



A N E J O 1 0

O B R A S
S U B T E R R Á N E A S

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	1
2	METODOLOGÍA GENERAL.....	3
3	CONDICIONANTES EXISTENTES	4
4	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LAS SECCIONES	5
5	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LOS TÚNELES	6
	5.1 INTRODUCCIÓN.....	6
	5.2 RECONOCIMIENTOS REALIZADOS.....	11
	5.3 UNIDADES QUE FORMAN EL MACIZO ROCOSO	11
	5.4 ESTRUCTURA GENERAL DEL MACIZO ROCOSO	49
	5.5 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO.....	51
	5.6 MÉTODO DE EXCAVACIÓN	63
	5.7 FASES DE EXCAVACIÓN.....	64
	5.8 SOSTENIMIENTO DE LOS TÚNELES Y DE LA GALERÍA DE EVACUCIÓN	66
6	MÉTODO CONSTRUCTIVO	74
	6.1 ELECCIÓN DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO Y SOSTENIMIENTOS A EMPLERAR	74
	6.2 MÉTODO DE EXCAVACIÓN	76
7	TRATAMIENTOS ESPECIALES	79
8	REVESTIMIENTO.....	80
9	IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE.....	81
10	CONTROL GEOTÉCNICO DE LA OBRA	82
11	AUSCULTACIÓN Y CONTROL	83

1 INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se presentan las principales ideas relativas a la ejecución del túnel de Aresti y Túnel de Mitxena, incluidos en el "ESTUDIO INFORMATIVO DE LA OLA-SONDIKA (LÍNEA TXORIERRI)".

La variante de trazado objeto del presente proyecto tiene una longitud total de 1.890 m en el tronco principal, de los cuales 1.455 m –el 75 %- discurren soterrados (742 m en excavación en mina, el resto en falso túnel o cut&cover). Asimismo el proyecto dispone de dos ramales de 545 m de longitud (ramal de conexión con vía actual a Lezama) y 754 m de longitud (ramal de conexión con vía actual a Cocheras Lutxana). En la totalidad son 3.189 de trazado, de los cuales 2.020 m – el 63 %- discurren soterrados

Los dos túneles excavados en mina en el presente proyectos son el Túnel de Aresti, de 754 m de longitud excavados en mina, y el Túnel de Mitxena de 70 m de longitud.

El Túnel de Aresti, que comienza en el PK 3+985 y continua en cut&cover hasta la nueva estación de Sondika, se podría señalar que tiene una longitud total 1.285 m toda vez que la estación de Sondika comienza en el PK 5+210 donde comienza el andén central de la estación. Es por ello que se ha planteado una salida de evacuación y ventilación asociada en el PK 4+790 y compatible con el planeamiento previsto en el SAPUI-I del Ayuntamiento de Sondika.

El ataque del Túnel de Aresti se realizará a priori desde la boquilla de salida, según pp. KK. crecientes, de forma que se excave en sentido ascendente evitando que se acumule el agua en el frente de excavación. Las galerías de evacuación y/o pozos ventilación del tramo no son excavaciones en mina sino excavaciones a cielo abierto en recintos apantallados mediante pilotes u otras técnicas a definir en detalle en el proyecto constructivo, y que se definen a nivel de Estudio Informativo en el Documento nº 2 Planos.

El Túnel de Mitxena se excava en mina durante 70 m bajo una edificación aislada y de una altura, próxima a la estación actual, al objeto de no desplazar el trazado hacia el norte y afectar a los sótanos y cimentaciones de los varios bloques de viviendas que discurren a ambos lados de la citada calle.

El ataque del Túnel de Mitxena se llevará a cabo desde el PK 0+140, desde el recinto entre pantallas de pilotes excavados previamente desde el PK 0-320 hacia PK decrecientes..

