.1 m/m

El peralte en curvas será de un máximo del 8%, con un mínimo del 3%, suficiente para el drenaje transversal de la calzada. Cuando el desarrollo del peralte se hace sin curva de transición (caso contemplado en la vía Alóag-Santo Domingo, por lo que por homogeneidad se tratará de igualar) la longitud de transición se ubica a 2/3 en la alineación en recta y 1/3 restante dentro de la curva circular. A continuación, se muestran los peraltes recomendados en cada una de las curvas del trazado.

	R	V <sub>d</sub>	f	Peralte de cálculo	Observaciones	Peralte recomendado
R1	492.00	80.00	0.14	-0.03257	No requiere peralte adicional	3%
R2	400.00	80.00	0.14	-0.00902	No requiere peralte adicional	3%
R3	80.00	50.00	0.19	0.05606	Peralte necesario: 5.6%	6%

Tabla 9. Peraltes a disponer.

De acuerdo con la fórmula:  $L_{min} = 0.56 * V$  (en km/h), se debe disponer de una longitud de desarrollo del peralte de 30 m, para la curva R3. El radio mínimo que justifica la no implementación de curvas de transición es de 160 m, según el criterio de confort del usuario, a partir de la formulación:  $R_{M,T} = 0.098 * V^2$ ; donde v es la velocidad expresada en km/h y  $R_{M,T}$  el radio mínimo expresado en metros.

No será necesario un sobreecho en las curvas, ya que existe un carril adicional de 2.40 m.

## 9.2. Alineación vertical.

La alineación consta de dos elementos geométricos; las rectas y las parábolas como elementos de transición. Estas geometrías se alternarán en función de las condiciones de la topografía, drenaje y movimientos de tierras necesarios.

Las pendientes máximas, asociadas a su longitud son:

- 8-10%: la longitud máxima será de 1 000 m.
- 10-12%: la longitud máxima será de 500 m.
- 12-14%: la longitud máxima será de 250 m.

Pudiendo aumentar un 1% en longitudes cortas y para las vías de clase I, II y III, en terrenos ondulados y montañosos, con el fin de reducir los costes de construcción. La pendiente mínima será de un 5% para asegurar un correcto drenaje longitudinal, pudiendo ser del 0% en rellenos de 1 m de altura o superior y siempre y cuando la pendiente transversal asegure el drenaje del agua.

## 9.3. Coordinación de las alineaciones horizontal y vertical.

Se resume una serie de recomendaciones a continuación:

- Evitar la alineación horizontal constituida por rectas y curvas de grandes radios a cambio de pendientes largas y empinadas, así como una alineación con curvas de radios pequeños y pendientes casi planas.
- No deben introducirse curvas horizontales agudas cerca de la cima de acuerdos verticales convexos.
- En carreteras de dos carriles, la necesidad de dotarlas de tramos para rebasamiento de vehículos e intervalos frecuentes prevalece sobre la conveniencia de la composición de las alineaciones horizontal y vertical.
- En la medida que sea factible, en la vecindad de las intersecciones de carreteras, será necesaria la ubicación de curvas de grandes radios y gradientes suaves.

## 9.4. Ancho y bombeo de la vía.

La clase de carretera que se trata debido a los criterios definidos por la Norma según el tráfico previsto se define como clase R-I ó R-II, asociándose un ancho de vía de 7.30 m. Los espaldones tendrán un ancho de 7.30 m.

El bombeo más común es el del 2% para la pendiente transversal.

## 10. Sección transversal.

La sección transversal del túnel constará de dos elementos, el primero de ellos una bóveda circular de 7.5 m de radio, y el segundo de ellos, los hastiales con una altura de 3.0 m, tal y como se presenta en la figura adjunta.

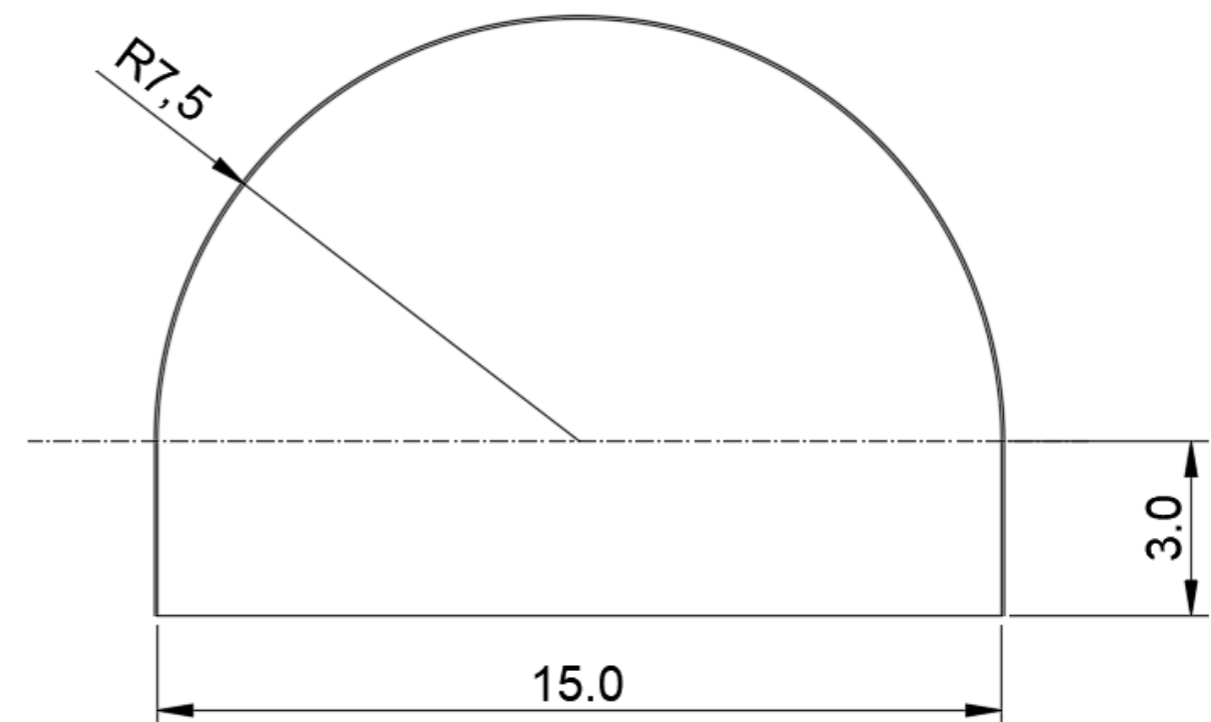


Figura 22. Sección transversal del túnel.

## 11. Sostenimiento.

A continuación, se resume la información contenida en el anexo de sostenimientos del proyecto. Se define el cálculo y diseño del sostenimiento definitivo necesario para la estabilidad del túnel en las diferentes fases de excavación.

### 11.1. Generalidades de la metodología de excavación.

La metodología preseleccionada para la ejecución del túnel es el Nuevo Método Austríaco, este método viene dado por las condiciones de la obra, presupuesto y tecnología existente en la zona. Esta metodología erradica en la aplicación de un sostenimiento flexible que se opone a la deformación de la sección hasta su estabilización, optimizando el recubrimiento al hacer uso del propio terreno como elemento resistente.

El método implica las siguientes fases:

1. Excavación en plena sección o por bataches, realizada por diversos medios.
2. Entibación provisional inmediatamente posterior a la excavación del frente.
3. Medición y análisis de convergencias y deformaciones del terreno, tensión en los bulones, etc.
4. En función de los resultados, refuerzo del sostenimiento provisional, y/o aplicación del recubrimiento definitivo.

### 11.2. Medios utilizados para el cálculo.

Para la determinación y cálculo de los sostenimientos a emplear en cada una de las secciones de la obra, ha sido necesario el cálculo mediante modelos numéricos, mediante el cálculo numérico con elementos finitos, realizados con el programa Plaxis 3D desarrollado por la Delf University of Technology (Países Bajos), junto con el cálculo de inestabilidades de culas en el interior de la excavación con el programa Unwedge, de Rockscience.

El punto de partida consiste en el diseño previo de los sostenimientos definido a partir de la bibliografía disponible, avalada por su uso en numerosas obras ya ejecutadas. Una vez definido el sostenimiento previo, se inicia el diseño de la sección tipo mediante la interacción terreno – sostenimiento, utilizando métodos numéricos de análisis para establecer los correspondientes equilibrios tenso-deformaciones. De este modo se establecen de forma realista, en función del terreno y de la secuencia constructiva, las cargas sobre el sostenimiento y éste puede ser adecuadamente dimensionado en cada una de las fases de construcción.

Mediante los cálculos tenso-deformaciones se puede analizar la interacción terreno-sostenimiento, así como los desplazamientos del terreno, no solo en la etapa final de la construcción de una sección tipo, sino en las fases intermedias de excavación y sostenimiento que constituyen la aplicación real del método constructivo. De esta forma, es posible cuantificar, en cada fase del proceso constructivo, el coeficiente de seguridad que ofrece el sostenimiento, en función del pase de excavación y de la secuencia de colocación del sostenimiento, con el fin de obtener el ordenamiento, geométrico y temporal de las actividades de excavación y sostenimiento que proporcionen un compromiso razonable entre seguridad y costes.

Para el análisis de las inestabilidades puntuales de la obra se ha recurrido al programa Unwedge, capaz de analizar la geometría y estabilidad de las cuñas de una excavación subterránea, pudiendo obtener un factor de seguridad de dichas inestabilidades. Los inputs necesarios son: la sección, orientación y pendiente de la obra a ejecutar, el buzamiento, dirección de buzamiento y espaciado de las discontinuidades, así como la densidad de las

rocas, cohesión y ángulo de rozamiento de los planos de las juntas. Todos estos datos son conocidos y se detallan en los anexos correspondientes.

### 11.3. Predimensionamiento de los sostenimientos.

En base a la caracterización geomecánica y geotécnica del terreno realizada en el anexo geotécnico, se han planteado diversos tipos de sostenimiento y excavación, como punto de partida para analizar, posteriormente, su comportamiento previsible al introducirlos en el modelo de cálculo.

El sostenimiento, para los sectores del túnel considerados (alternándose estratos de andesita, tobas brechosas, areniscas, tobas y limolitas), se ha deducido a partir de su clasificación según Bieniawski (1989), Romana (2002) y Barton (2000). Para los sectores de túnel en terrenos muy meteorizados, zonas de fallas y materiales granulares, el sostenimiento se ha deducido en base a criterios de suelos, y se han contrastado los resultados con el sostenimiento que cabe deducir, también, para los rangos de rocas de peor calidad al aplicar las clasificaciones anteriormente descritas.

El sostenimiento recomendado por Bieniawski (1989) está limitado a túneles en sección en herradura (compatible con el NVM) con anchura máxima de 10 metros y una tensión vertical máxima de 25 MPa. No obstante, resulta de interés académico y como primera orientación, el análisis de estos sostenimientos. Los sostenimientos que atañen a los materiales a analizar vienen dados en función de su clasificación, las clasificaciones utilizadas han sido: Clase II, III, IV y V.

Por su parte, Romana (2002) sugirió una clasificación que deriva de la anteriormente mencionada, tratando de hacerla más específica, dividiendo cada una de las clases en 2 subclases a ó b, caracterizando así, con mayor precisión el macizo. Esta nueva clasificación permite ser aplicada a túneles de entre 10 a 14 metros de ancho, incluyendo un factor adicional según el método de excavación elegido, sumándole al RMR ciertos valores:

- Excavación con TBM: +10.
- Excavación mecánica: +5.
- Buena excavación por voladuras: 0.
- Mala excavación por voladuras -5 a -10.

Dando como resultado el uso de las clasificaciones Iia, Iib, IIIa, IIIb, IVa, IVb, Va y Vb.

RMR	CLASE	LONGITUD DE PASE (m)		PARTICIÓN DE LA SECCIÓN	MÉTODO DE EXCAVACIÓN		
		MÁXIMA	RECOMENDADA				
100	I a		≥ 5	SECCIÓN COMPLETA CALOTA Y DESTROZA	TBM ABIERTO VOLADURAS ROZADORA		
90	I b		≥ 5				
80	II a	16.0	≥ 5				
70	II b	9.5	4/6				
60	III a	6.0	3/4				
50	III b	4.0	2/3				
40	IV a	2.5	1/2			GALERÍA DE AVANCE GALERÍAS MÚLTIPLES CONTRABO VEDA	ESCUDO FRESADO ESCARIFICACIÓN/PALA
30	IV b	1.75	1				
20	V a	1.0	0,5/0,75				
10	V b		0,5				
0							

Notas  
 1 La unidad para el pase es el metro (m)  
 2 El pase máximo es el límite teórico según BIENIAWSKI  
 3 El pase recomendado se refiere a la excavación en calota/avance y en caso de que exista galería de avance a la excavación de ensanche (y no a la propia galería)  
 4 Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente  
 5 Las líneas de trazas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces

Figura 23. Recomendaciones para la excavación de túneles de 10-14 m de ancho. Fuente: Romana, 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas.

La tipología de cercha depende de dos factores, de la calidad del macizo rocoso y del ancho del túnel, se han considerado cerchas ligeras tipo TH-21 y como medias-pesadas las TH-29 y HEB. No obstante, e independientemente de la solución escogida, éstas deberán ser arriostradas entre sí mediante tresillones, evitando el uso de forros de entibación (mediante chapas continuas o pequeñas tablestacas) por mallazos cuando sea necesario (es decir, en macizos de calidad mala a muy mala).

Según Barton, 2000, el tipo de sostenimiento depende de la altura del túnel, un factor ESR, que depende del tipo de roca y la calidad del macizo rocoso dado por Q, tal y como se muestra en la siguiente figura.

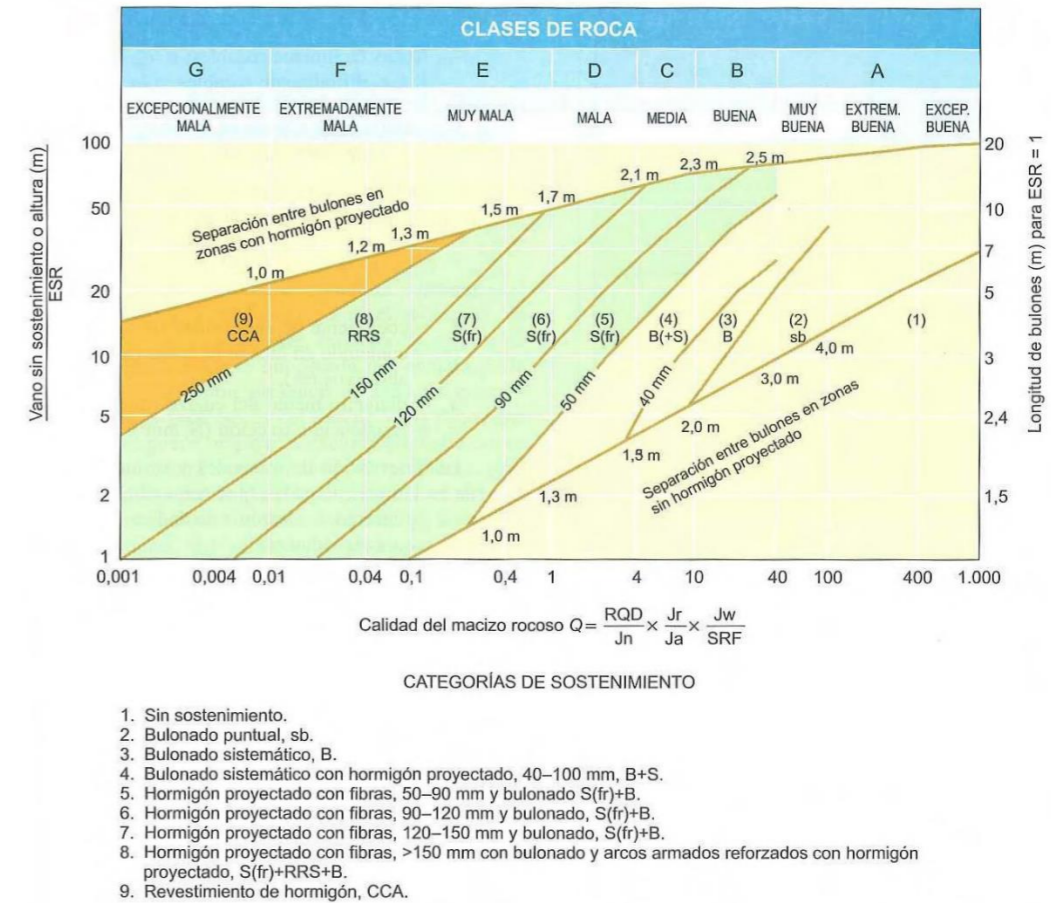


Figura 24. Tipos de sostenimientos para túneles, según Barton (2000).

En la elección del sostenimiento, Barton introduce un nuevo parámetro, denominado “luz virtual” que se define como la relación entre la luz (máxima dimensión) de la excavación entre el “Excavation support ratio” (equivalente a un factor de seguridad que depende de la importancia de la obra. Así pues:

$$Luz\ Virtual = \frac{L}{ESR}$$

Se ha considerado una altura máxima de excavación de 10.70 m, y un ESR de 1, según la siguiente tabla.

	Tipo de excavación	ESR
A	Excavaciones mineras provisionales	3 – 5
B	Excavaciones mineras permanentes, túneles hidráulicos (exceptos túneles en carga), galerías piloto, excavaciones parciales para grandes cavernas.	1.6
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles de carretera o ferrocarril de poca importancia, túneles de descarga, túneles de acceso.	1.3
D	Centrales energéticas, túneles de carretera o ferrocarril de gran importancia, cámaras y refugios para defensa civil, bocas, intersecciones.	1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones ferroviarias, instalaciones públicas y deportivas, fábricas.	0.8
F	Túneles submarinos de gas o petróleo.	0.5

Tabla 10. Valores de ESR en función de la importancia de la obra. Fuente: Barton, 1988. Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system.

Como se puede observar en la tabla, se han obtenido sostenimientos similares para las clasificaciones, además de coincidir el valor del GSI (Hoek et al. 1995) entre la mayoría de los valores analizados.

Las características de las andesitas son favorables, variando el GSI entre 55 y 59; para las tobas brechosas y areniscas, tobas y limolitas son poco favorables con una variación del GSI entre 30 y 25; por último, en las zonas milonitizadas el GSI es aproximadamente 15.

Por tanto, en función de los materiales existentes y de los resultados que arrojan las clasificaciones geomecánicas por Barton (2000), Bieniawski (1989) y Romana (2002) a partir de sus clasificaciones geomecánicas. Se resumen sus características principales en la tabla siguiente, asignando para cada uno de ellos una cuantía de sostenimiento previa que posteriormente se comprobará con los cálculos tenso-deformacionales.

Material	RMR (Clase)	Q (Clase)	GSI	Sostenimiento RMR				Sostenimiento Q				Excavación	
				Gunita (mm)	Bulones		Cerchas	Gunita (mm)	Bulones		Cerchas	Fases	Pases Avance (m)
					Clave Hastiales	Malla (m x m)			Longitud (m)	Tipo Espaciado (m)			
Andesita	60 (III/ IIIa)	7 (BUENA)	55	50 - 100 30	1,5 x 1,5 2,0 x 2,0	3 - 4	-	-	2,3 x 2,3 2,5 x 2,5	3,5 - 4,0	-	Avance/ Calota y destroza.	1,0 - 1,5
Tobas brechosas y andesitas fracturadas	35 (IV/IVa)	1 (MUY. MALA)	30	100-150 100	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	4 - 5	Ligeras - medias 1,5	120 - 150	1,3 x 1,3 1,7 x 1,7	3,5 - 4,0	-	Avance y destroza/ calota y destroza o galería de avance.	1,0 - 1,5
Areniscas, tobas y limolitas	32 (IV/IVa)	0,7 (MUY. MALA)	27	100-150 100	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	4 - 5	Ligeras - medias 1,5	120 - 150	1,3 x 1,3 1,7 x 1,7	3,5 - 4,0	-	Avance y destroza/ calota y destroza o galería de avance.	1,0 - 1,5
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares, escorias y andesitas alteradas (*)	≤20 (V/V a ó b)	≤0,09 (EXTR. MALA)	≤20	150-200 150(**)	-	-	Pesadas 0,75	>150	-	-	SI	Galerías múltiples o contrabóveda.	0,5 - 1,5
Milonitas (Fallas) (*)	≤20 (V/V a ó b)	≤0,09 (EXTR. MALA)	≤20	150-200 150(**)	1,0 x 1,0 1,5 x 1,5	5 - 6	Pesadas 0,75	>150	1,0 - 1,0 1,3 - 1,3	3,5 - 4,0	SI	Galerías múltiples o contrabóveda.	0,5 - 1,5

Tabla 11..Cuadro resumen de los tipos de roca esperados y estimación de su sostenimiento preliminar. (\*) Estos materiales se consideran como F C (Fuera de Clase) ya que tienen básicamente un comportamiento de tipo suelo. (\*\*) 50 mm de hormigón proyectado en el frente de excavación.



Finalmente, se propone como prediseño las siguientes medidas de sostenimiento en función de los materiales atravesados.

Materiales Representativos	GSI	Sostenimiento	Concreto lanzado H-25 con fibra (m)	Bulones	Cerchas
Andesita	55	Tipo I	0,05	φ25 mm de 3,5 metros, malla de 2,3 x 2,3	-
Toba brechosa, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas	30	Tipo II	0,12	φ25 mm de 2,0 metros, malla de 1,3 x 1,3	IPN - 140 espaciadas 1,5 m.
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y escoria (*)	≤20	Tipo III	0,15	φ25 mm de 5,0 metros, malla de 1,3 x 1,3	HEB - 180 / IPN - 200 espaciadas 0,75 m.
Zona de emboquille Zona de fallas y materiales cizallados (*)	≤20	Tipo IV	0,15	φ32 mm de 6,0 metros, malla de 1,0 x 1,0	HEB - 180 / IPN - 200 espaciadas 0,75 m.

Tabla 12. Sostenimientos en función de los materiales representativos atravesados. (\*) Estos materiales se consideran como FC (Fuera de Clase) ya que su comportamiento se considera como tipo suelo.

### 11.1. Análisis tenso-deformacional.

Los cálculos tenso-deformacionales para poder realizar la optimización de los sostenimientos predimensionados en el apartado anterior, se realizaron con la ayuda del programa Plaxis 3D, desarrollado por la universidad de Delf. La diferencia entre versiones en 2 dimensiones radica en la mera extrusión de los resultados obtenidos en el 2D, obteniendo un mallado cuadrangular perfecto en una de las direcciones analizadas, con un mallado en mayor detalle en uno de los planos.