En la tabla que se incluye a continuación se remarcan las obras subterráneas (excavadas en mina y en cut&cover) dentro de los elementos singulares que forman o describen el tramo proyectado:

ELEMENTOS SINGULARES	Eje	P.K. Inicial	P.K. Final	Longitud (m)	Observaciones
Conexión con proyecto Túnel Artxanda	Tronco Principal (1.890 m)	3+550			A cielo Abierto. Cota 28,31
Estación de La Ola		3+646	3+731	85	A cielo abierto. Cota 29,33
Viaducto s/Río Asua		3+735	3+961	226	Ancho variable
Falso Túnel de Aresti		3+985	3+995	10	40 m ² sección libre
Túnel Aresti (mina)		3+995	4+740	754	En mina (40 m ² sección libre)
Pozo Bombeo		4+700			En el punto bajo del túnel en mina. Cota -3,916.
Soterramiento		4+740	5+440	700	Entre pantallas de pilotes
O.S.1 Pozo Ventilación y Salida Evacuación		4+790			Entre pantallas de pilotes
Estación Sondika		5+210	5+300	90	Estación soterrada cut&cover. Cota +5.00
O.S.2 Pozo Ventilación y Salida Evacuación		5+115			Entre pantallas de pilotes
Fin Proyecto		5+440			Coincidente con Emboquille Túnel al Aeropuerto. Cota +5.00 m
Soterramiento (cut&cover)	Ramal a Lezama (545 m total de ramal)	0+000	0+070	70	Entre pantallas de pilotes
Túnel de Mitxena		0+070	0+140	70	En mina (40 m ² sección libre), y paraguas sucesivos de micropilotes
O.S.3 Pozo Ventilación		0+035	0+045		Entre pantallas de pilotes
Soterramiento		0+140	0+320	180	
Soterramiento	Ramal a Lutzana (754 m total de ramal)	0+000	0+245	245	Entre pantallas de pilotes

2 METODOLOGÍA GENERAL

La metodología seguida a partir de los resultados de la campaña de campo y de los ensayos de laboratorio, se ha desarrollado de la siguiente manera:

- Se analizan los condicionantes existentes.
- Se estudia en primer lugar la geometría de la sección tipo prevista de los túneles y de la galería.
- Se recopilan los reconocimientos específicos situados en el área de influencia.
- Se describe el terreno existente, sus características geotécnicas y se hace una caracterización geomecánica del macizo rocoso, basándose en las clasificaciones geomecánicas más usuales, especialmente el RMR y el índice GSI. Esto permite realizar una tramificación del túnel a partir de las características de los materiales atravesados.
- Se describen las principales características del proceso constructivo, entre las que destacan la excavabilidad y la forma de abordar la excavación de la sección, y se definen el sostenimiento y el revestimiento proyectados para cada tramo, a partir de los criterios empíricos utilizados en la práctica habitual.

3 CONDICIONANTES EXISTENTES

En la construcción de los dos túneles que contempla este Estudio Informativo, existen una serie de condicionantes.

El primer condicionante, derivado de la geología, se encuentra localizado en el PPKK 4+480, donde el túnel de Aresti atraviesa una zona de falla que pone en contacto mecánico las coladas lávicas de la UG2 con las lutitas de la UG1. En esta zona habrá que tener en cuenta la presencia de una franja de roca brechificada (comportamiento frágil de las roca basálticas) conjuntamente con una franja de roca milonitizada (comportamiento dúctil de las lutitas). En este tramo ha de preverse la posibilidad de usar sostenimientos pesados, avances reducidos e importantes surgencias de agua.

Para el túnel de Mitxena, existe un importante condicionante, no debido a causas geológicas, que determinará la forma de ejecutar dicho túnel. Este túnel discurre bajo una edificación aislada del casco urbano de Sondika, en unas condiciones de escasa tapada de roca y cobertera entre la clave del túnel y la superficie del terreno natural, cercana a un diámetro o diámetro y medio del túnel.

En estas condiciones, independientemente de la calidad de la roca que se va a atravesar a lo largo de los 70 metros de longitud de este túnel, los sostenimientos que se ejecutarán serán los más pesados que contemplen el sistema de secciones diseñadas para este túnel. Este túnel se realizará a base de cerchas, bulones y hormigón proyectado. Localmente, si las condiciones lo requiriesen por una calidad muy baja de la roca, este sostenimiento se puede incrementar mediante la colocación de paraguas de micropilotes o de bulones, o mediante empiquetados con chapa de enfilaje.

4 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LAS SECCIONES

El trazado ferroviario es de doble vía, por lo que el ancho máximo de la excavación de los túneles será variable entre 8,50 y 9,00 m en función de la alineación recta ó curva del trazado proyectado.

Las secciones geométricas de túnel previstas se muestran en los planos correspondientes del Documento nº 2 Planos. En la Figura 1 se muestra la sección tipo en recta.

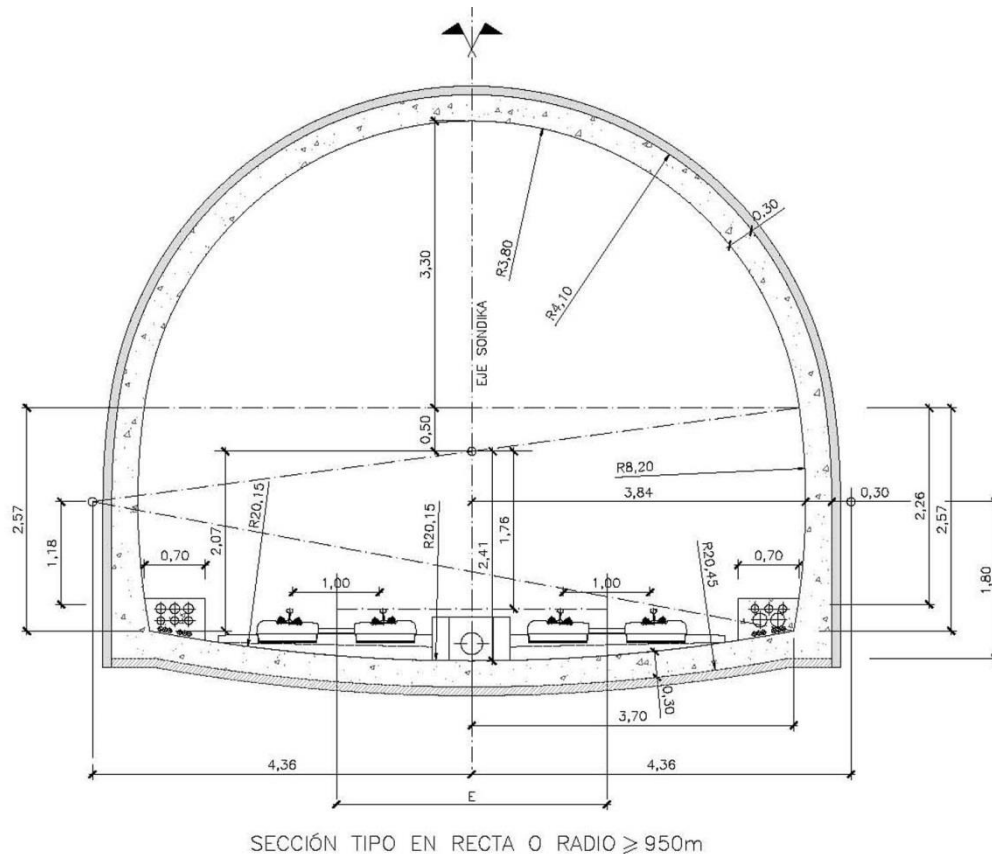


FIGURA 1. SECCIÓN TIPO DE LOS TÚNELES

La sección tipo seleccionada cumple con los gálibros ferroviarios UT-3500 con pasillo. La sección tipo incluye datos para instalaciones en las partes bajas de ambos hastiales de 70 cm de ancho y la cota superior de los dados a 12 cm de la línea de cabeza de carril.

5 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LOS TÚNELES

5.1 INTRODUCCIÓN

La zona de estudio se ubica dentro de una vasta región geológica conocida como Cuenca Vasco-Cantábrica. Situada en la parte septentrional de la Placa Ibérica, la Cuenca Vasco-Cantábrica forma parte del margen continental de la misma. Su historia tecto-sedimentaria es principalmente mesozóica y está comprendida entre los 200 y 40 millones de años.