Para reducir el número de iteraciones necesarias para que el proceso de cálculo de la relajación converja, el programa Plaxis hace uso de un procedimiento denominado "sobre-relajación", incluyendo un parámetro que controla el grado de sobre-relajación denominado parámetro de sobre-relajación. Este valor está limitado superiormente por un límite superior teórico de 2.0, no obstante, este valor no debe ser alcanzado nunca. En valores bajos del ángulo de fricción en suelos (<20°), un factor de sobre-relajación de 1.5, suele ser suficiente para optimizar el proceso iterativo. A valores de ángulo de rozamiento superiores, se debe bajar el valor del factor utilizado, siendo por defecto un valor de 1.2 aceptable en la mayoría de los casos.

#### 11.1.1. Diseño de la malla.

La extensión del mallado debe ser lo suficientemente amplia como para eliminar la influencia de las restricciones impuestas de contorno. Para el caso, se propuso el uso de 1.5 veces el diámetro interior del mallado como extensión lateral y la prolongación hasta superficie en el caso de la extensión superior.

El contorno inferior tiene la característica asociada a la naturaleza de la obra. Al tratarse de una excavación, la ejecución del túnel supone un levantamiento por descompresión del terreno inferior, pudiéndose superar los asientos por la contracción del túnel. Si la distancia es elevada, estos levantamientos también lo serán, hasta el punto de que serían infinitos en el caso de contemplar un semi-espacio elástico lineal y homogéneo. Al contemplar un contorno rígido a una cierta profundidad, el levantamiento disminuye, llegando a transformarse en asiento cuando, en valor absoluto, el asiento por deformación del túnel supera al mismo. En la realidad, debido al comportamiento no-lineal del terreno, el módulo de deformación aumenta al disminuir las tensiones, es decir, cuanto más lejos nos encontramos del túnel, esto no ocurre, la variación se superpone al aumento del módulo por efecto del aumento de la presión de confinamiento con la profundidad. Por ello, la reproducción de este efecto puede hacerse utilizando un modelo no-lineal en el rango de pequeñas deformaciones, o situando un contorno inferior a una profundidad apropiada, dado el módulo de elasticidad adoptado para el terreno que, en este caso, se ha tomado como 3 veces el diámetro bajo el eje del túnel.

#### 11.1.2. Condiciones de contorno.

Las condiciones de contorno impuestas en los lados del plano analizado han sido las siguientes:

- Se impiden los desplazamientos perpendiculares a las caras verticales (laterales, ux). Permitiendo de este modo el asiento del terreno, comportándose las restricciones laterales como una infinidad de lo que comúnmente se denomina como "carrito", permitiendo el movimiento en vertical (uy), pero coaccionando el horizontal, que estaría limitado por el terreno (considerado como un estrato infinito) colindante.
- En la cara inferior se impiden todos los desplazamientos (ux, uy) y los giros (θz).

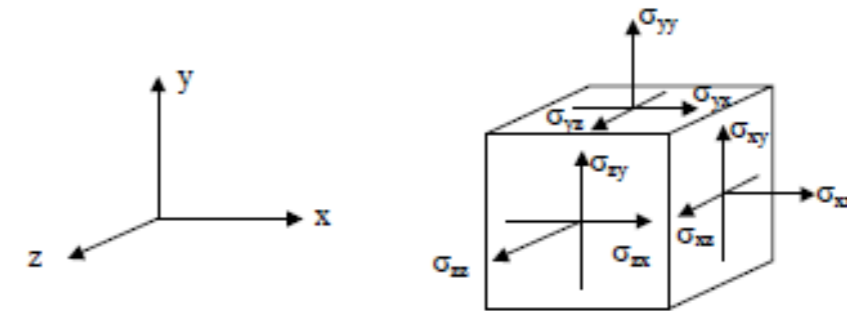


Figura 25. Sistema de coordenadas y representación de las componentes positivas de tensión, correspondiendo el mismo sistema a los desplazamientos y. Fuente: Manual de referencia Versión 8, Delft University of Technology - Plaxis b.v., 2004.

#### 11.1.3. Tipología de elementos finitos utilizados en el modelo.

Se han utilizado prismas triangulares de 15 nodos, proporcionando una interpolación de cuarto ordena para los desplazamientos.

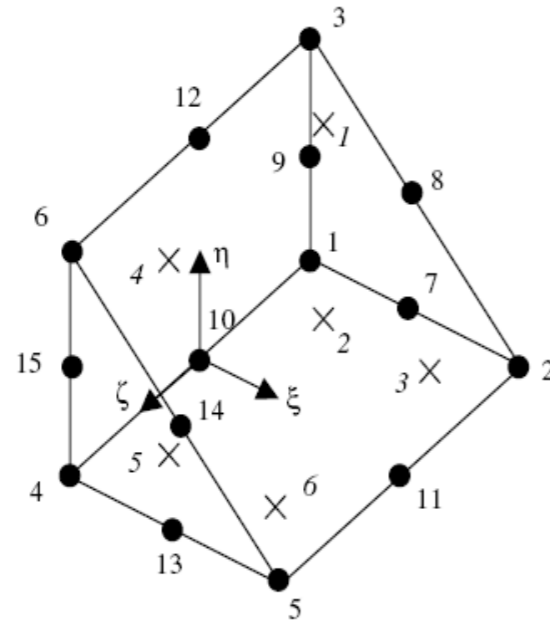


Figura 26. Numeración local y posicionamiento de los nodos para el elemento prismático triangular de 15 nodos utilizado en el modelo.

11.1.4. Definición de los elementos de sostenimiento.

Para la simulación de los diferentes elementos de sostenimiento que presentan rigidez a flexión, como pudiera ser cerchas, hormigón proyectado o gunita y/o micropilotes; se han utilizado elementos tipo “plate”. Para obtener los factores que caracterizan estos elementos tipo plate cuando se combinan cerchas y gunitado, es necesario obtener un espesor equivalente tal y como se muestra en la Figura 27. Se utilizó la resolución propuesta de Carranza-Torres para obtener el espesor equivalente en condiciones de deformación plana. En este caso el elemento 1 sería la cercha y el elemento 2 el hormigón proyectado.

Este método para el cálculo de secciones mixtas en programas de métodos numéricos se basa en la búsqueda de una sección equivalente, con un módulo de Young y una altura equivalente a la sección real,

simplificando la casuística a un único elemento rectangular. Hay que tener en cuenta que la hipótesis de la que se parte es que los elementos se consideran atados rígidamente entre sí, esto es, que los elementos se deformarán uniformemente en la dirección axial, y que girarán uniformemente si se le aplica un momento M en la sección.

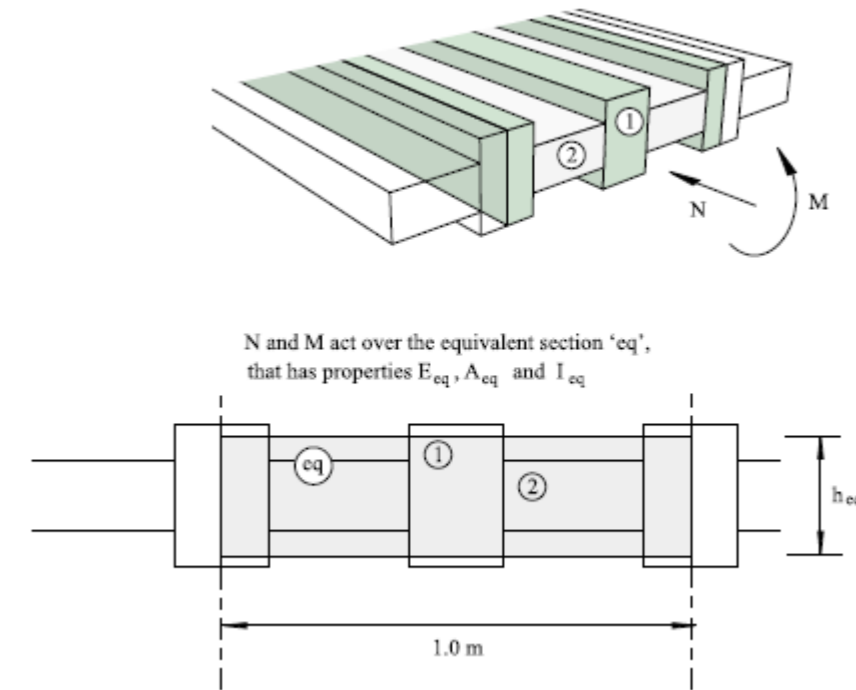


Figura 27. Esquema representativo del espesor equivalente. Fuente: Modelling composite sections (e.g., steel and shotcrete) with FLAC and Phase 2. Carranza-Torres, 2004.

En la siguiente tabla se muestran las características utilizadas para modelar el comportamiento de los elementos de sostenimiento con rigidez a flexión

Sostenimiento	Espesor d (m)	Separación s (m)	Diámetro (m)	$h_{eq}$ (m)	E (MPa)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	EA (kN/m)	EI (kNm <sup>2</sup> /m)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	w (kN/m/m)	Poisson v
Hormigón proyectado	0.05				30000	0.05	1.04167E-05	1500000	312.5	24	1.2	0.150
	0.15				30000	0.15	0.00028125	4500000	8437.5	24	3.6	0.150
	0.2				30000	0.2	0.000666667	6000000	20000	24	4.8	0.150
	0.25				30000	0.25	0.001302083	7500000	39062.5	24	6	0.150
IPN140		1.5			210000	1.22E-03	3.82E-06	256200	802.2	78	0.095	0.250
HEB180		0.75			210000	8.71E-03	5.11E-05	1828400	10726.8	78	0.68	0.250
Contrabóveda	0.25				25000	0.25	0.001302083	6250000	32552.08333	24	6	0.150
HP 0.15m + IPN 140 c/1.5 m				0.1527	31200			4756200	9239.7	24.4357	3.73	0.151
HP 0.20m + HEB180 c/0.75 m				0.217	36100			7828400	30726.8	26.2527	5.69	0.154
HP 0.25m + HEB180 c/0.75 m				0.2531	36900			9328400	49789.3	25.8173	6.53	0.153
Micropilotes Ø100mm c/0.4 m Tubo 70mm y espesor 9mm		0.4	0.1		64140			3387084	787.1	24	0.47	0.200

Tabla 13. Características de los elementos de sostenimiento tipo Plate utilizados en el modelo.

En la Figura 28 se adjunta un ejemplo de la modelación de las cerchas, hormigón proyectado, patas de elefante, contrabóveda y paraguas de micropilotes en uno de los modelos.

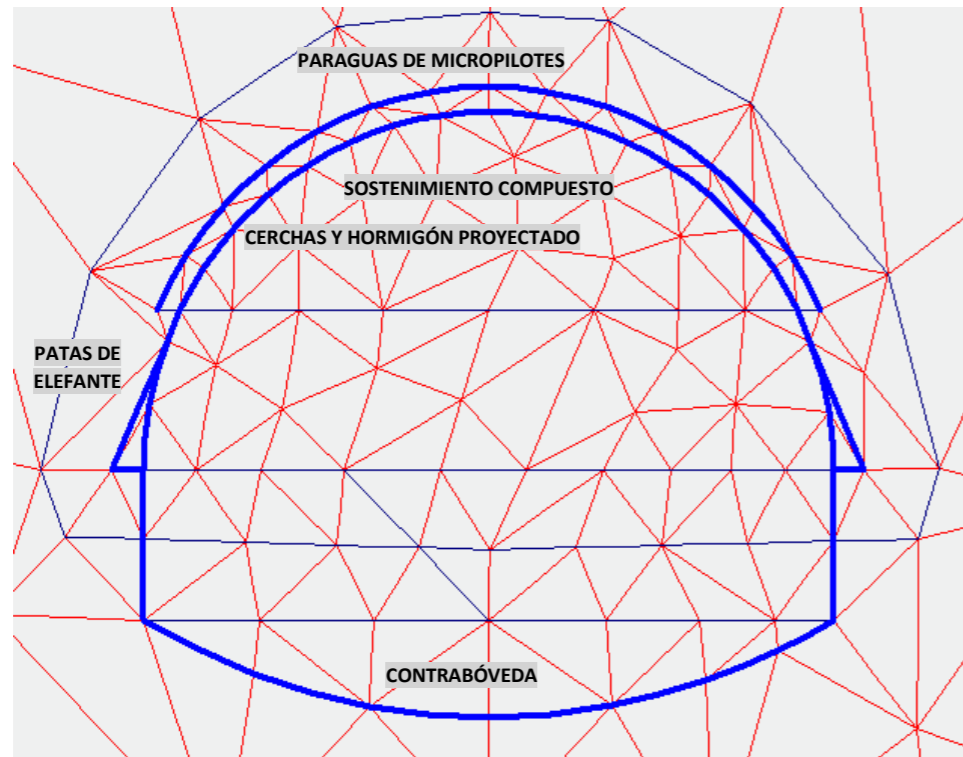


Figura 28. Modelización de los sostenimientos con elementos tipo Plate.

Para poder modelizar bulones, que trabajan principalmente a tracción, se han utilizado elementos tipo geogrid o geomalla. Estos elementos son elásticos flexibles, presentando un entramado o lámina en su tejido, no obstante, resultan especialmente aptos ya que no pueden soportar fuerzas a compresión ni a flexión. En la **Figura 29** se presentan los parámetros utilizados para cada tipo de bulón empleado en la modelación, en la **Tabla 14** se muestra una sección de andesitas modelada con bulones.

Bulones	Separación (m)	Diámetro (m)	A (m <sup>2</sup> )	E (MPa)	EA (kN/m)
∅ 25 mm malla de 2,3 x 2,3m	2.3	0.025	0.00021342	210000	44818.91693
∅ 25 mm malla de 1,3 x 1,3m	1.3	0.025	0.0003776	210000	79295.00688
∅ 32 mm malla de 1,0 x 1,0m	1	0.032	0.00080425	210000	168892.0211

Tabla 14. Características de los elementos de sostenimiento tipo geogrid utilizados en el modelo.

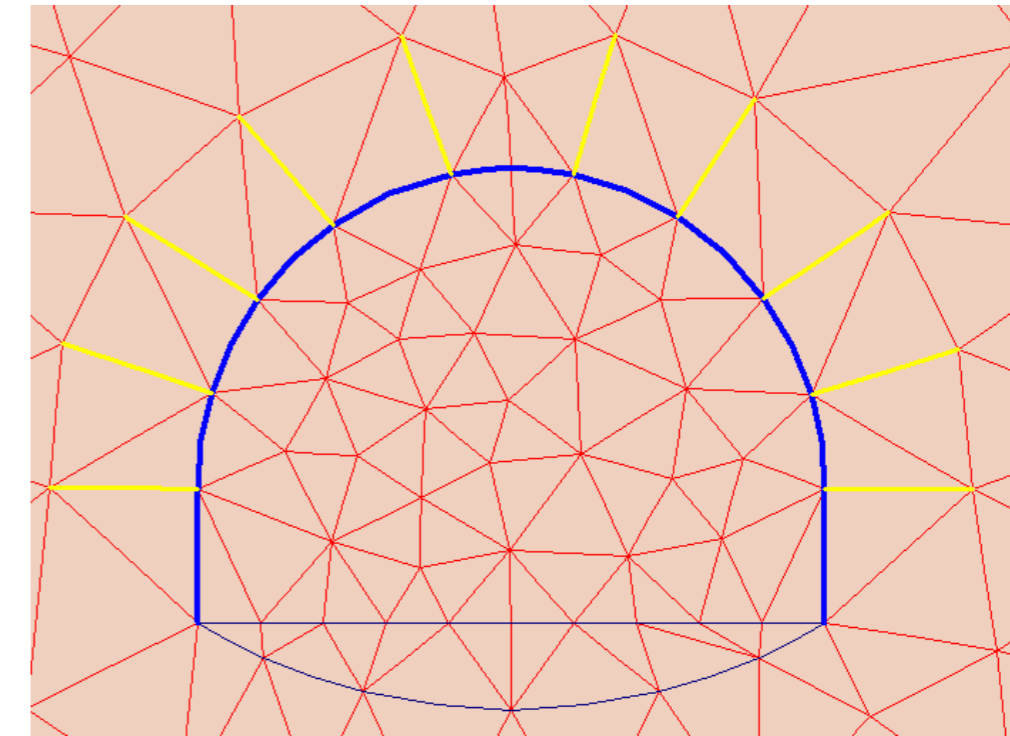


Figura 29. Modelización del sostenimiento con elementos tipo geogrid.

Por último, para limitar la resistencia tangencial del contacto terreno-sostenimiento, se usan elementos interfaz, aunque lo más habitual y utilizado en esta modelación es poner una adherencia perfecta entre ambos, sin adoptar ninguna medida especial, considerando que la unión entre los elementos de sostenimiento y el terreno será lo suficientemente resistente como para poder soportar las tensiones, alcanzando la plastificación o rotura del material de sostenimiento o terreno antes que la pérdida de esta adherencia, siendo el caso idóneo en la realidad.

#### 11.1.5. Tensiones iniciales.

En base a estudios sismotectónicos llevados a cabo para el proyecto, se ha implementado un coeficiente de empuje al reposo  $k_0$  de 0.7.

#### 11.1.6. Modelos constitutivos de los materiales.

Los modelos constitutivos requeridos para poder simular el comportamiento de los medios continuos han sido dos:

- Modelo de Mohr-Coulomb: aglomerados, flujos piroclásticos, lahares, escoria y zona de fallas y cizalla.
- Modelo de roca fracturada "Jointed-Rock": andesitas, tobas brechosas, areniscas, tobas y limolitas.

El comportamiento de estos dos modelos se describe con mayor detalle en el anexo de sostenimientos. En la siguiente tabla se muestran las propiedades y modelos utilizados para cada una de las series estratigráficas contempladas.

MATERIALES REPRESENTATIVOS	Modelo	Tipo de drenaje	c (MPa)	phi	E (MPa)	v	Peso específico sat (kN/m3)	E <sub>1</sub> , E <sub>2</sub> (kPa)	v <sub>1</sub> , v <sub>2</sub>	G <sub>2</sub> (kPa)
Andesitas	JRM	D	2.61	59		0.11	25	2.90E+07	0.11	1.31E+07
Tobas brechosas	JRM	D	0.37	24		0.17	17	1.20E+05	0.17	5.13E+04
Areniscas, tobas y limolitas	JRM	D	0.28	39		0.2	18	4.00E+05	0.2	1.67E+05
Aglomerados, flujos piroclásticos, lahares y escoria	M-C	D	0.03	37	100	0.3	22			
Fallas, Flujos piroclásticos cizalla, Tobas brechosas cizalla	M-C	D	0.025	35	60	0.3	19			

Tabla 15. Propiedades geotécnicas de los materiales. Modelo: JRM: Jointed Rock Model. M-C: Mohr-Coulomb. Tipo de drenaje: D: Drenado.

En algunas secciones ha sido necesaria la introducción de materiales mejorados, simulando la mejora del frente de excavación mediante inyecciones de microcemento o bulones de fibra de vidrio y hormigón proyectado. Los parámetros asociados se muestran a continuación:

MATERIALES MEJORADOS	Modelo	Tipo de drenaje	c (MPa)	phi	E (MPa)	v	Densidad aparente sat (kN/m3)
Aglomerados, flujos piroclásticos, lahares y escoria	M-C	U	0.06	40	200	0.2	24
Fallas, Flujos piroclásticos cizalla, Tobas brechosas cizalla	M-C	U	0.1	40	250	0.2	14

Tabla 16. Propiedades geotécnicas de los materiales mejorados por tratamiento del frente. Modelo: M-C: Mohr-Coulomb. Drenaje: U: no drenado.

### 11.1.7. Interpretación geológica de las secciones modeladas.

Para la realización del análisis tenso-deformacional de la excavación y sostenimiento del túnel, en primer lugar, se debe realizar una interpolación geológica de las secciones transversales que se consideren lo suficientemente importantes o críticas, para su modelación y posterior evaluación de su comportamiento. Estas secciones corresponden a zonas donde el área de excavación presenta algún contacto entre diferentes materiales y zonas con la excavación en un solo material con la mayor cobertura sobre la clave del túnel. En la Tabla 17 se muestran las secciones modeladas identificadas por su abscisa, los materiales presentes en el área de excavación y la cobertura sobre clave. En la Figura 30 se exponen los modelos geológicos introducidos en Plaxis 3D.

Abscisa	Materiales en sección de excavación	Cobertura sobre clave (m)
20+327.3	Andesitas parte superior, escorias inferiores	16,99
20+333.7	Falla superior, escorias inferiores	21,67
20+354.8	Escoria	41,44
20+377.4	Escoria mitad superior, andesitas inferiores	53,22
20+422.2	Andesita	84,01
20+461.3	Andesitas mitad superior, aglomerados inferior	109,08
20+493.3	Aglomerados	123,47
20+592.9	Tobas brechosas	170,17
20+872.7	Andesita	241,58
20+990.6	Andesita	257,88
21+054.4	Lahares mitad superior, andesitas inferiores	261,73
21+072.3	Lahares mitad superior, andesitas inferiores	266,45
21+085.1	Falla o zona cizallada	299,40
21+204.2	Andesita	313,78
21+360.9	Flujos piroclásticos superior, andesita mitad inferior	332,15
21+407.6	Falla o zona cizallada	336,66
21+456.3	Falla o zona cizallada	336,18
21+529.5	Andesita con escoria en la parte inferior	320,90
21+591.3	Andesita	313,04
21+664.3	Andesita	311,27
21+781.7	Andesita	243,35
21+896.4	Andesita	118,18
21+937.7	Andesitas mitad superior, escorias inferiores	72,92
21+947.2	Andesitas mitad superior, escorias inferiores	62,51
21+968.5	Andesitas parte superior, escorias y tobas	44,14
21+971.8	Andesitas parte superior, escorias y tobas	32,99

Tabla 17. Secciones del túnel analizadas con métodos numéricos.