Durante el ciclo alpino, estos materiales se plegaron conformando la parte oriental de la Cordillera Cantábrica, continuación estructural hacia el oeste de la Cordillera Pirenaica, que abarca, además de los Países Vascos, Navarra, Castilla-León, Cantabria y Asturias), siendo sus límites naturales los indicados por Rat en 1988:

- Al oeste queda limitada por el macizo paleozoico asturiano. El límite actual entre los montes asturianos y los materiales mesozoicos coincide aproximadamente con lo que pudo ser la antigua línea de costa durante la vida de esta cuenca.
- Al sur, su límite en épocas activas estaba definido por el macizo paleozoico de la Sierra de la Demanda. Hoy en día, el cabalgamiento de la Sierra de Cantabria marca el límite entre la cadena plegada Vasco-Cantábrica y la Cuenca Terciaria del Ebro, cuenca de sedimentación principalmente continental creada una vez se plegaron los materiales de la cita Cuenca Vasco-Cantábrica.
- Al este limita con los macizos paleozoicos vascos (Bortziri o Cinco Villas y Alduides). Además de estos macizos, su límite estructural viene marcado por la Falla de Pamplona (principalmente expresada en superficie por la alineación de diapiros navarros, de acuerdo con FEUILLÉE y RAT, 1971) accidente que la separa de la Cuenca Surpirenaica (por ejemplo PAYROS, 1997). Esta importante fractura queda fuera de la Comunidad Autónoma del País Vasco, en territorio de Navarra. Según RAZIN (1989), esta falla habría actuado en la fase sinorogénica como rampa lateral de cabalgamientos en desarrollo. Para MARTÍNEZ-TORRES (1989), habría actuado como falla de transferencia de esfuerzos, y según ENGESER y SCHWENTKE (1986), por ella se habrían resuelto la colisión y subducción de la placa Ibérica bajo la Europea.
- El límite norte es el borde-talud de la plataforma continental actual, en el Golfo de Vizcaya, cuyos materiales constituyen la prolongación hacia "offshore" del mismo conjunto geológico.

La historia geológica de la Cuenca Vasco-Cantábrica comienza con la extensión post-hercínica de la corteza continental en el Pérmico y termina con el cierre de la cuenca por el plegamiento alpino en el Eoceno superior. Su origen está ligado a la apertura del Golfo de Bizkaia.

Esta historia geológica se resume en la creación de dos fases principales de extensión asociadas a "rifting", ocurridas en el Triásico inferior y en el Jurásico superior-

Cretácico inferior, y separadas de sendas fases de calma tectónica. En estas últimas etapas, la subsidencia fue más uniforme y amplia (RIAZA, 1984; RAT, 1988). Las primeras fases de adelgazamiento cortical comenzaron en el Pérmico, hecho que se puede considerar como el nacimiento de la Cuenca Vasco-Cantábrica

En este momento, la extensión y subsidencia de la corteza estuvieron controladas por fallas NO-SE (pe. las Fallas de Ventaniella y de Bilbao, de acuerdo con GARCÍA-MONDÉJAR, 1986). Debido a la extensión, se formaron áreas de sedimentación eminentemente continental limitadas por fallas. En esta fase de "rifting" se reactivaron estructuras hercínicas previas del zócalo paleozoico (ZIEGLER, 1982). Durante el Jurásico inferior y medio cesó la actividad tectónica asociada al "rifting" y se implantó una sedimentación marina afectada por subsidencia uniforme y amplia.

En el Jurásico superior comienza la segunda etapa de "rifting" con los primeros movimientos kimméricos (PUJALTE, 1981). Esta etapa termina en el Cretácico inferior cuando comienza la etapa de expansión oceánica (GARCÍA-MONDÉJAR, 1989). En este intervalo se produjo la deriva de la placa Iberia hacia el SO y la formación de los típicos "grabens" wealdenses, pues cuencas limitadas por fallas con sedimentación continental y transicional a marina (PUJALTE, 1981).

Posteriormente, en el Aptiense se produjo una fase transgresiva que permitió la implantación de una sedimentación marina, caracterizada por plataformas carbonatadas originadas en altos relativos tipo "horst" y rodeadas por áreas terrígenas deprimidas tipo "grabens". Es en este momento cuando se produce el cambio de "rifting" intracontinental a una fase de hundimiento por estiramiento cortical. A partir del Aptiense superior, Iberia comenzó a rotar hacia el SE, a favor de fallas transformantes (LE PICHON et al., 1971) de dirección NO-SE y régimen sinistral (ENGESER et al., 1984), que originaron cuencas de "pull-apart". Durante el Albiense se incrementó la extensión y la subsidencia, formándose una franja tipo "flysch" en la zona de sutura entre placas Ibérica y Europea (RAT, 1988), lugar donde posteriormente se originaría el Sinclinorio de Bizkaia.

En el Albiense superior se produce el cambio de "rifting" a "spreading", lo que conllevó, por una parte, un mayor aporte de material terrígeno a la Cuenca Vasco-Cantábrica y, por otra, la extrusión de rocas volcánicas submarinas por creación de corteza oceánica, en la zona del Sinclinorio de Bizkaia (MONTADERT et al., 1979; RAT et al., 1982; MATHEY, 1986). Posteriormente, continúa la etapa de expansión oceánica ("spreading"), y un adelgazamiento de la corteza continental. Hasta el final del Santiense tiene lugar un hundimiento progresivo de toda la Cuenca Vasco-Cantábrica.

Como consecuencia se origina una etapa transgresiva y el desarrollo de amplias plataformas carbonatadas marinas. En el Santiense superior cesa el vulcanismo submarino, finalizándose la expansión oceánica. A partir de este momento se produce el cambio de margen pasivo a margen activo, con subducción de la corteza oceánica bajo la Placa Ibérica. El reflejo de esta etapa es el comienzo de una nueva regresión marina y el depósito de series "flysch" ligadas a prismas de acreción tectónica que se crean en el borde de la placa cabalgante.

El plegamiento alpino de la Cuenca Vasco-Cantábrica comienza en el Eoceno superior y dura hasta el Oligoceno (RAT, 1988). Tras esta fase compresiva comenzó un régimen extensivo que aún perdura.

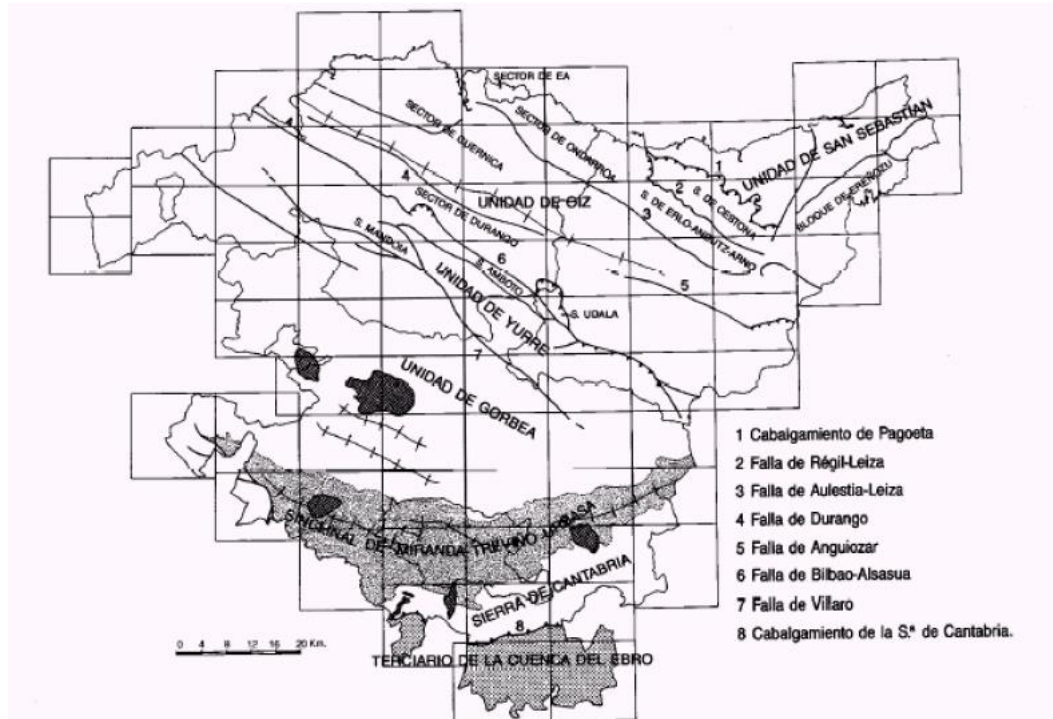
Dentro de esta amplia cuenca, Rat (1.982) identifica cuatro dominios estructurales principales:

- Arco Vasco.
- Dominio Navarro-Cántabro.
- Dominio Peri-Asturiano.
- Bloque Navarro del Ebro.