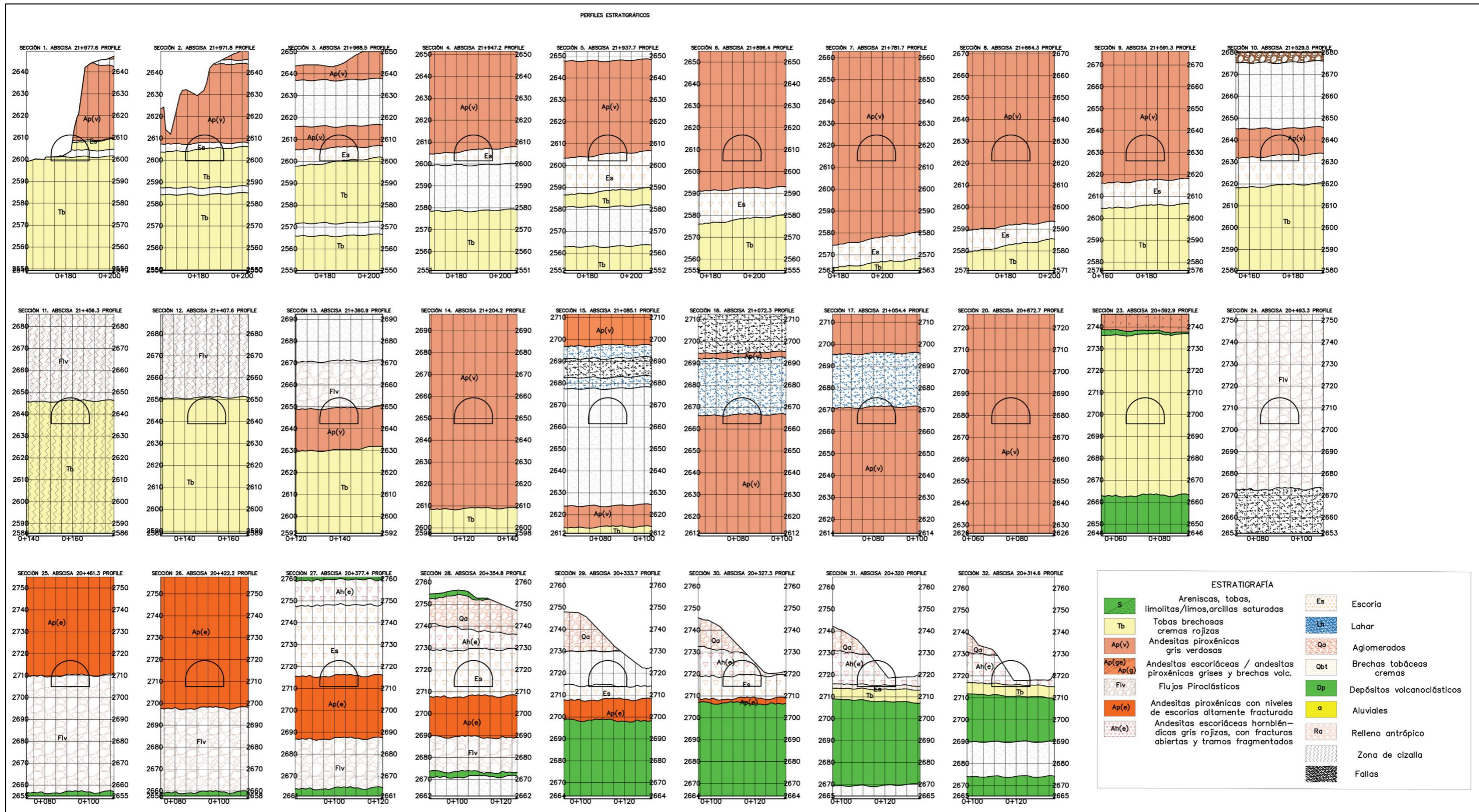


Figura 30. Secciones geológicas modeladas con métodos numéricos.

### 11.1.8. Fases de cálculo.

Una vez establecidos los parámetros geotécnicos y los modelos de comportamiento para los diferentes estratos atravesados en las perforaciones, se han establecido una serie de fases de cálculo para representar las diferentes etapas que constituirán el proceso constructivo del túnel.

Cada tipo de sostenimiento está adaptado a los diferentes materiales atravesados, contemplando las fases de construcción específicas y, por tanto, la simulación de dichas fases en cada caso. A continuación, se enlistan las fases simuladas para cada tipo de sostenimiento.

#### ➤ Sostenimiento Tipo I: Andesitas.

- Inicial.
- Avance 1: excavación a sección completa en una longitud de 1.5m.
- Sostenimiento 1: 0.5 m de hormigón proyectado y bulones de 3.5 m de longitud en malla de 2.3x2.3 m.
- Avance 2.
- Sostenimiento 2.
- Avance 3.
- Sostenimiento 3.

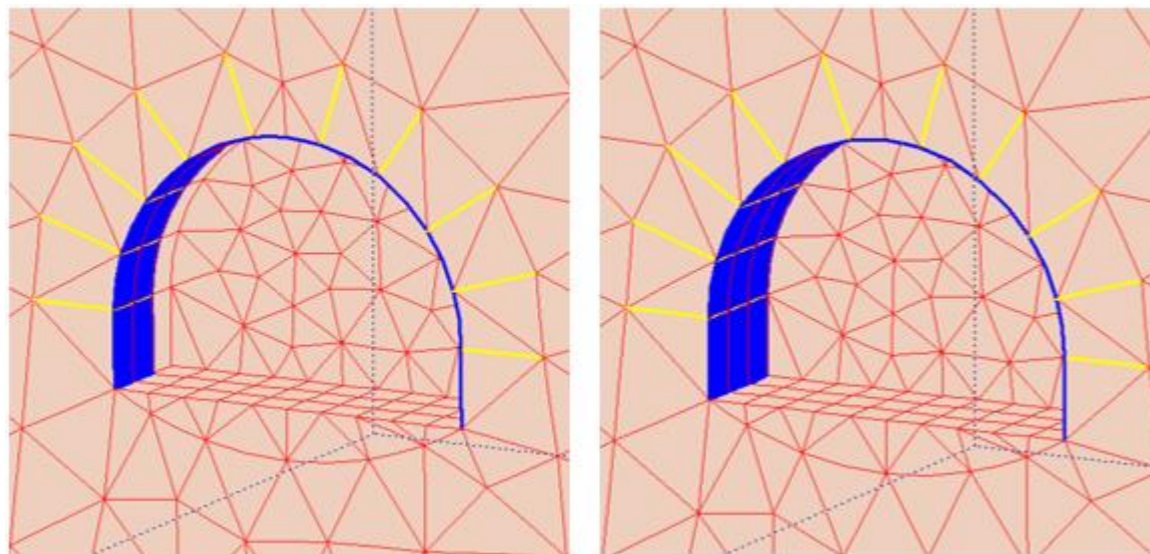


Figura 31. Fase para sostenimiento Tipo I.

#### ➤ Sostenimiento Tipo II: Tobas brechosas, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas.

- Inicial
- Avance 1: excavación con una longitud de avance de 1.5 m
- Sostenimiento 1: 0.15 m de hormigón proyectado, cerchas IPN140 y bulones de 2 m de longitud en malla 1.5x1.5 m.
- Avance 2
- Sostenimiento 2
- Avance 3
- Sostenimiento 3
- Inicial destroza: se lleva el avance 50 m por delante de la destroza.

- Destroza 1: excavación de la destroza en una longitud de 3 m.
- Sostenimiento destroza 1: 0.15 m de hormigón proyectado y cerchas IPN140.
- Destroza 2
- Sostenimiento destroza 2

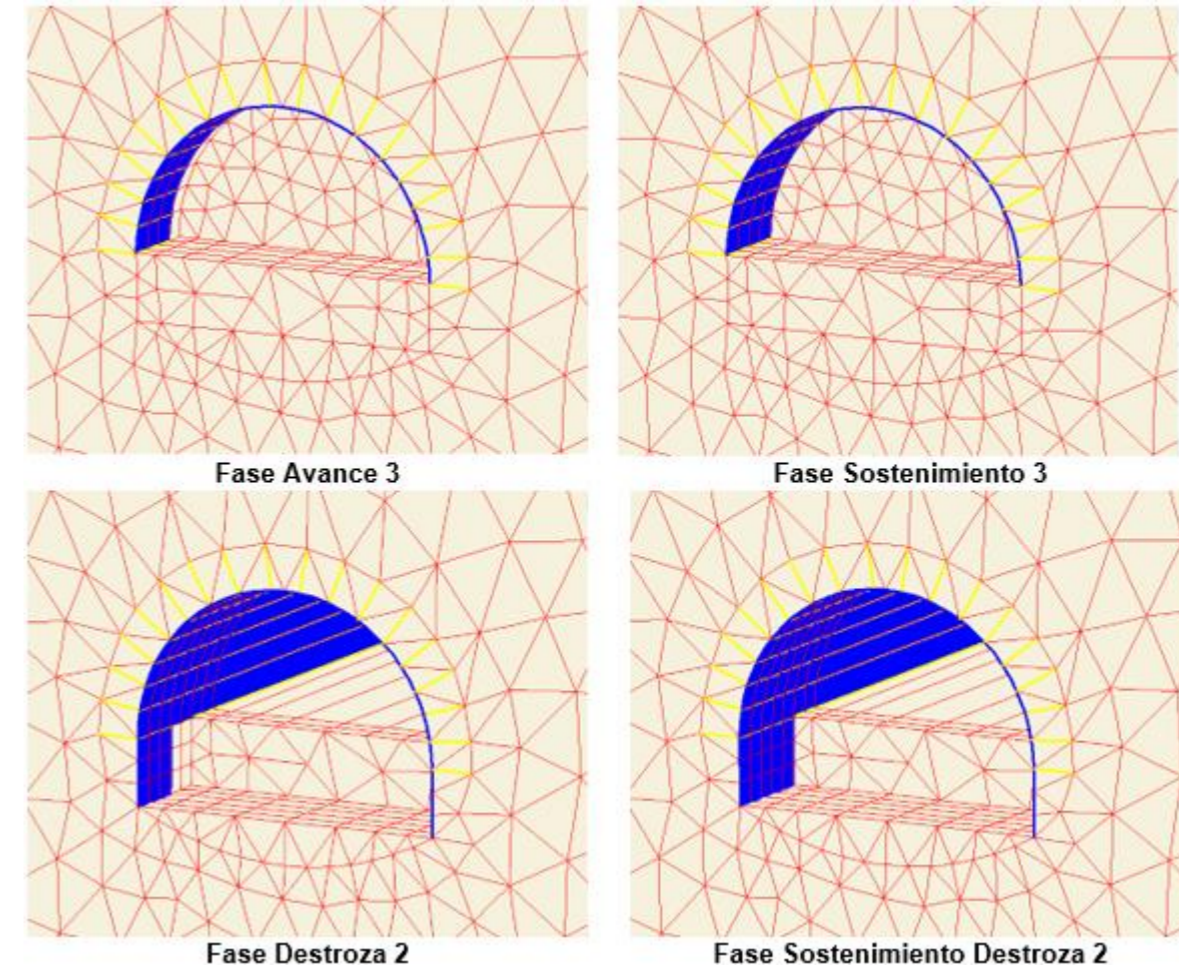


Figura 32. Fase para sostenimiento Tipo II.

#### ➤ Sostenimiento Tipo III: Aglomerados, flujos piroclásticos y lahares.

- Inicial
- Avance 1: excavación con una longitud de avance de 0.75 m
- Sostenimiento 1: 0.20 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180, patas de elefante e inyecciones de frente.
- Avance 2
- Sostenimiento 2
- Avance 3
- Sostenimiento 3
- Inicial destroza: se lleva el avance 50 m por delante de la destroza.
- Destroza derecha 1: excavación de la destroza derecha en una longitud de 1.5 m.
- Sostenimiento destroza derecha 1: 0.20 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180.
- Destroza derecha 2
- Sostenimiento destroza derecha 2
- Destroza izquierda 1: excavación de la destroza izquierda en una longitud de 1.5 m.

- Sostenimiento destroza izquierda 1: 0.20 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180.
- Destroza izquierda 2
- Sostenimiento destroza izquierda 2
- Inicial contrabóveda
- Excavación contrabóveda: excavación de la contrabóveda en una longitud de 3 m.
- Losa contrabóveda: ejecución de losa de contrabóveda

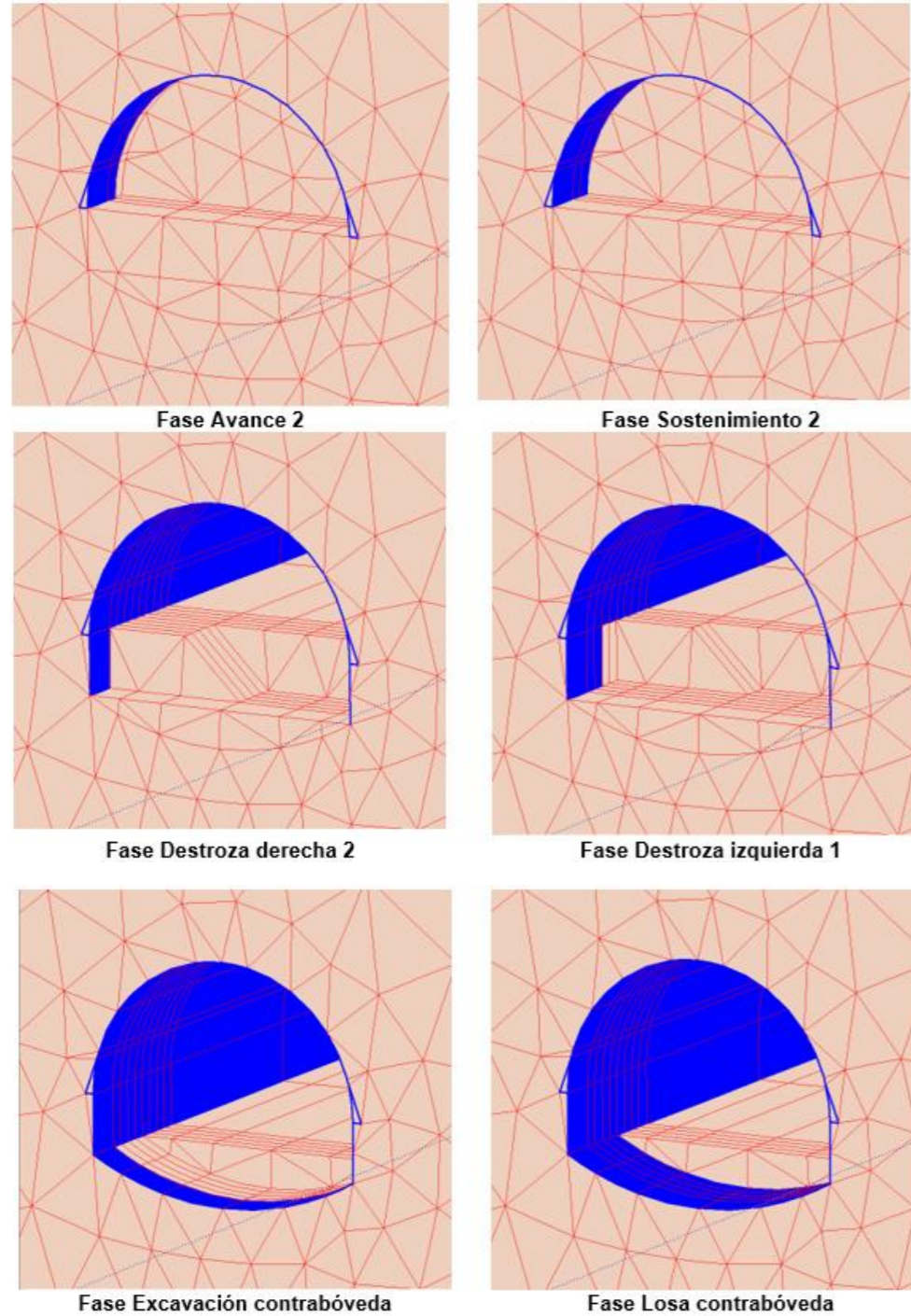


Figura 33. Fase para sostenimiento Tipo III.

- Sostenimiento Tipo IV y V: Zona de emboquilles, fallas y materiales cizallados.

- Inicial
- Avance 1: excavación con una longitud de avance de 0.75 m
- Sostenimiento 1: 0.20/0.25 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180, patas de elefante, paraguas de micropilotes e inyecciones de frente o bulones de fibra de vidrio (fallas).
- Avance 2
- Sostenimiento 2
- Avance 3
- Sostenimiento 3
- Inicial destroza: se lleva el avance 50 m por delante de la destroza.
- Destroza derecha 1: excavación de la destroza derecha en una longitud de 1.5 m.
- Sostenimiento destroza derecha 1: 0.20/0.25 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180.
- Destroza derecha 2
- Sostenimiento destroza derecha 2
- Destroza izquierda 1: excavación de la destroza izquierda en una longitud de 1.5 m.
- Sostenimiento destroza izquierda 1: 0.20/0.25 m de hormigón proyectado, cerchas HEB180.
- Destroza izquierda 2
- Sostenimiento destroza izquierda 2
- Inicia contrabóveda
- Excavación contrabóveda: excavación de la contrabóveda en una longitud de 3 m.
- Losa contrabóveda: ejecución de losa de contrabóveda.

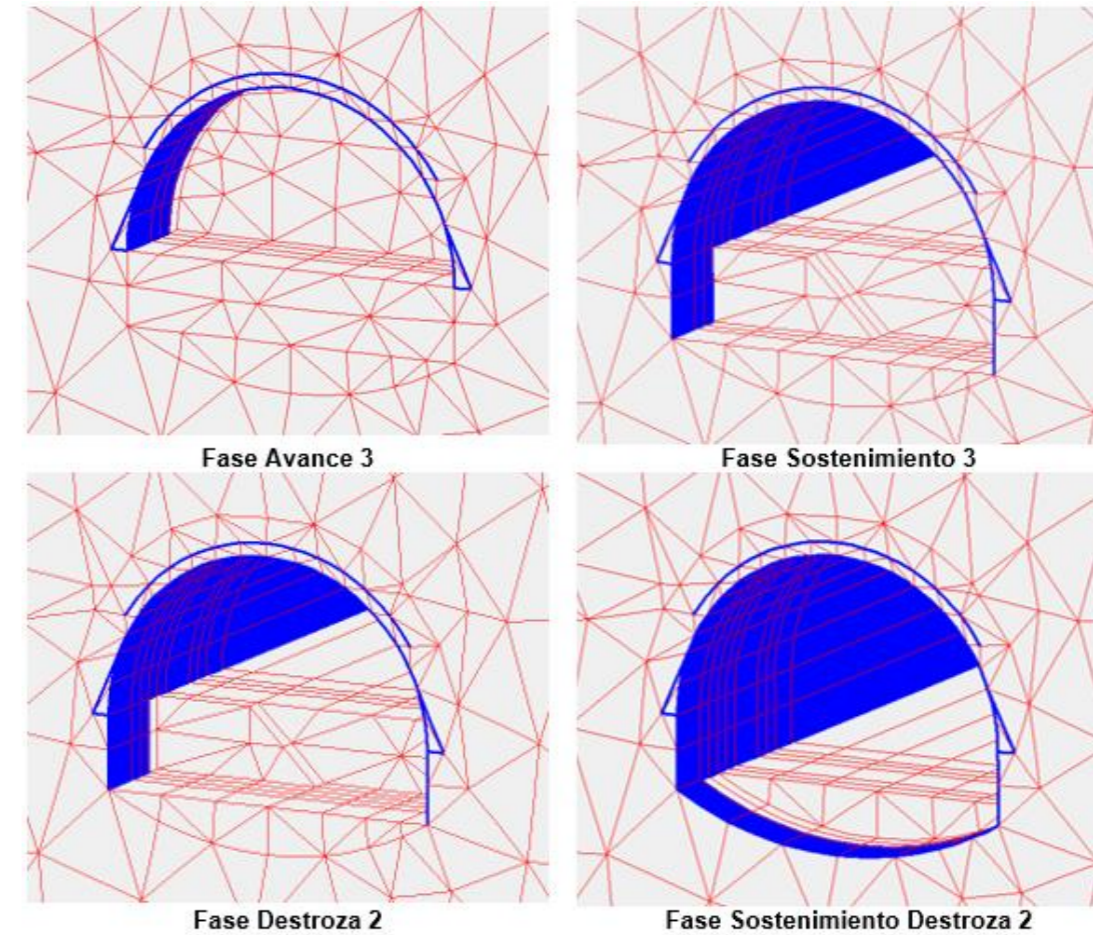


Figura 34. Fase para sostenimiento Tipo IV.



En la siguiente figura se muestra una captura de pantalla del módulo Calculations de Plaxis 3D Tunnel, con las diferentes fases para un sostenimiento del Tipo IV.

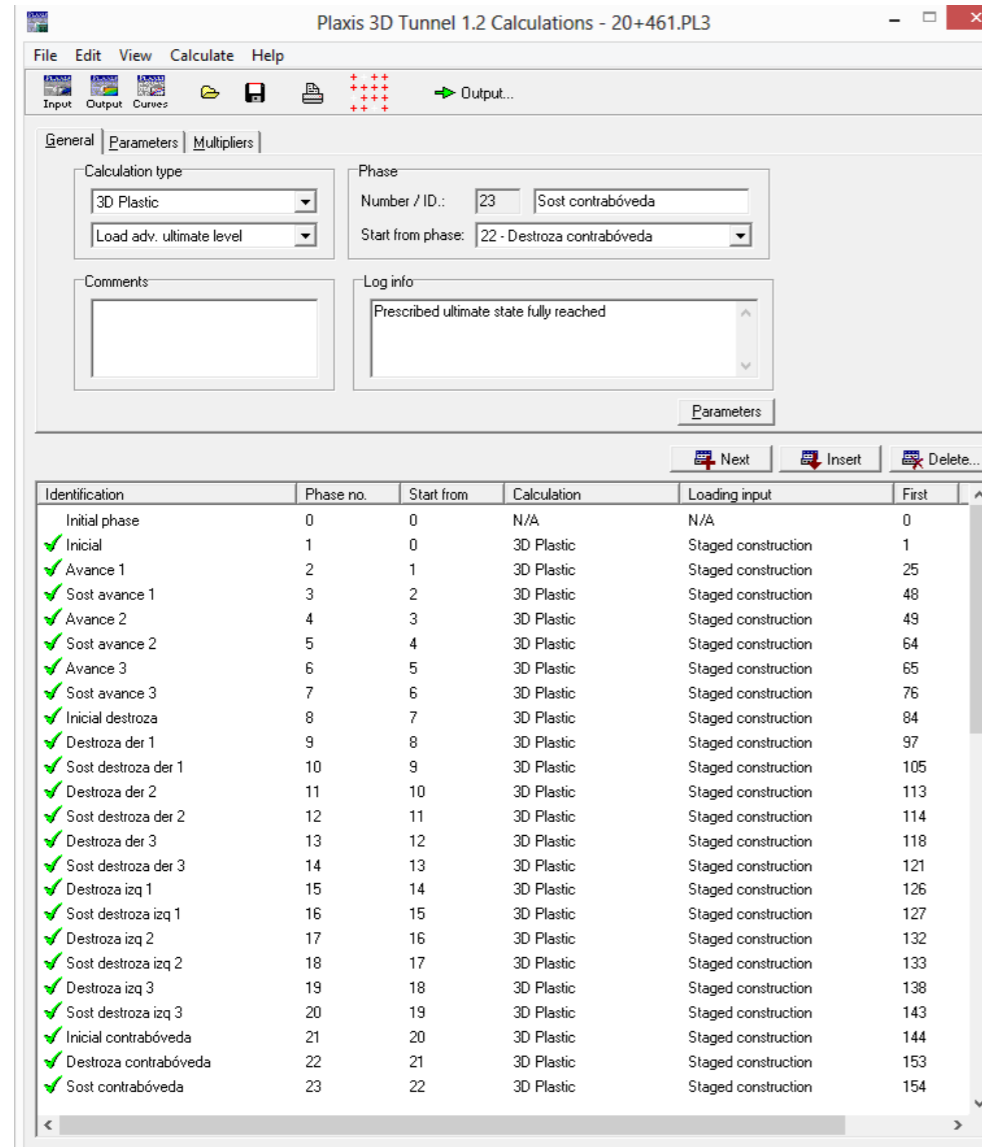


Figura 35. Fases de análisis de Plaxis 3D Tunnel para el sostenimiento Tipo IV.

#### 11.1.9. Resultados de la optimización de los sostenimientos por métodos numéricos.

El sostenimiento Tipo I corresponde a los materiales de mayor calidad que atravesarán el túnel. Estos materiales andesíticos, con algunas fracturas, requerirán bulones y hormigón proyectado para controlar las caídas de cuñas. La sección estudiada como referencia en materiales andesíticos, fue la perteneciente a la abscisa 21+204. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es superior a 320 m; hay que tener en cuenta que el material se extiende de manera homogénea a lo largo del trazado del túnel, por lo que los resultados y conclusiones a los que se llega son extrapolables a otras secciones con las mismas características.

Debido a la calidad de la roca, la excavación se realizará a sección completa. Con respecto al avance, se analizaron longitudes de 1.0 a 1.5 m para poder estudiar su influencia en las deformaciones y esfuerzos en el sostenimiento.

Se puede observar en el anexo de sostenimientos que los desplazamientos máximos se producen en la zona de la base del túnel, y tienen una magnitud máxima de 1mm. En la zona del frente los desplazamientos máximos son de 0.6 mm. El desplazamiento es ligeramente mayor cuanto mayor es la longitud de avance; sin embargo, los desplazamientos son admisibles en ambos casos. Por este motivo, se recomienda una longitud de avance de 1.5 m. para mejorar el rendimiento de la construcción del túnel.

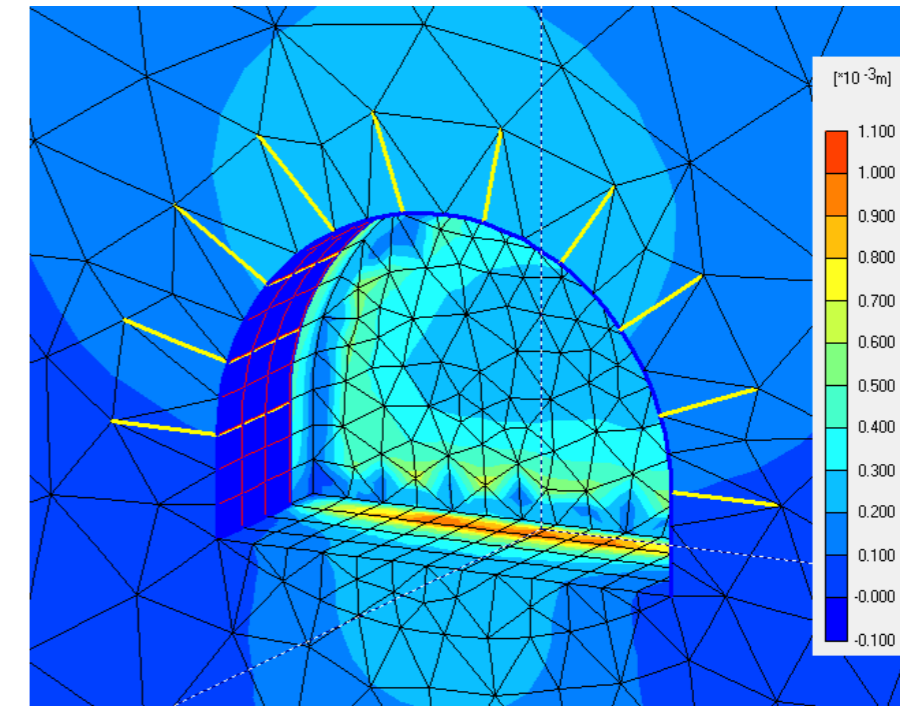


Figura 36. Desplazamientos totales en la sección 21+204 en fase de excavación 3 con longitud de avance de 1.50m.

El sostenimiento tipo II se utilizará cuando la excavación se haga en tobas brechosas, areniscas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas. La sección que se analizó para el material de tobas brechosas fue la correspondiente a la abscisa 20+593. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es superior a 160 m.

Estos materiales necesitarán de bulones, hormigón proyectado y cerchas tipo IPN140 para garantizar la estabilidad del túnel durante la construcción. Se evaluó la influencia de la distancia entre cerchas en los desplazamientos en el frente y en el terreno. Los desplazamientos máximos se dan en la zona de la base del túnel, con dirección ascendente; esto se da debido a la descompresión del terreno al excavar. No existe una significativa diferencia entre las deformaciones observadas al colocar cerchas a una distancia de 1 ó 1.5 m., por lo que se decide emplear el mayor espaciado posible, disminuyendo costes. En cuanto a la longitud de avance, se recomienda la excavación de 1m. para controlar las deformaciones tanto en el frente como en los sostenimientos. La magnitud del desplazamiento en la base es aceptable, ya que posteriormente se realizará la excavación de la destroza.

En la zona del frente los desplazamientos máximos se mantienen en torno a los 2 cm. Con respecto a los elementos de sostenimiento, las deformaciones en la sección de sostenimiento más próxima (colocada a 1 m del avance) los desplazamientos mayores están en torno a los 3 cm. En la fase de la destroza se ha decidido realizar una longitud de destroza del doble de la longitud del avance, es decir, 2m. Los desplazamientos máximos están

concentrados en los hastiales del túnel sin sostenimiento y en la zona lateral de la base del túnel. Ambos desplazamientos son críticos desde el punto de vista de la estabilidad del túnel.

En el caso de los hastiales, puede controlarse con el hormigón proyectado de sellado antes de colocar la cercha IPN 140. Para la base se solucionará excavando el exceso de deformación.

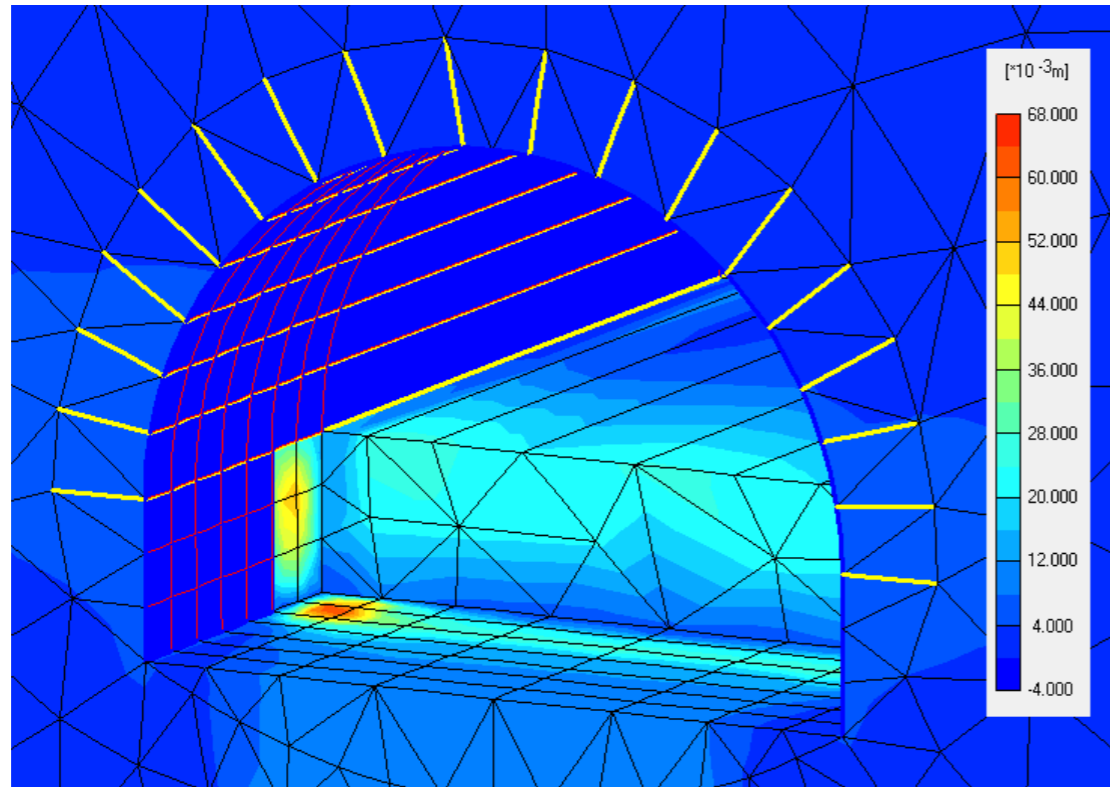


Figura 37. Desplazamientos totales de la sección 20+593 en fase de destroza 2, con longitud de 2 m, y distancia entre cerchas de 1.50 m.

El sostenimiento tipo III se utilizará cuando la excavación se haga en Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y escoria. Estos materiales, según el predimensionamiento, necesitará bulones, hormigón proyectado y cerchas pesadas tipo HEB180 para garantizar la estabilidad del túnel durante la construcción; otra medida recomendada para este tipo de materiales es el uso de patas de elefante. La sección estudiada como referencia en materiales de tobas brechosas fue la perteneciente a la abscisa 20+493. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es superior a 120 m.

Debido a los parámetros resistentes de los materiales, la excavación se realizará a en cuatro fases: avance, destroza derecha, destroza izquierda y contrabóveda. En este caso y debido a los grandes desplazamientos que se obtuvieron, la longitud de avance no se optimizó y se fijó en 0.75 m. En este caso se vio la necesidad de modificar las medidas de sostenimiento debido a los resultados obtenidos con el predimensionamiento explicado en apartados anteriores. Se requiere de patas de elefante y mejora del frente de excavación mediante inyecciones de microcemento.

Las deformaciones en la sección de sostenimiento más próxima (colocada a 0.75 m del avance), los desplazamientos mayores son inferiores a los 3 cm. En la fase de destroza, se ha decidido realizar una longitud de destroza del doble de la longitud de avance, es decir, 1.50 m. Se puede observar que los desplazamientos máximos

están concentrados en los hastiales del túnel sin sostenimiento. Estos desplazamientos no resultan críticos desde el punto de vista de la estabilidad del túnel.

En el caso de los hastiales pueden controlarse con el hormigón proyectado de sellado antes de la colocación de las cerchas HEB180. En la fase de excavación de la contrabóveda, la longitud de excavación será del doble de la longitud de destroza, es decir, 3 m. La excavación de la contrabóveda provoca desplazamientos adicionales con valor inferior a los 7 mm en el sostenimiento.

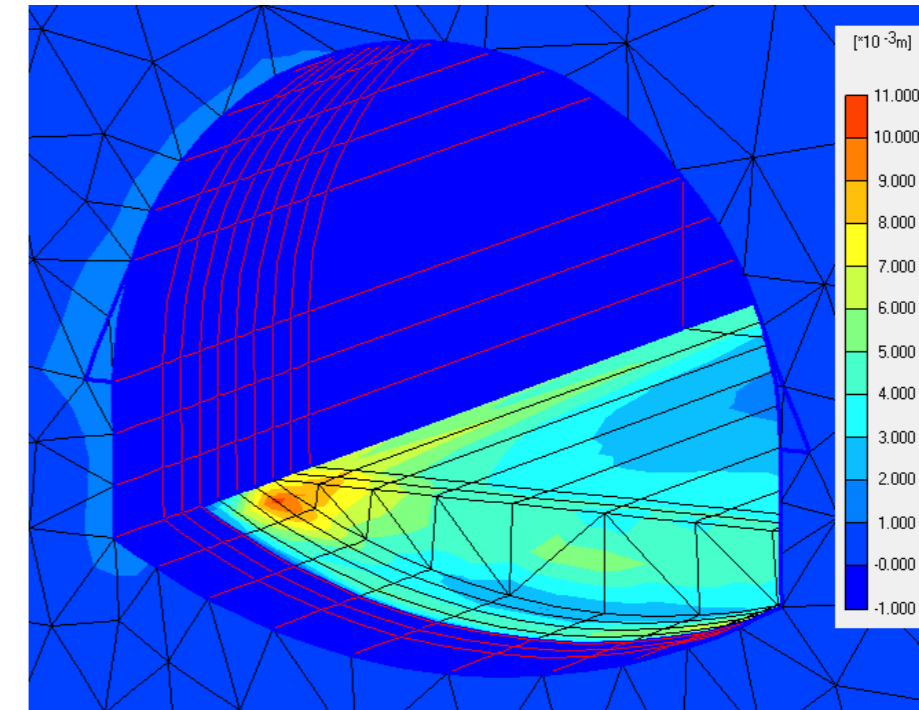


Figura 38. Desplazamientos totales de la sección 20+493, en fase de excavación de la contrabóveda.

El sostenimiento Tipo IV, según el predimensionamiento, se utilizará en zonas de fallas materiales cizallados y zonas de emboquille. Estos materiales, según el predimensionamiento, necesitarán de bulones, hormigón proyectado y cerchas pesadas tipo HEB180 para garantizar la estabilidad del túnel durante la construcción. La sección estudiada como referencia en materiales de zona de falla fue la perteneciente a la abscisa 21+456. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es superior a 325 m.

Debido a los parámetros resistentes de los materiales, la excavación se realizará a en cuatro fases: avance, destroza derecha, destroza izquierda y contrabóveda. En este caso y debido a los grandes desplazamientos que se obtuvieron, la longitud de avance no se optimizó y se fijó en 0.75 m. Analizando los resultados tenso-deformacionales del predimensionamiento, se vio la necesidad de modificar las medidas de sostenimiento, eliminando los bulones al no aportar mejoras en el sostenimiento, al igual que se hizo en la sección tipo III, y el uso de patas de elefante.

Se requiere realizar contrabóveda y tratamiento del frente con micropilotes de fibra de vidrio combinado con hormigón proyectado de 0.25m de espesor. Las deformaciones en la sección del sostenimiento más próxima, colocada a 0.75 m del avance, los desplazamientos son inferiores a 3 cm. En la fase de la destroza, se ha decidido realizar una longitud de destroza igual a la longitud de avance; es decir de 0.75 m.

Se observa que los desplazamientos máximos en este caso están concentrados en las zonas de la destroza sin excavar. Estos desplazamientos no son críticos desde el punto de vista de la estabilidad del túnel, y serán excavados en las fases posteriores de destroza. La excavación de la destroza derecha provoca desplazamientos en el sostenimiento concentrados en la zona de los hastiales, en torno a 2 cm, y, por tanto, son admisibles. En la fase de excavación de la contrabóveda, la longitud de excavación será el doble de la longitud de la destroza, es decir, de 1.5 m.

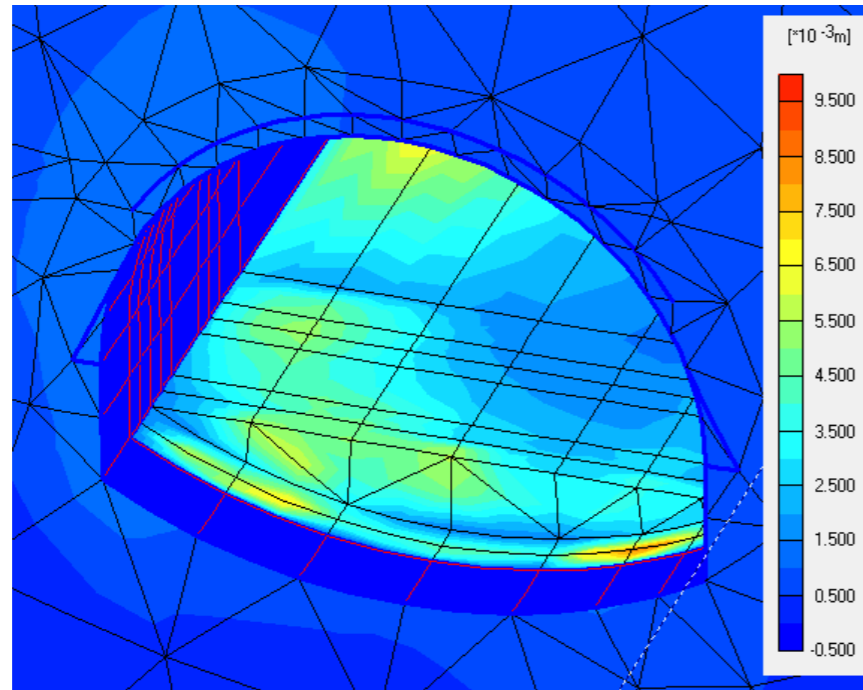


Figura 39. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de excavación de la contrabóveda.

El sostenimiento tipo V se utilizará en las zonas de emboquille, es decir en los 50 primeros metros desde cada portal. Estos materiales tienen una mayor alteración y además la poca cobertura impide que el terreno realice el efecto arco que permite relajar en parte el sostenimiento. Por este motivo, se recomienda que en zonas de emboquille se utilice un sostenimiento pesado formado por bulones, hormigón proyectado y cerchas pesadas tipo HEB180 para garantizar la estabilidad del túnel durante la construcción. La sección estudiada como referencia en materiales de zona de falla fue la perteneciente a la abscisa 20+354. La cobertura sobre la clave del túnel en esta zona es de 30 m.

Debido a los parámetros resistentes de los materiales, la excavación se realizará a en cuatro fases: avance, destroza derecha, destroza izquierda y contrabóveda. En este caso y debido a la alteración de los materiales, la longitud de avance no se optimizó y se fijó en el mínimo recomendado de 0.75 m. Debido a la alteración de los

materiales en las zonas de emboquille, se recomienda la ejecución de patas de elefante, además se ve necesaria la instalación de micropilotes en la bóveda para limitar las deformaciones en esta zona de la sección. Respecto a los elementos de sostenimiento, las deformaciones en la sección de sostenimiento más próxima, colocada a 0.75 m del avance, los desplazamientos registrados son menores a 0.5 cm.

En la fase de destroza, se ha decidido realizar una longitud de destroza igual a dos veces la longitud de avance, es decir, de 1.5 m. Bajo estas condiciones, se muestran los desplazamientos totales producidos por la excavación de la segunda fase de destroza, flanco derecho. Los desplazamientos máximos están concentrados en los hastiales del túnel sin sostenimiento. Estos desplazamientos no son críticos desde el punto de vista de la estabilidad del túnel. Pueden controlarse con el hormigón proyectado de sellado antes de colocar la cercha HEB180. La longitud de excavación será el doble de la longitud de la destroza, es decir 3 m.

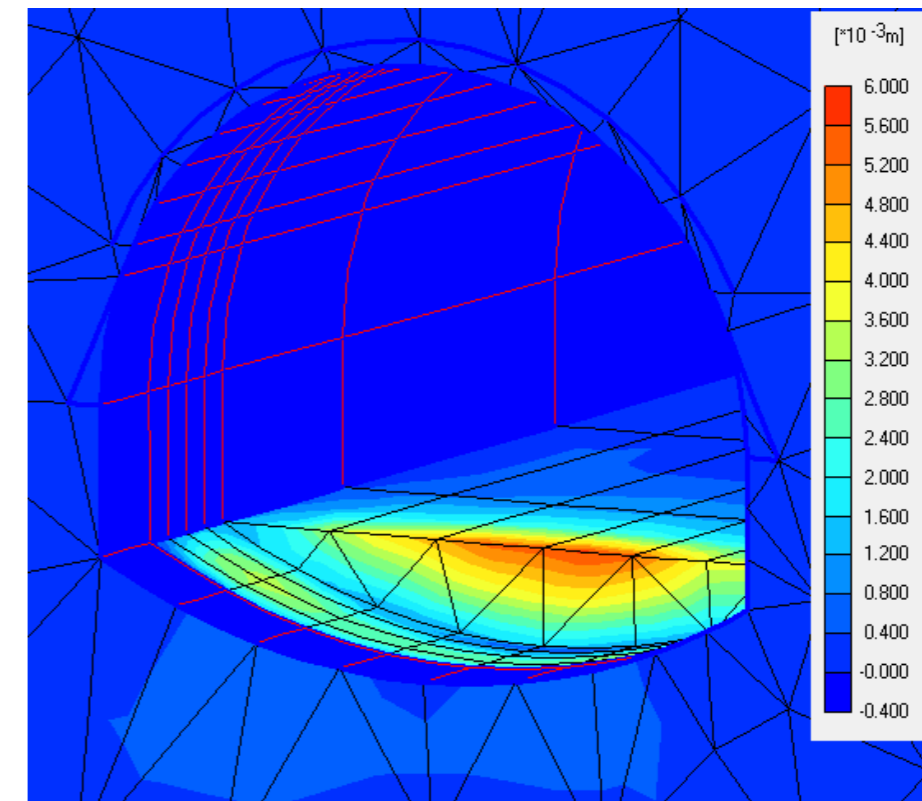


Figura 40. Desplazamientos totales en la sección 20+354 en la fase de excavación de la contrabóveda.

A continuación se muestra un resumen de los resultados numéricos obtenidos en las diferentes secciones analizadas.