El dominio del Arco Vasco, donde se sitúa el Estudio Informativo en cuestión, comprende los macizos vascos occidentales y las series mesozoicas y terciarias de la cuenca. El Arco Vasco se puede subdividir en cuatro elementos estructurales, los cuales aparecen netamente plegados y con tendencia cabalgante hacia el Norte. Los citados elementos, de norte a sur, son:

- Monoclinal de S. Sebastián.
- Anticlinorio al Norte de Bizkaia.
- Sinclinorio de Bizkaia.
- Anticlinorio de Bilbao.

Desde un punto de vista geológico, la zona objeto de estudio se encuadra entre el Flanco sur del sinclinorio vizcaino y el Flanco norte del anticlinorio de Bilbao; más concretamente, en el denominado sector de Durango, incluido en la Unidad del Oiz. En la siguiente figura se muestra la geología regional del País Vasco.



La formación Durango se interpreta como un sistema deposicional de talud, caracterizada por abundantes fenómenos de re-sedimentación, con areniscas depositadas por flujos gravitacionales y por la ausencia de estructuras atribuibles a corrientes de oleaje y mareas. Esta formación aflora al norte de la falla de Bilbao, en una franja que va desde Bilbao hasta la falla sedimentaria de Mondragón, al este de Elorrio, y está representada por una serie detrítica con intercalaciones volcánicas. La potencia de la formación Durango se estima superior a los 2.000 metros.

Dentro del sector de estudio, se pueden diferenciar las siguientes formaciones geológicas afectadas por el trazado de los túneles:

- Unidades pertenecientes al Cretácico medio,
- Unidades pertenecientes al Cretácico superior,

5.1.1 Cretácico medio:

Sobre los materiales correspondientes al Complejo Urganiano, se dispone un potente conjunto terrígeno, denominado comúnmente como Complejo Albocenomaniense, o Complejo Supraurgoniano (RAT, 1959). Este complejo puede definirse como un potente conjunto, casi exclusivamente terrígeno, localizado en el Cretácico medio (Albiense medio -Cenomaniense inferior), que cierra el episodio arrecifal del Cretácico inferior (Complejo Urganiano), y lo separa de las amplias plataformas más profundas del Cretácico superior.

Dentro de este complejo se pueden diferenciar las siguientes unidades (la numeración entre paréntesis hace referencia a la nomenclatura oficial de EVE):

5.1.1.1 Lutitas negras con pasadas de areniscas (186)

El término de dominio lutítico está compuesto por materiales detríticos de grano fino (limo o arcilla), con escasas intercalaciones de areniscas. Las lutitas son negras en corte fresco, debido a la abundancia de materia orgánica y derivados de la misma, y tienen componentes limosos y arenosos (cuarzo, feldespato y moscovita, principalmente). La materia orgánica puede encontrarse dispersa en la roca, o formar niveles milimétricos a centimétricos, ocasionalmente decimétricos. Gran parte de ella se encuentra en avanzado estado de transformación, apreciándose a simple vista las zonas carbonosas. También se aprecian sulfuros dispersos o concentrados en pequeños nódulos que, al meteorizarse, confieren a la roca tonalidades rojizas, muy peculiares. Los niveles más gruesos de lutitas suelen presentar aspecto masivo y disyunción esferoidal, aunque también pueden estar finamente estratificadas, intercalando ocasionales niveles, poco potentes, de arenisca de grano muy fino y algunos horizontes ferruginosos. En las lutitas, las litologías finas predominan claramente en los niveles más altos de la sucesión, hacia donde va aumentando paulatinamente el contenido de carbonato, constituyendo un tránsito gradual a las margas del Cretácico superior. En los niveles más altos de la formación también son frecuentes las intercalaciones de rocas piroclásticas.

5.1.1.2 Complejo volcánico (207)

Se ha denominado así a un conjunto de rocas volcánicas, genéticamente asociadas, de unos 500 metros de potencia, compuesto por rocas granulares o micro-granulares, que aparecen en forma de coladas, masivas o de "pillow-lavas", y de rocas piroclásticas, tales como brechas volcanoclásticas, tobas y cineritas, todas ellas con un porcentaje variable de elementos de origen no volcánico, arena y limo terrígeno principalmente. Dentro de las rocas piroclásticas son frecuentes las secuencias positivas, debidas al asentamiento sucesivo en el tiempo de granulometrías progresivamente más finas, a partir del conjunto de piroclastos producidos en cada proceso volcánico submarino.