		Desplazamientos (cm)																							
		Clave de Bóveda							Hastiales fin de curvatura							Mitad de Hastiales							Contrabóveda		
Fase		Avance		Destroza			Contrabóveda	Avance		Destroza			Contrabóveda	Avance		Destroza			Contrabóveda	Contrabóveda					
Abscisa	Materiales en sección de excavación	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	1 sección por detrás	1 sección por detrás	2 sección por detrás	3 sección por detrás	
20+327.3	Andesitas parte superior, escorias inferiores	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.10	0.08	0.06	0.03	0.02	0.02	0.01	-	-	-	0.12	0.07	0.05	0.01	0.12	0.10	0.07
20+333.7	Falla superior, escorias inferiores	0.30	0.25	0.25	0.10	0.10	0.10	0.90	0.45	0.37	0.30	0.20	0.17	0.15	0.80	-	-	-	0.40	0.30	0.20	0.50	0.20	0.10	0.10
20+354.8	Escoria	0.30	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.60	0.50	0.35	0.20	0.20	0.10	0.10	-	-	-	0.25	0.20	0.10	0.10	0.15	0.12	0.10
20+377.4	Escoria mitad superior, andesitas inferiores	0.60	0.35	0.20	0.02	0.02	0.02	-	0.08	0.04	0.03	0.05	0.03	0.03	-	-	-	-	0.02	0.02	0.01	-	-	-	-
20+422.2	Andesita	0.02	0.01	0.01	-	-	-	-	0.01	0.00	0.00	-	-	-	-	0.01	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-
20+461.3	Andesitas mitad superior, aglomerados inferior	0.10	0.10	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.10	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	1.30	0.60	0.30	0.10	0.30	0.20	0.20
20+493.3	Aglomerados	2.20	1.70	1.50	0.20	0.20	0.20	0.10	2.20	1.80	1.70	1.00	1.00	0.90	0.10	-	-	-	1.60	1.30	1.00	0.20	0.30	0.20	0.20
20+592.9	Tobas brechosas	2.50	1.50	1.50	0.10	0.10	0.10	0.10	1.50	1.20	1.20	1.60	1.30	1.00	0.10	-	-	-	2.00	1.40	1.00	0.10	-	-	-
20+872.7	Andesita	0.05	0.02	0.02	-	-	-	-	0.03	0.02	0.01	-	-	-	-	0.02	0.01	0.00	-	-	-	-	-	-	-
20+990.6	Andesita	0.06	0.03	0.02	-	-	-	-	0.04	0.02	0.01	-	-	-	-	0.03	0.01	0.00	-	-	-	-	-	-	-
21+054.4	Lahares mitad superior, andesitas inferiores	2.50	2.00	1.30	0.00	0.00	0.00	-	0.10	0.10	0.10	0.06	0.04	0.03	-	-	-	-	0.04	0.03	0.02	-	-	-	-
21+072.3	Lahares mitad superior, andesitas inferiores	3.50	2.20	1.50	0.00	0.00	0.00	-	1.10	0.70	0.70	0.08	0.03	0.01	-	-	-	-	0.01	0.01	0.01	-	-	-	-
21+085.1	Falla o zona cizallada	3.00	2.80	2.60	0.10	0.10	0.10	0.10	2.70	2.50	2.50	1.60	1.60	1.50	0.10	-	-	-	2.20	2.00	1.80	0.10	0.20	0.20	0.20
21+204.2	Andesita	0.08	0.04	0.03	-	-	-	-	0.05	0.02	0.01	-	-	-	-	0.04	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-
21+360.9	Flujos piroclásticos superior, andesita mitad inferior	3.60	2.00	1.20	0.02	0.02	0.01	-	0.04	0.02	0.01	0.04	0.03	0.02	-	-	-	-	0.03	0.02	0.01	-	-	-	-
21+407.6	Falla o zona cizallada	4.40	3.60	2.80	0.10	0.10	0.10	0.10	4.00	3.20	2.80	1.60	1.60	1.50	0.10	-	-	-	2.00	1.60	1.50	0.10	0.20	0.20	0.20
21+456.3	Falla o zona cizallada	2.80	2.40	2.20	0.10	0.10	0.10	0.10	2.40	2.20	2.00	1.10	1.10	1.00	0.10	-	-	-	1.60	1.40	1.20	0.10	0.20	0.20	0.20
21+529.5	Andesita con escoria en la parte inferior	0.10	0.08	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.07	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	1.20	1.00	1.00	0.50	2.00	1.20	0.60
21+591.3	Andesita	0.07	0.03	0.02	-	-	-	-	0.04	0.02	0.01	-	-	-	-	0.03	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-
21+664.3	Andesita	0.08	0.04	0.03	-	-	-	-	0.05	0.02	0.01	-	-	-	-	0.03	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-
21+781.7	Andesita	0.06	0.03	0.02	-	-	-	-	0.04	0.02	0.01	-	-	-	-	0.03	0.01	0.01	-	-	-	-	-	-	-
21+896.4	Andesita	0.03	0.01	0.01	-	-	-	-	0.02	0.01	0.01	-	-	-	-	0.01	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-
21+937.7	Andesitas mitad superior, escorias inferiores	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.25	0.20	0.18	0.15	0.15	0.15	0.01	-	-	-	0.40	0.30	0.25	0.01	0.30	0.20	0.20
21+947.2	Andesitas mitad superior, escorias inferiores	0.05	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.80	0.30	0.15	0.03	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.05	0.03	0.01	0.01	0.05	0.03	0.02
21+968.5	Andesitas parte superior, escorias y tobas	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.15	0.07	0.05	0.14	0.13	0.10	0.01	-	-	-	0.60	0.30	0.20	0.01	0.28	0.20	0.10

21+971.8	Andesitas parte superior, escorias y tobas	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.02	0.01	0.30	0.30	0.20	0.01	-	-	-	0.60	0.40	0.20	0.01	0.30	0.18	0.12
----------	--	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	---	---	---	------	------	------	------	------	------	------

Tabla 18. Deformaciones producidas en los sostenimientos en las diferentes fases de excavación.

Sostenimiento		Hormigón proyectado H-25 con fibra (m)	Bulones	Cerchas	Excavación	Longitud de avance	Medidas adicionales de sostenimiento
Andesita	Tipo I	0,05	φ25 mm de 3,5 metros malla de 2,3 x 2,3	Sección completa	1,50 m	Andesita	-
Toba brechosa, areniscas tobáceas, tobas, limolitas y andesitas muy fracturadas	Tipo II	0,15	φ25 mm de 2,0 metros malla de 1,3 x 1,3	IPN - 140 espaciadas 1,5 m.	Avance	1.5	-
					Destroza	3	
Aglomerado, flujos piroclásticos, lahares y escoria	Tipo III	0,20	-	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Pata de elefante</li> <li>•Inyecciones de microcemento en el frente</li> </ul>
					Destroza derecha e izquierda	1.5	
					Contrabóveda	3	
Zona de fallas y materiales cizallados	Tipo IV	0,25	-	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Pata de elefante</li> <li>•Inyecciones de microcemento en el frente/Bulones de fibra de vidrio</li> <li>•Paraguas de micropilotes</li> </ul>
					Destroza derecha e izquierda	0.75	
					Contrabóveda	1.5	
Zona de emboquilles (50 m desde cada portal)	Tipo V	0,20	-	HEB – 180 espaciadas 0,75 m.	Avance	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Pata de elefante</li> <li>•Paraguas de micropilotes</li> </ul>
					Destroza derecha e izquierda	1.5	
					Contrabóveda	3	

Tabla 19. resumen de los sostenimientos planteados en función de la sección tratada.

A continuación, se describen las medidas especiales de sostenimiento que aparecen en los materiales de peores características (tipo III, IV y V).

- Sellado del frente. En las zonas especialmente inestables, para asegurar la estabilidad y reducir las deformaciones después de la excavación del avance, se propone proyectar en el frente una capa de 5 cm de hormigón proyectado con fibra.
- Paraguas de micropilotes. Esta medida consiste en emplear micropilotes subhorizontales de 10 m de longitud y 100 mm de diámetro correspondientes al recorte de excavación. El efecto que se consigue es

formar un vano sobre el que se sustente el terreno situado en la zona de clave. Se aplicarán en zonas especialmente inestables y difíciles (zonas de falla), así como en el emboquille.

- Patas de elefante. Consisten en unos tacones por fuera del contorno teórico de la sección que denominados generalmente “pata de elefante”, permiten que las presiones transmitidas por el sostenimiento de la bóveda las absorba el terreno de forma que la carga unitaria sea pequeña al tener una gran superficie de apoyo.
- Inyecciones en el frente. En materiales milonitizados saturados (fallas), aglomerados o cualquier tipo de material suelto y saturado, deberán realizarse inyecciones en el frente de excavación, en forma de abanico (Ilustración 2) y previsiblemente de microcemento o lechadas de cemento con aditivos, para poder excavar dichos materiales. Esto debe hacerse siguiendo las recomendaciones de empresas especializadas en este tipo de tratamientos.

## 11.2. Estabilidad cinemática en rocas (cuñas).

Debido a la litología, únicamente se comprobará el sostenimiento Tipo 1, aplicado sobre las andesitas, ya que los demás estratos tienen una calidad tan baja que se han considerado como suelos o colapsaría por otras circunstancias antes que por este tipo de inestabilidad. Este tipo de estrato, está caracterizado por una familia de juntas.

Para el cálculo de las inestabilidades se ha recurrido al programa Unwedge 3.0 de Rockscience, el cual nos permite:

- Analizar la estabilidad y la visualización en 3D para la visualización conveniente de cuñas que rodean la excavación.
- Determinar las necesidades de apoyo para una cuña inestable, colocar refuerzos, anclajes u hormigón proyectado.
- Realizar un análisis del factor de seguridad.
- Ofrece modelos de apoyo mejorados para pernos, hormigón proyectado, apoyos presiones, la capacidad de optimizar la orientación del túnel.
- Su análisis está basado en Goodman y Shi, que incluye la capacidad de incorporar el estrés inducido alrededor de la excavación y el efecto sobre la estabilidad, los nuevos modelos de resistencia tales como Barton-Bandis y Power Curve, y la capacidad de mejorar la escala y dimensionamiento de las cuñas.

### 11.2.1. Estudio de las inestabilidades por cuñas tratadas.

Para el análisis, se tomaron las siguientes consideraciones:

- La dirección del túnel, se analizaron las cuñas en base a la tendencia e inmersión del eje del túnel.
  - Caso I. 100°/4°
  - Caso II. 043°/4°
  - Caso III. 072°/4°
- Se tomaron las tendencias medias de los sistemas estructurales de las familias principales, despreciando las secundarias.
  - Primera familia de juntas, Jn1. 017/59 ± 18

- Segunda familia de juntas, Jn2. 253/54 ± 24
- Tercera familia de juntas, Jn3. 114/51 ± 21

El Caso I presenta las siguientes tensiones efectivas.

Junta	Dir buz	bz	bz	Tensión Normal	Tensión Normal efectiva
		grad	rad	Tn/m2	Tn/m2
Jn1	17	59	1,03	113,96	98,96
Jn2	253	54	0,94	117,95	102,95
Jn3	114	51	0,89	119,92	104,92

Tabla 20. Tensiones normales efectivas. Caso I.

Del programa, se extrajo la visualización en 3D de las diferentes cuñas, así como los factores de seguridad sin medidas de sostenimiento y el peso asociado a cada cuña.

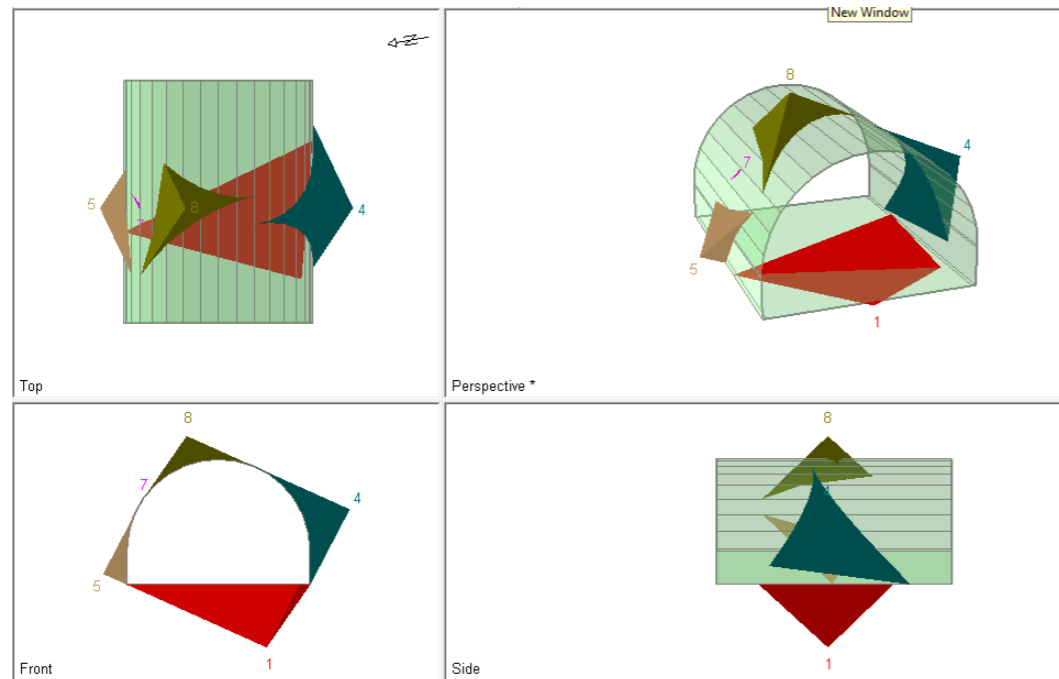


Figura 41. Vista de las cuñas. Caso I.

Cuña	Factor de Seguridad	Peso de la cuña (ton)
Suelo	9.141	493.561
Inferior derecha	6.647	176.746
Inferior izquierda	6.392	35.056
Superior izquierda	6.825	0.010
Techo	6.132	55.360
Frente cercano	6.858	103.07
Frente lejano	7.053	72.149

Tabla 21. Factores de seguridad para el Caso I.

Los FS para cada cuña son mayores a 1.5, considerando como estable este análisis, por lo que no se requerirían medidas adicionales para su estabilización.

El Caso II presenta las siguientes tensiones efectivas.

Junta	Dir buz	bz	bz	Tensión Normal	Tensión Normal efectiva
		grad	rad	Tn/m2	Tn/m2
Jn1	17	59	1,03	355,77	255,77
Jn2	253	54	0,94	368,22	268,22
Jn3	114	51	0,89	374,36	274,36

Tabla 22. Tensiones normales efectivas. Caso II.

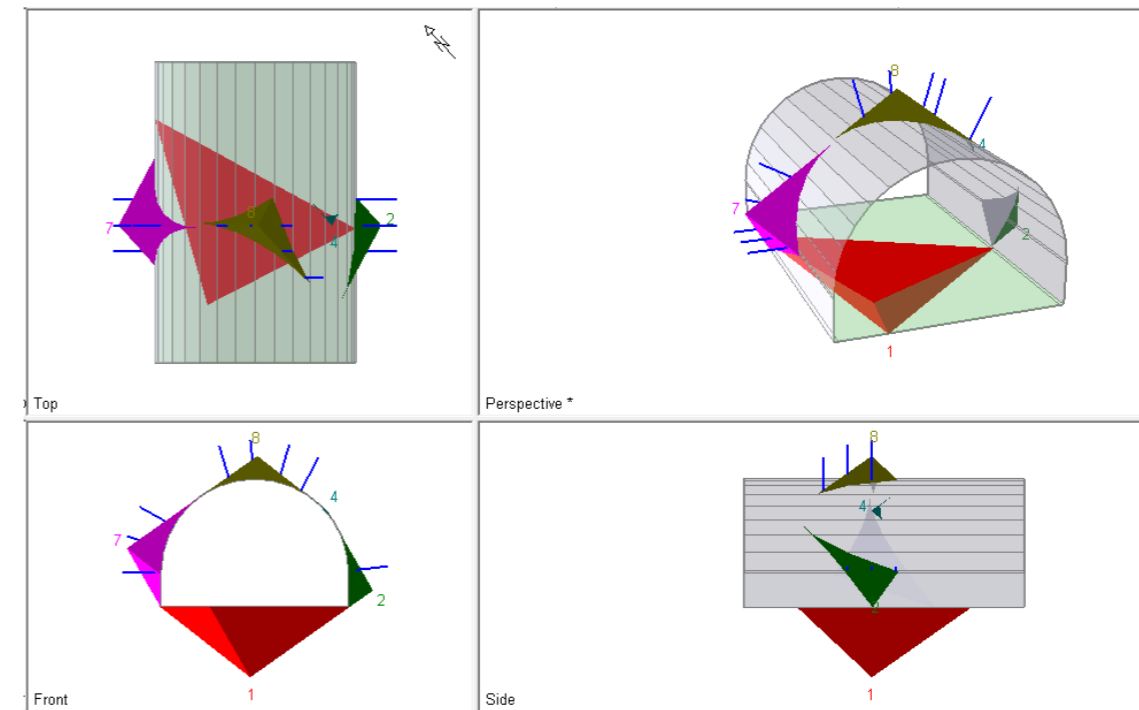


Figura 42. Vista de las cuñas. Caso II.

A continuación, se enlistan los factores de seguridad con las medidas de sostenimiento previstas.

Cuña	Factor de Seguridad	Peso de la cuña (ton)
Suelo	2.788	592.216
Inferior derecha	2.885	24.772
Inferior izquierda	2.763	76.562
Superior derecha	3.797	0.103
Techo	2.809	26.459
Frente cercano	2.851	76.562
Frente lejano	2.855	3.057

Tabla 23. Factores de seguridad para el Caso II.

Los FS para cada una de las cuñas son superiores a 1.5, considerando estable el análisis, por lo que no se requieren de medidas adicionales para su estabilización.

El Caso III presenta las siguientes tensiones efectivas.

Junta	Dir buz	bz	bz	Tensión Normal	Tensión Normal efectiva
		grad	rad	Tn/m <sup>2</sup>	Tn/m <sup>2</sup>
Jn1	17	59	1,03	139,45	119,45
Jn2	253	54	0,94	144,33	124,33
Jn3	114	51	0,89	146,74	126,74

Tabla 24. Tensiones normales efectivas. Caso III.

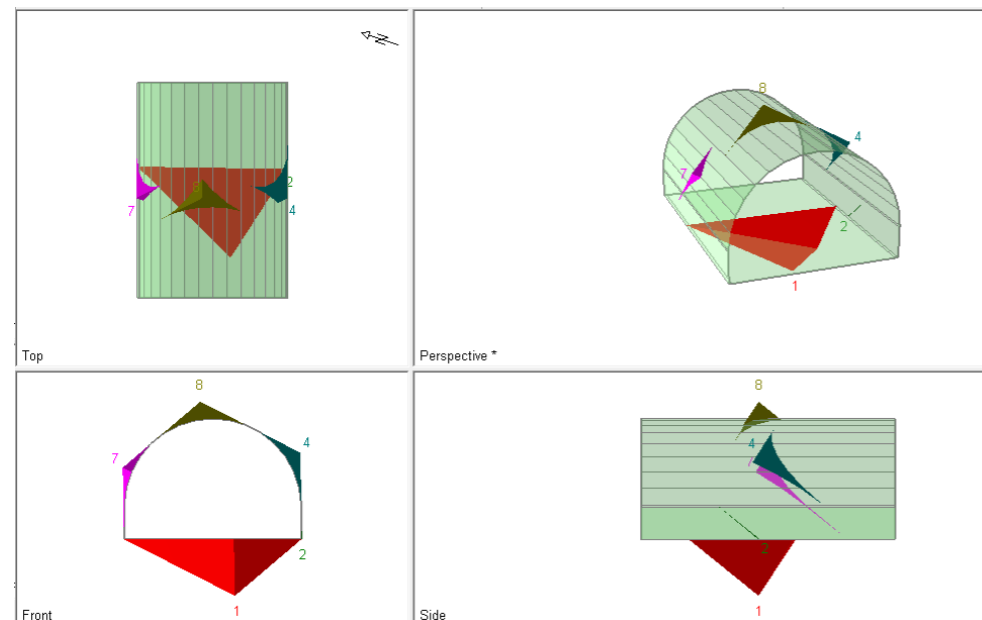


Figura 43. Vista de las cuñas. Caso III.

A continuación, se enlistan los factores de seguridad sin medidas de sostenimiento.

Cuña	Factor de Seguridad	Peso de la cuña (ton)
Suelo	7.472	373.175
Inferior derecha	6.115	0.013
Superior izquierda	5.923	3.958
Superior derecha	6.190	8.863
Techo	5.868	13.402
Frente cercano	6.177	129.146
Frente lejano	6.098	196.027

Tabla 25. Factores de seguridad para el Caso III.

Los FS para cada cuña son superiores a 1.5, pudiendo considerar como estable el análisis, es por ello que no es necesario medidas adicionales para su estabilización.

### 11.3. Emboquilles.

A continuación, se trata la sección de los emboquilles en particular, estas zonas resultan críticas debido a una serie de factores, entre los que se encuentran: talud más debilitado, excavación bidimensional, usualmente roca con mayor grado de alteración, proximidad al plano superficial, conjugación de las inestabilidades propias de los taludes y de los túneles.

Se recomienda en este caso una superficie de 15.8 m, debido a que los emboquilles se encuentran en zonas estratificadas entre andesitas, escorias y tobas en uno de ellos, y de andesitas escoriáceas, tobas y aglomerados en el otro, según González Vallejo, 1995.

El talud formado tendrá una inclinación de 2H:1V, asegurando un FS mínimo de 1.3, con un adelantamiento del portal del túnel respecto a la boquilla del mismo, obteniendo así un falso túnel que facilitará las tareas de trabajo del frente en la zona del emboquille. Dicho falso túnel será de tipo Bernold, con cerchas HEB-180.

Se construirán sistemas de cunetas de drenaje, con las correspondientes bajantes, para evitar la escorrentía superficial sobre las superficies de los taludes de la trinchera, evitando así la erosión del plano del macizo en contacto con la superficie.

## 12. Excavabilidad.

Para el análisis se requiere hacer uso de los parámetros geomecánicos del macizo, estos son:

- Resistencias mecánicas.
- Dureza.
- Densidad y factores de esponjamiento.
- Abrasividad.
- Discontinuidades del macizo.
- Flujos de los caudales de agua.

### 12.1. Viabilidad técnica según la dureza del macizo.

En la actualidad es posible excavar rocas de hasta 300 y 350 MPa con cabezas cortadoras, no obstante, no resulta económico, estando este límite sobre los 3 MPa.

Los rendimientos óptimos para las tuneladoras se encuentran en materiales de dureza media y baja, en torno a los 500 kg/cm<sup>2</sup> a los 1 200 kg/cm<sup>2</sup>. El límite superior admitido por las TBM se da en probetas cúbicas, es por ello que se debe hacer la conversión a probetas cilíndricas de esbeltez igual o superior a 2 y un diámetro de 5.08 cm, siendo este valor inferior a los 350 MPa comentados anteriormente. Este valor se puede estimar entre 250 a 300 MPa con la geometría escogida, raramente alcanzados por las rocas. La problemática radica en el coste económico, el cual establece un límite aproximado de unos 120 MPa. No obstante, la elevada variabilidad en la dureza del

macizo a lo largo del túnel, podría ser un impedimento para la ejecución mediante este método, siendo, muy seguramente, la mayor limitante en la ejecución de la obra.

Para el avance de la tuneladora, la máquina utiliza apoyos directamente sobre el terreno a través de dos o más codales o *grippers*. Para ello se requiere que el terreno presente, como mínimo las siguientes características.

Apoyo	Roca compacta ( $\phi=4-5$ m)	Roca blanda ( $\phi=3$ m)
Codales	4 MPa	2 MPa
Zapata	2.5 MPa	1-2 MPa

Tabla 26. Presiones límite inferiores necesarias en la roca para el avance de la TBM.

Por ello se resume que:

$Q_u$ (MPa)	Excavabilidad	$F_n$ (T)
6-12	Posible. Problemas de apoyo	Cualquiera
12-20	Posible. Muy adecuado	Cualquiera
20-60	Posible. Muy adecuado	>15
60-150	Posible. Problemas de empuje	>25
150-200	Posible, pero con dificultades de corte	>25
>200	Inviabile	-

Tabla 27. Viabilidad del uso de TBM en función de la resistencia a compresión simple:  $F_n$ : fuerza de empuje máxima por cortador en toneladas. Fuente: Manual de procedimientos constructivos de túneles. J.C. Guerra.

La resistencia a compresión simple observada en los diferentes estratos analizados y atravesados por la obra son:

Estrato	$q_u$ (MPa)
Andesitas	177
Tobas brechosas	5
Andesitas fracturadas	67
Areniscas, tobas y limolitas	17
Aglomerados, flujos piroclásticos y lahares	0.3
Fallas	0.18

Tabla 28. Resistencia a compresión simple de los estratos atravesados.

Encontramos alguna problemática con la presencia de los aglomerados, afortunadamente no se encuentra en la solera del túnel en los perfiles estudiados del túnel, por lo que no debería suponer una problemática excesiva. El caso de las fallas se asocia a potencias muy pequeñas y puntuales, debiendo tratarse esporádicamente. Finalmente, en las andesitas, tramo que sí que se recorre con cierta regularidad, encontramos que podrían empezar a haber problemas de corte.

La elevada variabilidad del terreno supone un problema para escoger este método constructivo. Además, encontramos estratos tanto en los límites superiores como inferiores, lo que puede llevar a un aumento de los problemas en obra.

### 12.2. Criterio de excavabilidad para tuneladoras según Bieniawski (2004).

Bieniawski (2004) realizó un análisis en base a 3 sistemas de clasificación de rocas: Kirsten, Bieniawski y el de Barton. Indicando los límites superiores para el uso de tuneladoras. Dichos límites se muestran a continuación.

Índice	Sistema	Valor	Excavabilidad
Kirsten	N	$N > 1\ 000-10\ 000$	Muy difícil
Bieniawski	RMR	$RMR_{TBM} > 80$	Puede resultar problemática
		$RMR_{TBM} > 90$	Muy problemática
Barton	Q	$Q > 100-1\ 000$	Puede ser problemática

Tabla 29. Criterio de excavabilidad para tuneladoras según Bieniawski (2004). Fuente: Bieniawski (2004).

Se observa que en ningún momento se alcanzan los valores límite, siendo el valor de las andesitas el más problemático ( $RMR_{TBM}=60$ ) con valores en el resto de los estratos inferiores a 40. Es por ello que según esta clasificación sí que podría ser factible el uso de TBM.

### 12.3. Excavabilidad con rozadoras.

La potencia necesaria en la cabeza para producir el giro útil de excavación es una condición necesaria pero no suficiente para el rozado, el C.E. Tu (1976) (Centro de Estudios de Túneles), propone la siguiente relación.

Peso (t)	Potencia (kW) en cabeza de corte	Resistencia de la roca (MPa)
10	30	20 a 30
10 a 30	30 a 50	50 a 60
30 a 70	50 a 200	80

Tabla 30. Relación de pesos de rozadoras y potencias en cabeza de corte necesarias en función de la resistencia a compresión simple de la roca. Fuente: C.E. Tu (1976).

En la actualidad tenemos útiles capaces de obtener mayor potencia en la cabeza de corte, pudiendo ser utilizados en macizos rocosos con mayor resistencia a compresión simple. Sin embargo, el límite económico suele rondar los 60 MPa, siendo rara vez factible el uso de este tipo de maquinaria en rocas compactas, no fracturadas y con resistencia igual o superior a la mencionada.

Tipo de roca	Abrasividad	Resistencia de la roca (MPa)
Caliza	Escasa	115-141
Pizarra	Media	77-96
Arenisca	Alta	51-64

Tabla 31. Criterio de excavabilidad de las rocas. Fuente: Cornejo (1988).

Estos valores propuestos por Cornejo (1988), se han criticado por ser demasiado optimistas, es por ello que se debe ir con cuidado en el uso de dicha tabla, escogiendo siempre límites inferiores o intermedios de los rangos.

Según las resistencias a compresión simple de los estratos atravesados, observamos que no habría problema en el uso de rozadoras para las tobas brechosas (5 Mpa), andesitas fracturadas (65 MPa), areniscas, tobas y limolitas (17 Mpa) y aglomerados y fallas (<1 MPa), siendo el mayor de los problemas en el paso de Andesitas, con una resistencia a compresión simple superior a los 170 Mpa.

### 12.4. Velocidad de las ondas sísmicas.

A continuación, se muestra el criterio de ripabilidad según las velocidades de las ondas sísmicas.

Velocidad sísmica (m/s)	Excavabilidad
<1500	Rocas excavables con mototraíllas, excavadoras o tractores. No precisa voladura.



Velocidad sísmica (m/s)	Excavabilidad
1500-2000	Ripado fácil. Excavación de estratos sin volar, algo difícil para excavadoras o tractores con ríper.
2000-2500	Ripado algo costoso. Voladuras ligeras (grandes longitudes de retacado, bajos consumos específicos).
2500-3000	Se precisan voladuras ligeras. Prevoladuras.
>3000	Voladuras importantes (Esquemas de perforación cerrados, pequeñas longitudes de retacado, altos consumos específicos).

Tabla 32. Criterio general de ripabilidad según la velocidad de las ondas sísmicas. Fuente: Ingeniería geológica. González de Vallejo.

Las andesitas se encuentran en el nivel geofísico 4, con una velocidad de las ondas sísmicas a su través de entre 2000 y 2500 m/s. En este rango, se podría determinar que la excavación consistiría en un ripado algo costoso complementado con el uso de voladuras ligeras.

### 12.5. Excavabilidad en función del espaciado de discontinuidades e $I_s$ .

En base a la resistencia uniaxial y el espaciado de las discontinuidades es posible clasificar la roca en función de su excavabilidad, distinguiendo el uso de voladuras o medios mecánicos. Para ello, nos basaremos en el gráfico de Franklin (1974).

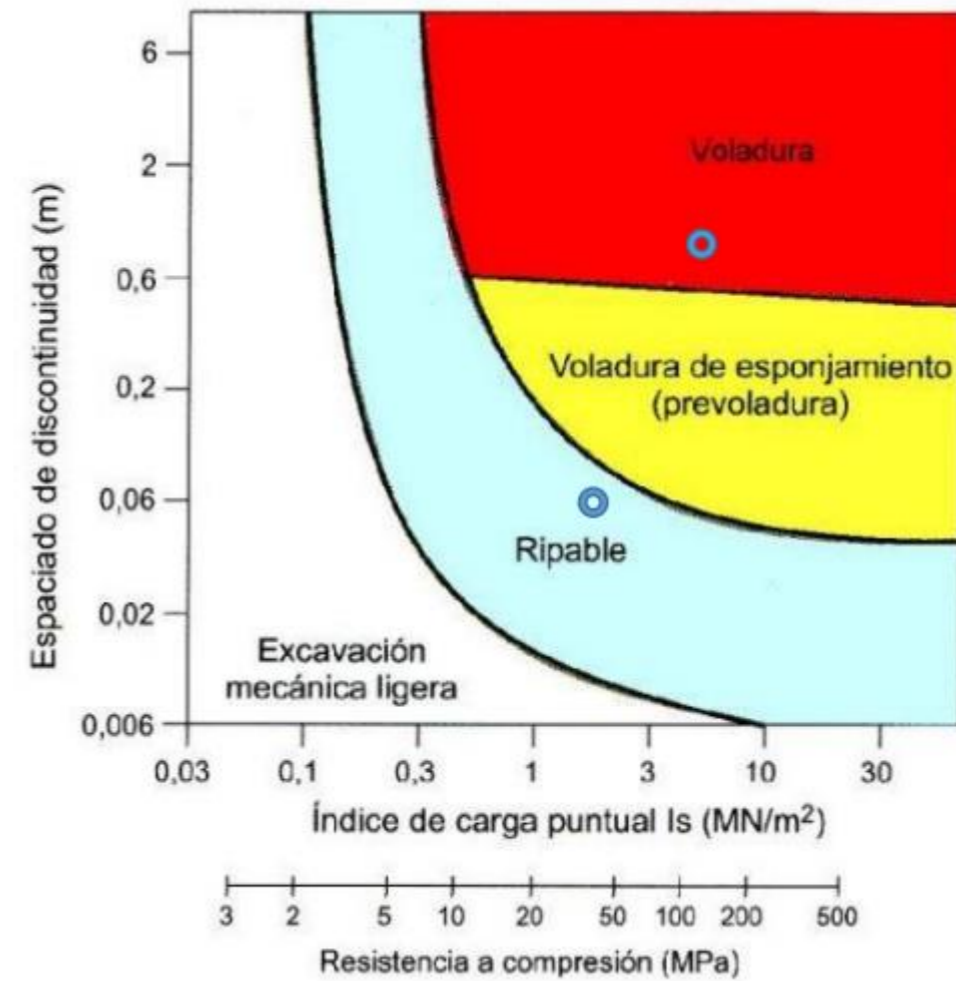


Figura 44. Clasificación de las rocas según su excavabilidad en base al espaciado y la resistencia a compresión simple (MPa). Fuente: Franklin (1974).

Observamos que las andesitas, con un  $I_s$  de 7.375 y un espaciado de 1 m, requeriría el uso de voladuras, no siendo así en el caso de las andesitas fracturadas, con un  $I_s$  de 2.71 y un espaciado de discontinuidad de 0.06m.

### 12.6. Rozabilidad en función de la resistencia.

También es posible realizar el estudio de la rozabilidad en función de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y la resistencia a tracción que presente. Clasificando entre rocas fácilmente rozables si el cociente entre estos dos parámetros es inferior a 0.1, y difícilmente rozables si es superior.

A continuación, se muestran los valores obtenidos para las andesitas y las andesitas fracturadas en función de su resistencia a compresión y tracción.

Estrato	RCS, $\sigma_{ci}$ (MPa)	RT, $\sigma_T$ (MPa)	$\sigma_{ci} / \sigma_T$	Rozabilidad
Andesitas	177	9	0.05	Fácilmente rozable
Andesitas fracturadas	65	8	0.12	Difícilmente rozable

Tabla 33. Estimación de la rozabilidad a partir de la resistencia a compresión y tracción de la matriz rocosa.

## 12.7. Índice Schimazek.

El índice de Schimazek es uno de los parámetros más utilizados desde su elaboración por Schimazek y Kantz (1970, 1976) para el cálculo de la abrasividad en función de las características petrográficas y propiedades físicas. Este método tiene en cuenta no solo la resistencia a tracción, si no, también, el tamaño medio de mineral y el porcentaje de cuarzo equivalente, el cual es difícil de obtener. Este parámetro cobra especial relevancia en el cálculo del presupuesto, ya que nos estimará el desgaste de los útiles de corte y, por ende, la frecuencia de sustitución.

El contenido de cuarzo equivalente se ha obtenido a partir de la media aritmética de los valores obtenidos en la compresión modal de las muestras tomadas de los estratos de andesitas, obteniendo los siguientes resultados.

Material	F (N/mm)	F (kp/cm)	Q	d <sub>50</sub>	σT (N/mm <sup>2</sup> )
Andesitas	0.227	0.231	1.682	0.015	9
Andesitas fracturadas	0.202	0.206	1.682	0.015	8

Tabla 34. Cálculo del índice de Schimazek a los estratos de andesitas.

De esta forma obtenemos que para el estrato de andesitas con un valor del índice de Schimazek asociado de 0.231 kp/cm, la rozabilidad es "Muy buena", al igual que para las andesitas fracturadas con un valor del índice asociado de 0.206 kp/cm. No obstante, este método sólo nos permite una burda estimación, no clasificando la abrasividad, para ello debemos recurrir al índice de Cerchar (1970).

## 12.8. Excavabilidad según autores.

A continuación, se mostrarán las conclusiones obtenidas en función de los criterios diseñados por varios autores, en el anexo de excavabilidad se detalla con mayor detenimiento el procedimiento en que se basa cada uno de ellos.

Romana clasificó el uso de un método u otro en función de la clasificación del RQD de la roca y su resistencia a compresión simple, de estos parámetros del suelo, se obtiene que el primer grupo (Andesitas) está en la zona A, el segundo (Tobas brechosas) en la zona G y el resto estaría en zona G. Por lo que, siguiendo este criterio, recomienda el uso de topos con valor superior a 25 t de peso o explosivos, y posteriormente el uso de martillos o rozadoras de poco peso, combinado con palas excavadoras para el resto de los estratos.

Para seguir el criterio de Hadjigeorgiu y Scoble, 1988, se requiere de la determinación del Índice de Excavabilidad, obtenido a partir de:

- Resistencia bajo carga puntual.
- Tamaño de bloque.
- Alteración.
- Disposición estructural relativa.

Se obtiene que las Andesitas tienen un IE de 22.4, mientras que las Andesitas fracturadas de 19.6, concluyendo que el estrato de andesitas se encuentra en la clase 2, asociado a una excavabilidad fácil, mientras que el estrato de andesitas fracturadas se encuentra en la clase 2 asociado a una excavabilidad muy fácil.

Singh y Denby (1989) desarrollaron un Índice de Ribabilidad (IR) obtenido a partir de la suma de diversos factores como la resistencia a tracción del macizo, el grado de alteración y abrasividad y el espacio de las

discontinuidades, además del índice de Hadjigeorgiu. El IR obtenido para las Andesitas, y Andesitas fracturadas es de 61 y 41 respectivamente. De los resultados obtenidos se concluye que la excavabilidad será difícil en las andesitas, caso que concuerda con las velocidades de las ondas sísmicas obtenidas en los sondeos y su correlación correspondiente, siendo algo más sencillo en el caso de las andesitas fracturadas, algo que se esperaba debido a su elevado grado de alteración.

## 13. Instrumentación y auscultación.

Una de las principales ventajas del uso de NATM, es la flexibilidad y adaptabilidad del mismo, tanto en sostenimiento como en ejecución de la excavación. Para poder sacar fruto de esta ventaja resulta imprescindible la correcta auscultación de la obra ejecutada, así como del frente, permitiendo así el control de las diferentes deformaciones que pudieran ocurrir en el interior del mismo.

Uno de los puntos con mayor criticidad es el de los emboquilles; es por ello que en estos puntos la instrumentación debe ser mayor durante la obra, no debiendo ser motivo para rebajar el nivel de densidad en el interior de la obra.

La instrumentación será como mínimo:

- Nivelaciones topográficas. Tanto en el emboquille como a lo largo del túnel, se deberán realizar nivelaciones topográficas de manera periódica, requiriendo una nivelación previa a la ejecución de las obras en el caso de la nivelación de los emboquilles.
- Medidas de convergencia. Son una práctica imprescindible en toda obra subterránea, debido a la cuantía y valor de la información proporcionada y su bajo coste.
- Inclinómetros y extensómetros. La acumulación de movimientos en un inclinómetro nos puede indicar la posición de una superficie de rotura, permitiendo conocer así los desplazamientos del interior del túnel y pudiendo auscultar con mayor detalle esta superficie, tratándola si fuese necesario. Por su parte, los extensómetros, permiten conocer la deformación unitaria del terreno. Estos instrumentos resultan extremadamente caros, en comparación con los anteriormente mencionados, es por ello que se incluirán exclusivamente en puntos críticos, como pudiera ser los emboquilles y, en alguna falla que se pudiera identificar con la severidad suficiente como para requerirlos.

## 14. Estudio de alternativas.

### 14.1. Trazado.

Se propusieron 3 alternativas para el estudio del trazado del túnel, teniendo como inicio y fin de la obra los mismos puntos.

#### 14.1.1. Alternativa 1.

La longitud total del trazado de la alternativa 1 es de 1.933,270 metros, siendo la longitud de excavación en mina de 1.742,400 metros. El portal de entrada se localiza en la abscisa 21+960,660 y el de salida en la 20+228,260. La pendiente en el interior del túnel es del 6,90%. Este trazado atraviesa, principalmente, materiales sedimentarios de baja consistencia, brechas tobáceas, tobas brechosas, lahares y flujos lávicos. El portal de salida

se localiza justo en una zona de material volcánico-sedimentario no consolidado con alto grado de meteorización, siendo necesario en esta zona sostenimiento muy pesado con tratamientos especiales y alto riesgo para la construcción. El trazado en planta y perfil de esta alternativa se adjunta en el anexo correspondiente. El volumen total de corte es de 2 503.830 m<sup>3</sup> y el de relleno de 7 021.64 m<sup>3</sup>.

Esta alternativa no contempla modificación alguna del trazado de la carretera existente ni en la zona del portal de entrada ni en la de salida.

#### 14.1.2. Alternativa 2.

La longitud total del trazado de la alternativa 2 es de 1.949,86 metros, siendo la longitud de excavación en mina de 1.676,59 metros. El portal de entrada se localiza en la abscisa 21+976,540 y el de salida en la 20+299,950. La pendiente en el interior del túnel es del 6,91%. Este trazado atraviesa, al igual que la alternativa 1, materiales sedimentarios de baja consistencia, brechas tobáceas, tobas brechosas, lahares y flujos lávicos. Para evitar atravesar la falla existente y el material poco competente que se encuentran en las inmediaciones del portal de salida de la alternativa 1, se propone desplazar ese portal 20 metros en dirección sur-oeste. El trazado en planta y perfil de esta alternativa se adjunta en el Anexo 3. El volumen total de corte es de 4.126,77 m<sup>3</sup> y el de relleno de 8.761,59 m<sup>3</sup>.

#### 14.1.3. Alternativa 3.

Esta alternativa contempla la modificación del trazado de la carretera existente en la zona del portal de salida, siendo necesaria la construcción de muros anclados para ampliar la vía.

El total del trazado de la alternativa 3 es de 1.956,07 metros, siendo la longitud de excavación en mina de 1.666,92 metros. El portal de entrada se localiza en la abscisa 21+978,520 y el de salida en la 20+311,600. La pendiente en el interior del túnel es del 6,99%. Este trazado atraviesa, al igual que la alternativa 1 y 2, materiales sedimentarios de baja consistencia, brechas tobáceas, tobas brechosas, lahares y flujos lávicos. El portal de salida se sitúa de forma que la excavación en mina no atraviese ni la falla existente ni el material poco competente que se atraviesa en la alternativa 1. El trazado en planta y perfil de esta alternativa se adjunta en el Anexo 4. El volumen total de corte es de 8.029,52 m<sup>3</sup> y el de relleno de 7.236,60 m<sup>3</sup>.

Esta alternativa, al igual que la alternativa 1, no contempla modificación alguna del trazado de la carretera existente ni en la zona del portal de entrada ni en la del de salida.

#### 14.1.4. Análisis de las alternativas.

Considerando los volúmenes totales de corte y relleno en cada una de las alternativas. En la alternativa 2 el relleno es mucho mayor debido al volumen necesario en el trasdós del muro anclado que se ha proyectado para ampliar la calzada. El balance total de movimiento de tierras de las dos primeras alternativas es similar; en la tercera alternativa es mucho menor porque los volúmenes se compensan.

En cuanto a la longitud del túnel, sí es más notable la diferencia entre la alternativa 1, con 1.742,4 metros, y la alternativa 3, con 1.666,92 metros. El valor de la pendiente en el interior del túnel es prácticamente el mismo en las tres alternativas.

Desde el punto de vista de la geología, la alternativa más desfavorable es la primera.

Dada la topografía de la zona, otro aspecto a tener en cuenta es la estabilidad de los taludes resultantes una vez ejecutado el movimiento de tierras de cada alternativa.

Atendiendo a los riesgos derivados de la construcción de cada una de las alternativas, se valoran los riesgos durante el proceso constructivo y los persistentes una vez terminado el túnel Bombolí.

	Ventajas	Desventajas
Alternativa 1	Trazado geométrico favorable	Características geotécnicas malas en el portal de salida
Alternativa 2	Características geotécnicas buenas en el portal de salida. El túnel no cruza la falla en la salida Menor longitud de túnel	Desmontes con alturas de hasta 35 m Curva y contracurva en salida Necesidad de encauzamiento de agua de la quebrada en la salida
Alternativa 3	Poco desmonte Características geotécnicas buenas en el portal de salida El túnel no cruza la falla en la salida Menor longitud de túnel	Relleno con muro (no es posible cuantificar cuanto por no tener topografía) Se modifica el trazado del eje existente. Curva y contracurva en salida. Necesidad de encauzamiento de agua de la quebrada en la salida

Tabla 35. Resumen de ventajas/desventajas de las tres alternativas de trazado.

		Valoración				Ponderación		
		ALT. 1	ALT. 2	ALT. 3	%	ALT. 1	ALT. 2	ALT. 3
Movimiento de tierras	Corte	1,00	0,61	0,31	10	10,00	6,07	3,12
	Relleno	1,00	0,80	0,97	10	10,00	8,01	9,70
Trazado	Longitud mina	0,96	0,99	1,00	20	19,13	19,88	20,00
	R <sub>min</sub> trazado	1,00	0,50	0,50	5	5,00	2,50	2,50
Hidrología y geotecnia	Cruce cauces	1,00	0,50	1,00	10	10,00	5,00	10,00
	cruce fallas en túnel	0,89	1,00	1,00	10	8,89	10,00	10,00
	geotecnia en portales	0,5	1,0	1,0	15	7,50	15,00	15,00
Estabilidad de taludes	muro anclado	1,0	0,5	1,0	5	5,00	2,50	5,00
	estabilización talud	0,6	0,8	0,6	5	3,00	4,00	3,00
Riesgos	Fase constructiva	0,4	0,2	0,8	5	2,00	1,00	4,00
	Fase explotación	0,8	0,6	0,6	5	4,00	3,00	3,00
Total		9,15	7,50	8,78	100	84,52	76,97	85,32

Tabla 36. Valoración y ponderación de criterios para las tres alternativas de trazado.

Así, una vez cuantificados todos los criterios y, tras haber ponderado de acuerdo a la importancia que cada uno implica en la ejecución de túnel Bombolí, la alternativa cuya valoración total resulta mayor es la alternativa 3.

Esta alternativa resulta ventajosa respecto de la alternativa 1 porque al desplazar el portal de salida del túnel, no se atraviesa tan gran cantidad de material no competente (abaratando el costo de la ejecución de la obra), además se evita la construcción del muro anclado (existente en la alternativa 2) dado que no es necesario modificar el trazado de la carretera existente.

De tal modo que se concluye que el Túnel de Bombolí se va a diseñar de acuerdo al trazado en planta y perfil correspondiente a la alternativa 3.

#### 14.2. Método constructivo.

Se propusieron un total de 3 alternativas para el método de ejecución de la obra subterránea.

##### 14.2.1. Alternativa 1. Métodos convencionales.

Los métodos constructivos convencionales para la ejecución de túneles contemplados han sido dos, por un lado el método Belga y por otro el método Alemán. Ambos métodos presentan características muy similares y es por ello por lo que se les ha agrupado en una única alternativa, teniendo que elegir posteriormente, en el caso de la elección de ésta, el método correspondiente en base a las características geotécnicas del terreno. Es muy probable que se tuviera que ir alternando de alternativa en función de los estratos atravesados.