5.1.2 Cretácico Superior:

Como Cretácico superior, se define un conjunto de materiales comprendidos entre el techo de las diversas formaciones terrígenas del Complejo Supraurgoniano y la base de los tramos calizos paleocenos. Estos materiales presentan características bien diferenciadas en ambos flancos del Anticlinorio de Bilbao. En esta zona se caracteriza por una potente sucesión de materiales "flyschoides", de carácter carbonatado o detrítico-carbonatado, en la que se intercalan algunos cuerpos de rocas volcánicas y volcanoclásticas de metamorfismo ligado a la falla de Leiza.

5.1.2.1 Margas, lutitas, niveles aislados de margocalizas (254)

Se trata de un término de tránsito entre las lutitas terminales de esta formación terrígena y las litologías carbonatadas. La serie está representada por materiales

terrígenos de grano fino, cuyo porcentaje de cemento carbonatado va aumentando progresivamente hacia techo (lutitas margosas, margas, margocalizas y calizas micríticas). Localmente, aparecen estratos resaltantes, aislados y discontinuos, de margocaliza.

5.2 RECONOCIMIENTOS REALIZADOS

Para la caracterización del macizo rocoso por donde discurrirán los túneles, así como para la estimación de excavabilidad del terreno y determinación del tipo de sostenimiento, se ha recurrido a los datos obtenidos en las siguientes labores:

- Campaña de investigación realizada para el ESTUDIO INFORMATIVO DE LA 1ª FASE DE ACCESO AL AEROPUERTO. TRAMO: LA OLA – SONDIKA, ESTEYCO, 2010. A partir de esta campaña se dispone de la siguiente información para el estudio de los túneles en cuestión:
 - Puntos de lecturas del macizo rocoso.
 - 5 sondeos verticales a rotación con toma de muestra continua
 - 2 perfiles de tomografía eléctrica
 - 4 perfiles de sísmica a refracción
 - Ensayos de laboratorio.
- Campaña de reconocimientos complementarios realizada para el presente Estudio Informativo (2016). A partir de esta campaña se dispone de la siguiente información para el estudio de los túneles en cuestión:
 - 3 sondeos verticales a rotación con toma de muestra continua.
 - Ensayos de laboratorio.

En el anejo de geología y geotecnia se adjunta toda la información correspondiente a las investigaciones realizadas.

5.3 UNIDADES QUE FORMAN EL MACIZO ROCOSO

A partir de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio y de la información de antecedentes, se presenta a continuación la caracterización geotécnica de las unidades afectadas por la excavación de los túneles del presente Estudio Informativo.

Las unidades de más antiguas a más modernas son las siguientes:

- UG1: lutitas calcáreas oscuras con pasadas de areniscas (186 EVE; Cretácico medio);
- UG2: rocas volcánicas indiferenciadas (207 EVE, Cretácico medio);
- UG3: lutitas margosas, margas, margocalizas, calizas micríticas (254 EVE, Cretácico superior);

5.3.1 UG1: LUTITAS

Se trata de materiales pertenecientes al Cretácico medio, formados por lutitas de color oscuro, con pasadas localizadas de areniscas. Como ya se ha citado anteriormente corresponden a la unidad nº 186 identificada por el EVE, que se caracteriza por presentar un claro predominio de los materiales lutíticos sobre los areniscosos.

Según los ensayos de laboratorio realizados tanto en la campaña del 2010 como en estudios previos, se trata de un conjunto de limolitas, limolitas dolomíticas, metalutitas, lutitas, lutita-margosas y lutitas arenosas. En la zona más superficial, en el contacto con los suelos eluviales y/o coluviales, la roca está muy alterada, pero ya a poca profundidad (1-2 m), aparece la roca con grado de alteración de II (según la escala del ISMR).

Geotécnicamente los tramos de roca IV y V de esta unidad se puede considerar como suelos arcillo-limoso. En el momento que pasa a tener un grado de meteorización igual e inferior a III, estamos hablando de una roca de resistencia Blanda a Media, de acuerdo con la clasificación de la ISRM (1981)

Esta unidad geotécnica se ha podido estudiar en los siguientes sondeos del año 2010, al sur de la localidad de Sondika.:

- S-1 y S-2, donde aflora intercalada a las rocas volcánicas (UG-2)
- S-3 y S-4 donde aflora hasta final de la perforación.