##### 14.2.2. Alternativa 2. Método mixto excavación-entibación.

Para el método mixto de excavación-entibación, se ha propuesto el nuevo método austríaco o NATM de sus siglas en inglés "New Austrian Tunneling Method", este método se basa en la teoría del empleo y aplicación de un sostenimiento de tipo flexible, permitiendo al terreno deformarse de manera controlada hasta llegar a su estabilidad. De este modo, el propio terreno junto con el sostenimiento empleado forman parte de los elementos resistentes del túnel, pudiendo minimizar los espesores del sostenimiento utilizado.

Para ello, se utilizan sostenimientos basados en hormigón proyectado y/o bulones actuando simultáneamente.

##### 14.2.3. Alternativa 3. Tuneladoras.

Las tuneladoras o TBM de sus siglas en inglés "Tunnel Boring Machine", son máquinas capaces de excavar un túnel a sección completa, de manera mecánica y continua, combinando esta acción con el desescombro y en ocasiones con el recubrimiento de manera simultánea.

La excavación se produce a partir de la cabeza rotatoria, con un diámetro igual al diámetro deseado para el túnel. El material excavado es arrastrado a la parte posterior de la máquina a través de una cinta transportadora.

Debido a las condiciones geotécnicas del terreno, debería usarse una TBM mixta de escudo simple o doble, siendo lo más recomendable una de simple escudo.

##### 14.2.4. Condicionantes técnicos.

En función de la longitud del túnel, se puede establecer un rango donde resulta factible el uso de una metodología u otra. A mayor longitud, el rendimiento de las TBM resulta ventajoso frente a los métodos convencionales, amortizando la inversión inicial y consiguiendo plazos más cortos. Figura 45. Comparativa de costes de construcción entre TBM y métodos convencionales (Sauer, 2004). Hasta una longitud de 1.5 km, es recomendable el uso de metodología convencional o mixta, mientras que a partir de los 4.5 km, es conveniente recurrir a TBM, debido a sus ventajas en seguridad, rendimiento y menor afección en el entorno. En el rango intermedio, se requiere de un estudio detallado de los demás criterios.

Uno de los parámetros más importantes a la hora de ejecutar una obra resulta en el plazo temporal que se requerirá, siendo determinante, ya que los servicios de la actual vía Alóag-Santo Domingo se verán afectados.

Este hecho es suficiente como para tratar de minimizar el tiempo de molestia al máximo posible, ya que esta vía presenta un elevado IMD, razón por la cual se requiere una ampliación y mejora de la vía.

Otro condicionante será la experiencia que se tenga en el uso de la metodología escogida, a mayor experiencia, se supone, una mayor calidad en la ejecución y una mayor facilidad en la obtención de respuestas a las posibles problemáticas que vayan surgiendo.

Por último, se analiza el componente de la seguridad, no sólo desde el punto de vista de la seguridad individual del personal dedicado a la ejecución de la obra, si no también de la propia obra, entendiéndose ésta como la inversa a la probabilidad de fallo en cualquiera de sus características, como pudiera ser tiempos de ejecución, resultado final o coste, entre otros.

##### 14.2.5. Análisis de las alternativas.

En nuestro caso, la longitud alcanza los 1.738 km, estando en el límite inferior de este rango, es por ello que este criterio no puede ser el único contemplado, sin embargo, se puede vislumbrar que métodos convencionales y mixtos, a priori, pudieran resultar ventajosos.

Se puede asegurar que, pese a haber una mayor experiencia en los métodos constructivos convencionales y mixtos, con un gran abanico de ejemplos a lo largo del país, las tuneladoras presentan una seguridad del personal que pocos elementos pueden alcanzar, debido a que el personal no tiene que trabajar en el frente de la excavación, pudiendo trabajar, en algunas ocasiones en el interior de la máquina, o en la parte posterior, donde dependiendo de la TBM utilizada, ya estaría estabilizado el terreno, con el sostenimiento ya aplicado. Por otro lado, la experiencia en el uso de máquinas tuneladoras no es comparable con la asociada a los métodos convencionales o mixtos. Pudiendo aplicarse una mayor versatilidad en el momento que se encontrase alguna problemática.

El rendimiento del avance vendrá determinado por el macizo; para ello, Bieniawski realizó un estudio de la velocidad de avance en relación al índice de calidad de la roca. El índice de penetración (PR) como el índice de avance (AR), disminuyen conforme aumenta la calidad del terreno. No obstante, a partir del valor de RMR 72, se observa un punto de inflexión, donde las TBM empiezan a perder ventaja, debido a las inestabilidades asociadas, que exigirán un avance más cuidadoso, con aplicación de medidas de sostenimiento adicionales.

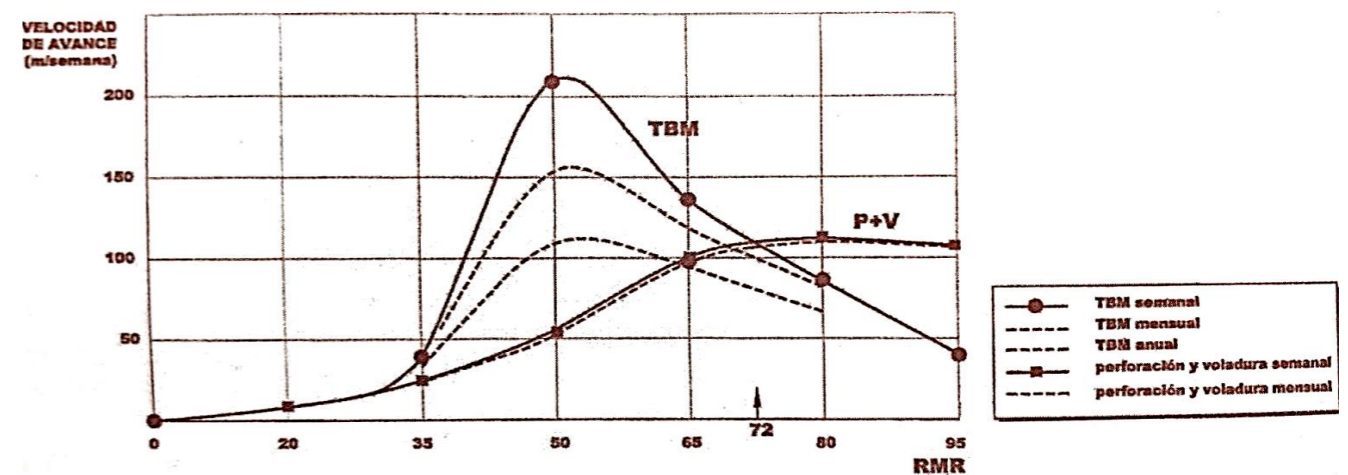


Figura 46. Comparación entre los avances de excavación con tuneladora y con explosivos (Bieniawski, 2004). Adaptada de Barton 2000).

Como se puede observar en el anexo correspondiente de geotecnia, los valores de RMR previstos para el macizo atravesado, una vez agrupados los distintos materiales, oscilan entre valores de 60 a inferiores a 20, es por ello que no se alcanza el punto de inflexión comentado anteriormente.

Al presentar estratos con una calidad tan baja, solo en aquellos donde observamos un RMR superior a 32 aproximadamente, podemos encontrar una diferencia en el avance de las TBM respecto a los métodos convencionales. Es decir, únicamente cuando nos encontremos con estratos de andresita, podremos encontrar una diferencia considerable en los metros ejecutados por unidad de tiempo.

Las razones recapituladas aplicadas a cada alternativa, se resumen en la siguiente tabla.

Alternativa	Ventajas	Desventajas
Alternativa 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bajo coste inicial.</li> <li>Elevada adaptabilidad al terreno.</li> <li>Buen tiempo de ejecución para calidades del macizo bajas.</li> <li>Amplia experiencia.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Proceso constructivo lento cuando la calidad del macizo aumenta.</li> <li>Posibles mayores afecciones al tráfico y molestias a los usuarios.</li> <li>Menos seguro para el personal que está trabajando.</li> </ul>
Alternativa 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bajo coste inicial.</li> <li>Elevada adaptabilidad al terreno.</li> <li>Buen tiempo de ejecución para calidades bajas del macizo.</li> <li>Amplia experiencia.</li> <li>Menores espesores de sostenimiento.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Proceso constructivo lento cuando la calidad del macizo aumenta.</li> <li>Posibles mayores afecciones al tráfico y molestias a los usuarios.</li> <li>Menos seguro para el personal que está trabajando.</li> </ul>
Alternativa 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>Buen tiempo de ejecución para todo tipo de macizos, salvo de muy buena calidad.</li> <li>Menores afecciones al tráfico y menores molestias.</li> <li>Seguridad para el personal de trabajo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Elevado coste inicial.</li> <li>Diámetros restringidos a las TBM existentes o por economía.</li> <li>Una única sección circular posible.</li> <li>Baja adaptabilidad a los cambios de terreno.</li> <li>Baja experiencia.</li> </ul>

Tabla 37. Estudio de las alternativas del método constructivo.

El valor de cada alternativa se obtendrá a partir de la siguiente fórmula.

$$f = \sum_{i=1}^n \psi_i \cdot \alpha_i$$

Donde:

- f: valor obtenido de la ponderación para la alternativa considerada.
- $\psi$ : peso asociado a la variable i considerada para la alternativa.
- $\alpha$ : valor obtenido de la variable i para la alternativa analizada.

Así pues, los pesos considerados han sido:

	Longitud-coste	Seguridad	Experiencia	Plazos
Peso	4	2	1.5	2.5

Tabla 38. Pesos considerados para la ponderación de las variables.

La puntuación obtenida para cada una de las variables y alternativas analizadas se puede observar en la siguiente tabla, donde la puntuación se escala entre 0 y 1, obteniendo el valor más favorable en 1 y el menor en 0.

Alternativa	Valoración				Ponderación final
	Longitud-coste	Seguridad	Experiencia	Plazos	
Alternativa 1	0.6	0.6	1	0.2	5.6
Alternativa 2	0.7	0.75	1	0.7	7.55
Alternativa 3	0.15	0.9	0.2	0.9	4.95

Tabla 39. Tabla resumen de los valores de las alternativas del método constructivo.

Se puede observar que la mejor opción como método de ejecución es la alternativa 2, asociada al empleo de métodos mixtos, concretamente el NATM, nuevo método austríaco.

### 14.3. Maquinaria a emplear.

Se contemplaron 3 posibles alternativas para la maquinaria a utilizar en la obra.

#### 14.3.1. Alternativa 1. Perforación y voladura.

El uso de este método está destinado a rocas de alta resistencia, con una velocidad de propagación de la onda sísmica en torno a los 2000-2500 m/s, incluyendo, además, aquellos casos donde las condiciones del macizo presenten una alta abrasividad y encarezcan en exceso la ejecución con otro método.

El método consiste en la ejecución de unos taladros en el frente a excavar, rellenándolos con explosivos y detonarlos a posteriori. El objetivo principal en este tipo de voladura es deteriorar lo menos posible la roca circundante al frente, tratando de evitar alterar la mayor alteración posible del macizo.

#### 14.3.2. Alternativa 2. Rozadoras.

Normalmente este tipo de maquinaria se utiliza en terrenos heterogéneos, con gran variedad de estratos, ya que permite actuar de manera puntual en cada uno de ellos, siendo posible el recambio de la cabeza con poco esfuerzo.

Se recomienda el ataque transversal o ripping frente al frontal o milling, ya que presenta mejores resultados en suelos y rocas con una frecuente presencia de planos de discontinuidad o diaclasas.

#### 14.3.3. Alternativa 3. Retroexcavadoras combinadas con martillos hidráulicos.

Esta alternativa contempla el uso de retroexcavadoras para la mayor parte de la ejecución del túnel, utilizando los martillos hidráulicos como herramienta de impacto para "destrozar" la roca y facilitar el trabajo de las primeras máquinas mencionadas.

Se basa en el uso de las retroexcavadoras como maquinaria principal, siendo los martillos hidráulicos un elemento auxiliar. No obstante, en las andesitas o andesitas fracturadas se utilizaría siguiendo el siguiente orden: en primer lugar se atacaría el frente o zona del frente a actuar con los martillos hidráulicos, alterando el estado de la roca a excavar; posteriormente retiraríamos la maquinaria para colocar las retroexcavadoras y eliminar el material del frente; finalmente aplicaríamos el sostenimiento y ejecutaríamos otro tramo o zona.

La maquinaria actual permite el uso de una única máquina con cambio de la cabeza para ambas actuaciones; no obstante, esto implicaría el desgaste de la misma y mayores tiempos de ejecución, por lo que se recomienda el uso de al menos dos máquinas en el frente, teniendo un repuesto disponible.

#### 14.3.4. Análisis de las alternativas.

A continuación se presenta una tabla resumen con los factores más relevantes tenidos en cuenta para cada alternativa, así como los pesos utilizados para la obtención del valor ponderado de la idoneidad de la alternativa para la obra.

Alternativa	Ventajas	Desventajas
Alternativa 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Abarca un amplio abanico de rocas de dureza media hasta extremadamente duras.</li> <li>Avance controlado.</li> <li>Elevada versatilidad en el trazado.</li> <li>Inalterable frente a la abrasividad del macizo.</li> <li>Muy rentable con longitudes inferiores a 1.5 km.</li> <li>Bajo coste inicial.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A mayores longitudes el rendimiento descende.</li> <li>Riesgo implícito en el método.</li> <li>Personal especializado.</li> <li>Elevada susceptibilidad a errores en el método.</li> <li>Indicada en rocas con RCS superior a 80 MPa.</li> </ul>
Alternativa 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mecanización.</li> <li>Baja o nula alteración del material colindante.</li> <li>Elevada flexibilidad.</li> <li>Instalación fácil y económica.</li> <li>Excavación en fases.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Relación directamente proporcional entre desgaste y abrasividad.</li> <li>No recomendable en RMR&gt;90.</li> <li>Requiere de una resistencia al hundimiento del terreno.</li> </ul>
Alternativa 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bajo coste.</li> <li>Elevada movilidad.</li> <li>Ajuste de potencia al terreno.</li> <li>Gran flexibilidad.</li> <li>No daña el material colindante.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>No aplicable en rocas de resistencia media-alta.</li> <li>Menor rendimiento.</li> <li>Nube de polvo que afecta a operarios y a la propia maquinaria.</li> <li>Seguridad.</li> </ul>

Tabla 40. Estudio de ventajas y desventajas de las alternativas de la maquinaria a emplear.

	Coste	Seguridad	Adaptabilidad	Plazos
Peso	3	2	3	2

Tabla 41. Pesos considerados para la ponderación de las variables de la maquinaria a emplear.

Alternativa	Valoración				Ponderación final
	Coste	Seguridad	Adaptabilidad	Plazos	

Alternativa 1	0.6	0.3	0.4	0.6	4.8
Alternativa 2	0.7	0.9	1	0.7	8.3
Alternativa 3	1	0.2	0.7	0.4	6.3

Tabla 42. Tabla resumen de los valores de las alternativas de la maquinaria a emplear.

Tabla 43. Tabla resumen de los valores de las alternativas de la maquinaria a emplear.

Como se puede observar, la alternativa óptima para la maquinaria utilizada es la Alternativa 2: Rozadoras, concretamente el uso de rozadoras tipo *ripping*.

#### 14.4. Alternativa óptima a emplear.

Se concluye pues, que la mejor alternativa es la opción del trazado asociado a la Alternativa 3, ejecutado por el Nuevo Método Austríaco (NATM) mediante el uso de rozadoras tipo *ripping*.

## 15. Valoración económica.

En esta valoración se trata el desglose de las diferentes actividades necesarias, con la finalidad de estimar los costes alcanzados para la realización del túnel.

A partir de diversas recopilaciones bibliográficas, se definen los diferentes precios actualizados para las actividades realizadas para la ejecución de la obra en el marco temporal y geográfico indicado.

En este apartado del trabajo, se pretende realizar una estimación, tratando de llegar al valor más ajustado, pero no pretendiendo dar un valor exacto, sino uno representativo de la suma total de las unidades tratadas. Con esta premisa, no se tendrán en cuenta los costes asociados a adecuar el túnel a su uso, centrándose en la ejecución del mismo, como pudiera ser la perforación del macizo, el control de su sostenimiento, sostenimientos o la realización de los emboquilles.

Para obtener el resultado esperado, primero de todo se obtuvo el valor de la cuantía de volumen excavado de cada material, a partir de las 28 secciones analizadas (ver Figura 30), extrapolando estos valores entre una sección y otra. Hay que tener en cuenta que cada uno de los materiales atravesados tiene unas propiedades geomecánicas que están directa o indirectamente relacionadas con unos rendimientos y costos de excavación y sostenimiento, es por ello que recurrimos a la Tabla 8, para ver los parámetros utilizados.

Volumen del perfil	E1	E2	E3	E4	E5
Total (m <sup>3</sup> )	111270.842	3109.779	0	98160.122	601.941

Tabla 44. Resumen de los volúmenes excavados esperados.

#### 15.1. Estimación del coste de ejecución.

El cómputo de la totalidad del coste asociado a las partidas de ejecución del túnel Bombolí, se ha obtenido a partir del análisis en base a dos criterios. Dichos criterios tienen como base la introducción como dato del índice RMR, obtenido, analizado y utilizado en otros anexos. La sección de excavación es necesaria en todos los criterios salvo en el ábaco, donde se considera implícita en la sección transversal.

El primero de ellos utiliza fórmulas analíticas para estimar el coste por metro de túnel que, multiplicado por los 1.738 km, se obtendría el coste total de ejecución. Además, permite obtener el coste descompuesto por

diferentes naturalezas, tales como la excavación, el sostenimiento, impermeabilización y revestimiento. El segundo criterio parte del uso de una fórmula para obtener el coste por unidad volumétrica de ejecución, alternativamente, propone un ábaco de cálculo para la obtención del coste.

### 15.1.1. Bernard-Constantin, 1982,

Bernard Constantin publicó en 1982 en la revista "Revue Générale des Routes et des Aérodrômes" (Revista general de carreteras y aeropuertos) una publicación titulada "Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs" (a su traducción: "Costes observados en los túneles de carretera recientemente construidos en Francia. Utilización en proyectos futuros"). El coste viene dado en francos franceses a fecha de la publicación por unidad volumétrica, es decir, F/m<sup>3</sup>, para realizar el cambio, se ha optado por la conversión de 1€ por cada 3.289 F, no se ha tenido en cuenta la inflación, al no encontrar datos fiables de la tasa de interés para su actualización; es por ello por lo que se optó al cambio actual de la moneda.

Constantin propuso una clasificación de la obra a ejecutar, según el tipo de carretera, la naturaleza de terreno y el sostenimiento necesario. Proponiendo una serie de curvas a partir de las cuales se obtiene el precio en F/m<sup>3</sup>.

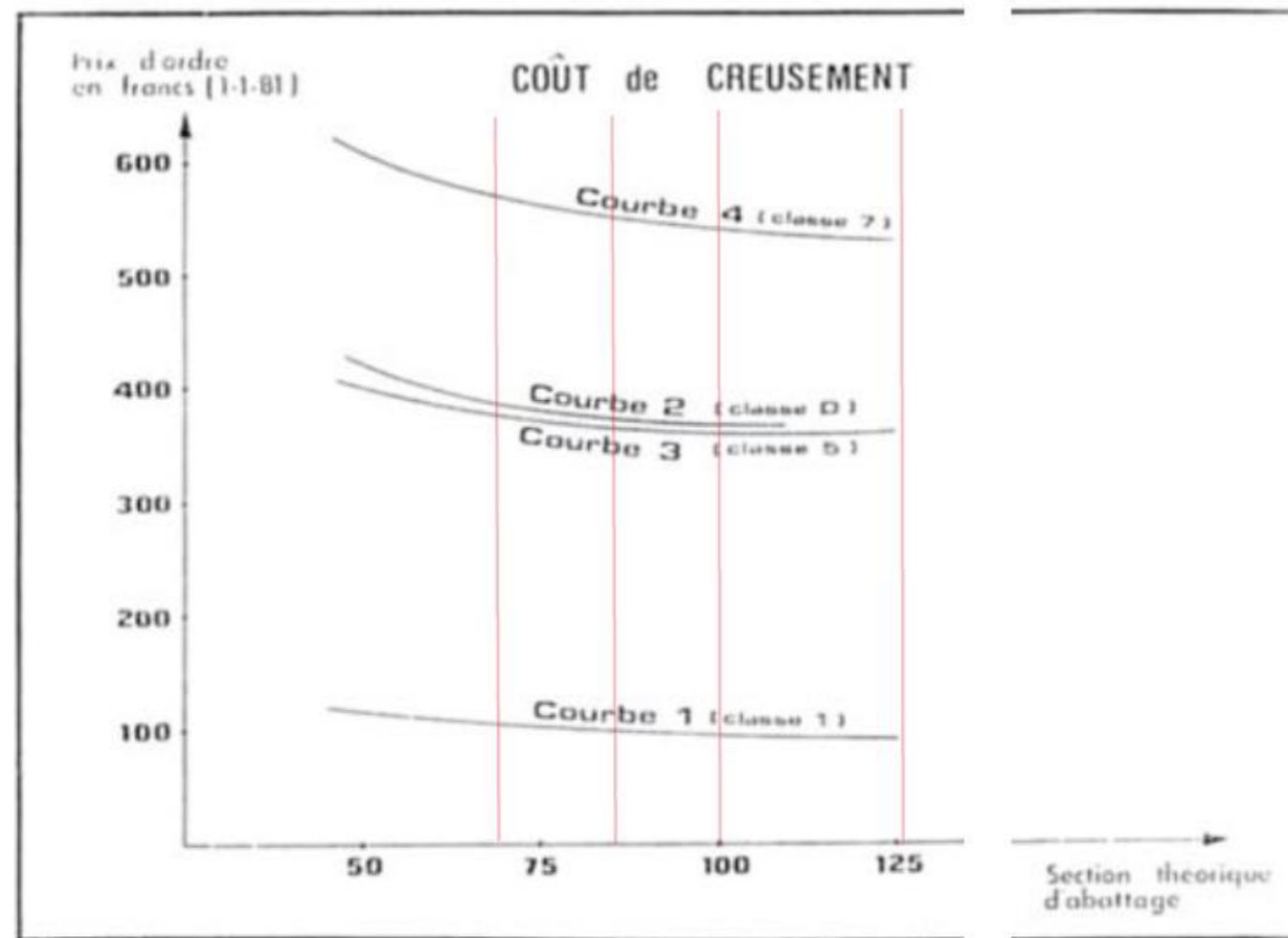


Figura 47. Gráfica de superficie-coste-sostenimiento propuesta por Constantin. Fuente: Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs (1982). En rojo, las superficies de las frentes obtenidas.

Así pues, obteniendo el coste unitario por m<sup>3</sup> asociado a cada estrato, y multiplicando este valor por el volumen extraído de cada uno de ellos, se obtiene que el coste total de la obra, según los criterios de Constantin, 1982, es de 18 293 919.37 €. A este coste, se le debe añadir un 30% de estima de sobrecoste por la ejecución de los emboquilles, asociado a un coste de 5 488 175.81 €. Haciendo un coste final de obra de 23 782 095.18 € (veintitrés millones setecientos ochenta y dos mil noventa y cinco euros con dieciocho céntimos).

### 15.1.2. ADIF, 2008.

La entidad pública española ADIF (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias) realizó un estudio de los costes asociados a varios proyectos en el 2008, clasificado por capítulos, entre los cuales se recoge uno destinado a túneles, recopilado en la Base de Precios Tipo para los Proyectos de Plataforma del año 2008 (BPGP-2008), expresando su coste por metro en función del RMR (Rock Mass Rating) y de la superficie del frente a excavar. Para la superficie excavable, ADIF propone 4 secciones diferentes: 80, 100, 105 y 115 m<sup>2</sup>; nuestra sección tiene aproximadamente de constante 126.07 m<sup>2</sup>, sin tener en cuenta la contrabóveda necesaria en algunas de las secciones; es por ello por lo que se propone realizar una extrapolación lineal entre los precios asociados a los dos escalones anteriores, el de 105 y 115 m<sup>2</sup>, para obtener el coste de ejecución de la sección del túnel Bombolí.

Con los valores proporcionados por la entidad, se obtiene un valor de 23 307 781.82 € de coste de ejecución, a lo que se le suma un sobrecoste de 544 500 € por los emboquilles, equivalente a un 2.33% del resto de la obra, haciendo un total de 23 852 281.82 € (veintitrés millones ochocientos cincuenta y dos mil doscientos ochenta y un euros con ochenta y dos céntimos), coste 0.29% más elevado que el obtenido según el estudio de Constantin (1892), diferencia casi inapreciable.

### 15.1.3. Fórmulas analíticas y ábacos de estimación de costes, Moreno, 2013.

El presente subcapítulo muestra el método presentado en la tesina "Predicción del coste de la obra civil de un túnel ejecutado por métodos convencionales", 2013 del autor M.S. Moreno. El criterio tiene en consideración las variables de superficie excavada del frente, el RMR y la longitud recorrida.

Para este método, se descompone el coste total a partir de su naturaleza mediante fórmulas analíticas. Así pues, se considera el coste total, el de sostenimiento, de impermeabilización, de revestimiento y de excavación. Obtenido siempre en €/m, a partir de las siguientes fórmulas:

- Coste total:  $C_T = 83.93 \cdot S - 148.189 \cdot RMR + 9578.304$ ;  $r^2 = 0.878$ .
- Coste de excavación:  $C_E = 41.623 \cdot S - 63.325 \cdot RMR + 3759.368$ .
- Coste de sostenimiento:  $C_S = 20.234 \cdot S - 81.468 \cdot RMR + 4571.080$ .
- Coste de impermeabilización:  $C_I = 5.541 \cdot S + 96.801$ .
- Coste de revestimiento:  $C_R = 10.960 \cdot S + 792.960$ .

El autor realizó un estudio en función de diferentes obras analizadas, con sus costes y su naturaleza, discretizando entre su función; ferroviario, hidráulico, minero y carretero, que a su vez dividió en función si se trataba de una autovía/autopista de 2, 3 ó 4 carriles, y de carretera convencional, según 2 ó 3 carriles. Realizó posteriormente una curva que representara los costes de las obras mediante el uso de una fórmula polinómica. Adicionalmente, el autor presenta gráficas por las cuales se puede obtener el coste de la obra, discretizado en las mismas naturalezas, por metro cúbico; todas estas gráficas se pueden observar en el Anexo de Valoración Económica.

Así pues, se observa que el coste total de la obra ejecutada por el primer método presentado por Moreno ,2003 corresponde a 23 510 122.86 € (veintitrés millones quinientos diez mil ciento veintidós euros con ochenta y seis céntimos). Asemejándose al valor presentado referente a los precios de ADIF, 2003.

## 15.2. Coste final de la obra estimado.

Los tres métodos utilizados han obtenido un coste de ejecución similar, con una diferencia inferior al 1.5% entre ellos, equivalente a una diferencia máxima de 342 158.96 €, valor despreciable dadas los costes que se manejan para la ejecución del túnel.

El valor representativo que se ha tomado para la ejecución de la obra del túnel Bombolí, sin tener en cuenta la puesta en servicio del mismo, (es decir, alumbrado, ventilación, pavimentado, etc.) corresponde a la media aritmética de los tres valores obtenidos, ya que, al tratarse de una obra de tales dimensiones y con posible variabilidad durante la ejecución, no se debe entrar en mayor detalle.

El coste total de la obra estimado es de 23 624 833.3 € (veintitrés millones seiscientos veinticuatro mil ochocientos treinta y tres euros con tres céntimos).

## 16. Conclusiones y recomendaciones.

La ejecución del túnel Bombolí presenta la dificultad de la heterogeneidad del terreno a lo largo de su traza, atravesando materiales altamente meteorizados que fuerzan el uso de sostenimientos de mayores dimensiones y coste. Esta misma heterogeneidad mostrada en las diferentes secciones atravesadas acarrea el uso de diferentes secciones que deben alternarse en función de los materiales encontrados, obligando a tener un control exhaustivo tanto del frente como de la superficie final ya excavada.

La solución que se ha escogido es la Alternativa de trazado 3, mediante el uso del Nuevo Método Austríaco (NATM), con rozadoras de ataque transversal. El sostenimiento recomendado se compone, principalmente, de bulones, hormigón proyectado, y cerchas. Estos elementos se adaptan perfectamente a la filosofía del Nuevo Método Austríaco.

Para el conjunto de secciones de sostenimiento previstas, se pueden hacer las siguientes consideraciones:

- Una vez saneada la excavación, se dispondrá una capa de sellado de hormigón proyectado de 5 cm de espesor, reforzado con fibras sintéticas, el espesor total podrá variar en función de la sección tratada, estando siempre del lado de la seguridad. De esta forma, podremos optimizar los recursos, tanto materiales como temporales, al realizar la excavación.
- El hormigón proyectado con fibras sintéticas tiene una resistencia a compresión de 250 Kg/cm<sup>2</sup>. Se ha previsto una dosificación de fibras de 40 Kg/m<sup>3</sup>, para todas las capas de hormigón proyectado con fibras.
- El grueso máximo de una capa de hormigón ejecutada en una sola fase no podrá exceder de 10 cm.
- A la vista de los condicionantes geotécnicos del túnel se prevén grandes espesores de hormigón proyectado en las secciones tipo III, IV y V de sostenimientos, por lo que deberán proyectarse varias capas de hormigón. Entre las diferentes capas es recomendable disponer de un mallazo, más como elemento de contención que como elemento de armado, ya que la función resistente la cumplirán las fibras.

- Los bulones para el cosido del terreno habrán de colocarse inmediatamente después de la capa de sellado. Se recomienda disponer estos bulones de acero corrugado anclados con resina.
- En las secciones de sostenimiento que corresponden a los terrenos de peores características no se tiene una garantía total respecto a la correcta eficacia y funcionamiento del anclaje de los bulones, porque la perforación de los bulones con el agua podría plantear problemas de alteración en el terreno del entorno de la sección, produciendo un empeoramiento de sus características geotécnicas. Además, en los terrenos más débiles, la perforación de los bulones con agua hace que el diámetro de los taladros resulte bastante mayor que el de la boca de perforación, lo que a su vez puede plantear problemas para el buen contacto entre el terreno y los elementos metálicos de los bulones, al existir una diferencia muy elevada entre el diámetro de la perforación y el de las barras de los bulones, pudiendo por esta razón mermarse la eficacia del anclaje y el correcto funcionamiento de los bulones.

Así, el efecto estructural de los bulones se ha sustituido por la correspondiente cuantía adicional de hormigón proyectado y cerchas metálicas, ante la duda y problemática que surgían en estos casos respecto a la eficacia y óptimo funcionamiento del bulonado.

Las cerchas de tipo IPN-140 deberán quedar fijadas al terreno, al menos, mediante dos bulones en el pie de la sección, para lo cual se ejecutarán en ellas los taladros correspondientes.

Todas las cerchas deberán quedar arriostradas longitudinalmente mediante tresillones constituidos por redondos de acero de 32 mm, soldados a las cerchas, o mediante perfiles laminados de pequeña sección. En el caso de las zonas de falla o materiales muy cizallados las cerchas se unirán mediante chapa Bernold o equivalente (chapas de acero troqueladas, onduladas y curvadas que realizan la función de encofrado en el hormigonado y de armadura del hormigón una vez que este ha fraguado).

Los huecos existentes entre las cerchas y el terreno se deberán rellenar con hormigón proyectado. Asimismo, las cerchas deberán quedar recubiertas por un grosor mínimo de hormigón proyectado.

- Un aspecto muy importante a tener en cuenta en la ejecución de los sostenimientos, fundamentalmente en los terrenos más débiles, es conseguir unas adecuadas condiciones de apoyo del mismo, para limitar el desarrollo de fenómenos de “hincamiento” y descenso en bloque del sostenimiento, y el de deformaciones de cierre en la base del mismo. Para ello, debe cuidarse el apoyo del sostenimiento en el momento de su ejecución y realizarse, en todo momento, el consiguiente empotramiento del mismo en el terreno.

En algunos casos, puede ser necesario recurrir a un recalce posterior del mismo, saneando el terreno alterado en dicha zona y sustituyéndolo por hormigón proyectado, para mejorar las condiciones de apoyo que se han degradado con el transcurso del tiempo tras la puesta en obra del sostenimiento inicialmente colocado.

En las secciones de peor calidad, se ha dispuesto el apoyo de las cerchas HEB-180 en “pata de elefante”, con el fin de proporcionar un mejor apoyo a las cerchas y evitar los fenómenos de “hincamiento” (asentamiento de la cercha en el terreno por efecto de la carga transmitida por la misma) comentados.

En otras situaciones puede ser necesario el arriostramiento de las cerchas en sus bases. Este arriostramiento deberá hacerse como mínimo con un perfil equivalente. La necesidad o no de colocar este arriostramiento se debe tomar “*in situ*” en función del comportamiento del terreno y las medidas de convergencia.

Hay que remarcar que se ha recopilado información de túneles excavados en terrenos similares, como complemento al dimensionamiento mediante los métodos empíricos existentes. Así, en función de estos resultados, se han extraído las siguientes conclusiones:



1. En este tipo de materiales, se disponen espesores relativamente elevados de hormigón proyectado, entre 15 y 25 cm. El refuerzo se hace con fibras sintéticas para los espesores menores, o adicionalmente con mallazo para los espesores más importantes.
2. Estos espesores de hormigón son superiores a los recomendados por los métodos empíricos tradicionales (Barton y Bieniawski, fundamentalmente). La razón de esto es doble; por una parte, estos materiales son relativamente deformables, por lo que un sostenimiento flexible es adecuado para ellos, y, por otra parte, el hormigón proyectado es la mejor forma de evitar los fenómenos de alteración, desecación, etc. que degradarían estos materiales.
3. Los bulones empleados mayoritariamente son los de fricción.
4. Las cerchas se emplean en todas las secciones excepto en andesitas, ya que se corresponden con materiales de bajas características geotécnicas. En emboquilles se emplean cerchas pesadas, del tipo HEB-180 (junto con paraguas de micropilotes).
5. Los pases de avance han oscilado generalmente entre 0,75 y 1,5 m.
6. La excavación se efectuará con voladura en las andesitas de mayor calidad y con medios mecánicos, bien con rozadoras o bien con martillo y fresadora montados sobre retroexcavadora en los demás materiales.

## Resumen de figuras.

Figura 1. Ubicación del tramo La unión del Toachi-Alóag donde está emplazado el proyecto. Fuente: GoogleEarth. ....	4
Figura 2. Ubicación de la obra del túnel Bombolí, centrado en el país. Fuente: GoogleEarth. ....	5
Figura 3. Detalle de la ubicación de la obra del túnel Bombolí. Fuente: GoogleEarth. ....	5
Figura 4. Ejemplo de accidente drenante, así como de la geomorfología de la zona. Fuente: GoogleEarth. ....	6
Figura 5. Mapa de pendientes con posible trazado del túnel Bombolí. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	7
Figura 6. Mapa de ubicación de volcanes. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	7
Figura 7. Mapa de redes hidrográficas. Fuente: TERRAHEDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	8
Figura 8. Vertientes abruptas (757775E;9950229N) y Vertientes moderadas (758635E;99504475N) ordenadas según mención. ....	8
Figura 9. RE (757406E;9950356N); RVE (759211E;9950821N) y RD (758409E;9950286N). ....	8
Figura 10. Talud escarpado en lavas andesitas piroxénicas debido a la caída de bloques (757817E;995020N). ....	9
Figura 11. Deslizamiento rotacional apagado. Portal de entrada del túnel Bombolí (Izquierda: 757836E;995055N; Derecha: 757760E;9949987N). ....	9
Figura 12. Deslizamiento rotacional suspenso. Portal de salida. (759211E;9951006N). ....	9
Figura 13. Mapa geomorfológico. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	10
Figura 14. Mapa sismotectónico de Ecuador. Área de proyecto. Fuente: Dirección nacional de defensa civil. 1991. Mapa sismotectónico de Ecuador. E: 1: 100 000. Escuela Politécnica del Ejército. Quito-Ecuador. ....	10
Figura 15. Concentración de polos y familias de juntas principales (izquierda) y esporádicas (derecha). Fuente: TERRAHYDRO. Servicios y Construcciones S.A. ....	11
Figura 16. Mapa geológico. Escala 1:5 000. Fuente: TERRAHYDRO. Servicios y Construcciones. S.A. ....	13
Figura 17. Imagen satélite con sismicidad registrada desde 1990 hasta 2009, en las proximidades de la zona de estudio. En recuadro rojo el emplazamiento de la obra. Fuente: <a href="http://www.igeptn.edu.ec/historica.html">http://www.igeptn.edu.ec/historica.html</a> ....	13
Figura 18. Mapa de zonificación del factor Z. Fuente: Norma NEC-14, Capítulo 2. Peligro sísmico y requisitos de diseño sísmico resistentes. Norma ecuatoriana de la construcción, 2014. ....	14
Figura 19. Relación entre la longitud relativa de sondeos y la desviación del presupuesto observada. Fuente: "Geotechnical risks on large civil engineering projects". Evert Hoek and Alessandro Palmieri. 1998 (con datos anteriores de USA, 1984). ....	15
Figura 20. Prospección en boquilla del túnel. ....	15
Figura 21. Perfil geológico a lo largo el trazado de la obra. ....	17
Figura 22. Sección transversal del túnel. ....	18
Figura 23. Recomendaciones para la excavación de túneles de 10-14 m de ancho. Fuente: Romana, 2002. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas. ....	20
Figura 24. Tipos de sostenimientos para túneles, según Barton (2000). ....	20
Figura 25. Sistema de coordenadas y representación de las componentes positivas de tensión, correspondiendo el mismo sistema a los desplazamientos y. Fuente: Manual de referencia Versión 8, Delft University of Technology – Plaxis b.v. , 2004. ....	23
Figura 26. Numeración local y posicionamiento de los nodos para el elemento prismático triangular de 15 nodos utilizado en el modelo. ....	24
Figura 27. Esquema representativo del espesor equivalente. Fuente: Modelling composite sections (e.g., steel and shotcrete) with FLAC and Phase 2. Carranza-Torres, 2004. ....	24
Figura 28. Modelización de los sostenimientos con elementos tipo Plate. ....	26

Figura 29. Modelización del sostenimiento con elementos tipo geogrid. ....	26
Figura 30. Secciones geológicas modeladas con métodos numéricos. ....	28
Figura 31. Fase para sostenimiento Tipo I. ....	29
Figura 32. Fase para sostenimiento Tipo II. ....	29
Figura 33. Fase para sostenimiento Tipo III. ....	30
Figura 34. Fase para sostenimiento Tipo IV. ....	30
Figura 35. Fases de análisis de Plaxis 3D Tunnel para el sostenimiento Tipo IV. ....	31
Figura 36. Desplazamientos totales en la sección 21+204 en fase de excavación 3 con longitud de avance de 1.50m. ....	31
Figura 37. Desplazamientos totales de la sección 20+593 en fase de destroza 2, con longitud de 2 m, y distancia entre cerchas de 1.50 m. ....	32
Figura 38. Desplazamientos totales de la sección 20+493, en fase de excavación de la contrabóveda. ....	32
Figura 39. Desplazamientos totales en la sección 21+456 en la fase de excavación de la contrabóveda. ....	33
Figura 40. Desplazamientos totales en la sección 20+354 en la fase de excavación de la contrabóveda. ....	33
Figura 41. Vista de las cuñas. Caso I. ....	36
Figura 42. Vista de las cuñas. Caso II. ....	36
Figura 43. Vista de las cuñas. Caso III. ....	37
Figura 44. Clasificación de las rocas según su excavabilidad en base al espaciado y la resistencia a compresión simple (MPa). Fuente: Franklin (1974). ....	39
En función de la longitud del túnel, se puede establecer un rango donde resulta factible el uso de una metodología u otra. A mayor longitud, el rendimiento de las TBM resulta ventajoso frente a los métodos convencionales, amortizando la inversión inicial y consiguiendo plazos más cortos. Figura 45. Comparativa de costes de construcción entre TBM y métodos convencionales (Sauer, 2004). Hasta una longitud de 1.5 km, es recomendable el uso de metodología convencional o mixta, mientras que a partir de los 4.5 km, es conveniente recurrir a TBM, debido a sus ventajas en seguridad, rendimiento y menor afección en el entorno. En el rango intermedio, se requiere de un estudio detallado de los demás criterios. ....	42
Figura 46. Comparación entre los avances de excavación con tuneladora y con explosivos (Bieniawski, 2004). Adaptada de Barton 2000). ....	42
Figura 47. Gráfica de superficie-coste-sostenimiento propuesta por Constantin. Fuente: Coûts constatés sur les tunnels routiers récemment construits en France. Utilisation Dans les projets futurs (1982). En rojo, las superficies de las frentes obtenidas. ....	45

## Resumen de tablas.

Tabla 1. Clasificación de las pendientes por rangos.....	6
Tabla 2. Cobertura por rangos de pendientes. Fuente: TERRAHIDRO. Servicios y construcciones S.A. ....	6
Tabla 3. Localización de los centros volcánicos y estado de actividad. Fuente: Instituto geofísico de Ecuador. ....	7
Tabla 4. Ubicación y características de los desplazamientos observados. *Este desplazamiento no se representa en el mapa geológico 1:5 000, por su limitada extensión. Sí que aparece en el mapa geológico del portal de salida. E: 1:500.....	9
Tabla 5. Resumen de juntas y lineamientos.....	11
Tabla 6. Resumen de las tendencias de familias y características. ....	11
Tabla 7. Resumen de resultados de laboratorio. Ensayos de clasificación y CBR. Estudio geotécnico de TERRAHIDRO Servicios y Construcciones S.A. ....	16
Tabla 8. Resumen de la caracterización geotécnica de los materiales. ....	17
Tabla 9. Peraltes a disponer. ....	18
Tabla 10. Valores de ESR en función de la importancia de la obra. Fuente: Barton, 1988. Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system.....	20
Tabla 11..Cuadro resumen de los tipos de roca esperados y estimación de su sostenimiento preliminar. (*) Estos materiales se consideran como F C (Fuera de Clase) ya que tienen básicamente un comportamiento de tipo suelo. (**) 50 mm de hormigón proyectado en el frente de excavación.....	22
Tabla 12. Sostenimientos en función de los materiales representativos atravesados. (*) Estos materiales se consideran como FC (Fuera de Clase) ya que su comportamiento se considera como tipo suelo.....	23
Tabla 13. Características de los elementos de sostenimiento tipo Plate utilizados en el modelo. ....	25
Tabla 14. Características de los elementos de sostenimiento tipo geogrid utilizados en el modelo. ....	26
Tabla 15. Propiedades geotécnicas de los materiales. Modelo: JRM: Jointed Rock Model. M-C: Mohr-Coulomb. Tipo de drenaje: D: Drenado. ....	27
Tabla 16.Propiedades geotécnicas de los materiales mejorados por tratamiento del frente. Modelo: M-C: Mohr-Coulomb. Drenaje: U: no drenado. ....	27
Tabla 17. Secciones del túnel analizadas con métodos numéricos.....	27
Tabla 18. Deformaciones producidas en los sostenimientos en las diferentes fases de excavación. ....	35
Tabla 19. resumen de los sostenimientos planteados en función de la sección tratada. ....	35
Tabla 20. Tensiones normales efectivas. Caso I. ....	36
Tabla 21. Factores de seguridad para el Caso I. ....	36
Tabla 22. Tensiones normales efectivas. Caso II. ....	36
Tabla 23. Factores de seguridad para el Caso II. ....	37
Tabla 24. Tensiones normales efectivas. Caso III. ....	37
Tabla 25. Factores de seguridad para el Caso III. ....	37
Tabla 26. Presiones límite inferiores necesarias en la roca para el avance de la TBM. ....	38
Tabla 27. Viabilidad del uso de TBM en función de la resistencia a compresión simple: Fn: fuerza de empuje máxima por cortador en toneladas. Fuente: Manual de procedimientos constructivos de túneles. J.C. Guerra.....	38
Tabla 28. Resistencia a compresión simple de los estratos atravesados.....	38
Tabla 29. Criterio de excavabilidad para tuneladoras según Bieniaswki (2004). Fuente: Bieniawski (2004). ....	38
Tabla 30. Relación de pesos de rozadoras y potencias en cabeza de corte necesarias en función de la resistencia a compresión simple de la roca. Fuente: C.E. Tu (1976).....	38
Tabla 31. Criterio de excavabilidad de las rocas. Fuente: Cornejo (1988). ....	38
Tabla 32. Criterio general de ripabilidad según la velocidad de las ondas sísmicas. Fuente: Ingeniería geológica. González de Vallejo. ....	39

Tabla 33.Estimación de la rozabilidad a partir de la resistencia a compresión y tracción de la matriz rocosa. ....	39
Tabla 34. Cálculo del índice de Schimazek a los estratos de andesitas. ....	40
Tabla 35. Resumen de ventajas/desventajas de las tres alternativas de trazado. ....	41
Tabla 36. Valoración y ponderación de criterios para las tres alternativas de trazado. ....	41
Tabla 37. Estudio de las alternativas del método constructivo. ....	43
Tabla 38. Pesos considerados para la ponderación de las variables. ....	43
Tabla 39. Tabla resumen de los valores de las alternativas del método constructivo. ....	43
Tabla 40. Estudio de ventajas y desventajas de las alternativas de la maquinaria a emplear. ....	44
Tabla 41. Pesos considerados para la ponderación de las variables de la maquinaria a emplear. ....	44
Tabla 42. Tabla resumen de los valores de las alternativas de la maquinaria a emplear. ....	44
Tabla 43. Tabla resumen de los valores de las alternativas de la maquinaria a emplear. ....	44
Tabla 44. Resumen de los volúmenes excavados esperados. ....	44