De forma específica, se observa:

- S-1: de 5.4 a 7.0 m
- S-2: de 0.5 a 3.9 y de 5.85 a 10.5 m
- S-3: de 1.2 a 15.1 m
- S-4: de 3.7 a 15.15 m

En la siguiente imagen se muestra el aspecto de una muestra alterada (V-VI) y una muestra sana (II), respectivamente.





Para esta unidad, en el proyecto del túnel de Artxanda se obtuvieron los siguientes datos de laboratorio característicos.

UG1 (antecedentes)	Densidad aparente (g/cm³)	RCS (MPa)	Mod. Elasticidad (MPa)	Coef. de Poisson (n)	Dureza Cerchar	Abrasivid. Cerchar	Brasileño (MPa)	Abrasividad Schimazek (kN/m)
nº datos	29	25	15	7	7	7	15	9
Promedio	2,67	23,13	16597,78	0,24	25,51	0,23	3,85	0,09
Valor mínimo	2,54	4,10	1080,00	0,13	18,00	0,00	0,77	0,01
Valor máximo	2,80	49,30	38699,50	0,48	35,00	1,10	12,16	0,24

También se dispone de datos procedentes de ensayos presiométricos llevados a cabo en el ámbito del mismo proyecto a cota de túnel.

UG1 (antecedentes)	Módulo de Corte "G" (MPa)	Módulo de Deformación Presiométrico "Ep" (MPa)
nº datos	4	4
Promedio	812,805	2097,395
Valor máximo	975,33	2504,12
Valor mínimo	571,53	1485,9

Los ensayos llevados a cabo en 2010, por Esteyco en el ámbito de este mismo Estudio Informativo revelan los siguientes valores para esta unidad en estado rocoso.

UG1 (2010)			grado de alteración	Densidad aparente (g/cm³)	RCS (MPa)	Mod. Elasticidad (MPa)	Coef. de Poisson (n)	Dureza Cerchar	Abrasivid. Cerchar	Brasileño (MPa)	Abrasividad Schimazek (kN/m)
SONDEO	INICIO	FIN									
S3	14,35	14,8	2	2,68	9,15					5	
S4	7,1	7,5	2	2,55	6,65						
S3	11,2	11,75	2	2,58	11,37	2407	0,22				
S3	7,9	8,4	2					24,2	0,03	5,39	0,078
nº datos				3	3	1	1	1	1	2	1
Promedio				2,60	9,06	2407,00	0,22	24,20	0,03	5,20	0,08
Valor máximo				2,55	6,65	2407,00	0,22	24,20	0,03	5,00	0,08
Valor mínimo				2,68	11,37	2407,00	0,22	24,20	0,03	5,39	0,08

Cabe destacar que se dispone también de una muestra inalterada procedente del S-1, tomada a cota 5.0-5.6 m que se puede considerar representativa del material lutítico completamente alterado en suelo. En la siguiente tabla se resumen los resultados de algunos ensayos de laboratorio llevados a cabo sobre esta muestra.

UG1 alterada en suelo (2010)			% GRAVA	% ARENAS	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	% HUMEDAD NAT.	DENSIDAD NATURAL g/cm³	DENSIDAD SECA g/cm³	ACIDEZ BAUMANN GULLY	C EN Kpa DE CD TIPO UU	ROZ EN ° DE CD TIPO UU
SONDEO	INICIO	FIN												
S1	5	5,6	38,9	14,7	46,4	NP	NP	NP	14,7	2,32	2,02	12	140	43,7

Como se puede observar se trata de un material que se puede clasificar como grava limosa GM.

La identificación mineralógica mediante lámina delgada, procedente de antecedentes, revela los siguientes resultados en cuanto a mineralogía del material rocoso:

- Cuarzo: 7-27 %
- Feldespatos: 0-1 %
- Filosilicatos (matriz < 20 µ): 0-5 %
- Arcillas: 35-78 %
- Moscovita: 0-3%
- Calcita: 0-45 %
- Óxido de hierro: 2-6 %
- Materia orgánica: 2-14 %
- Carbonato: 0-20%

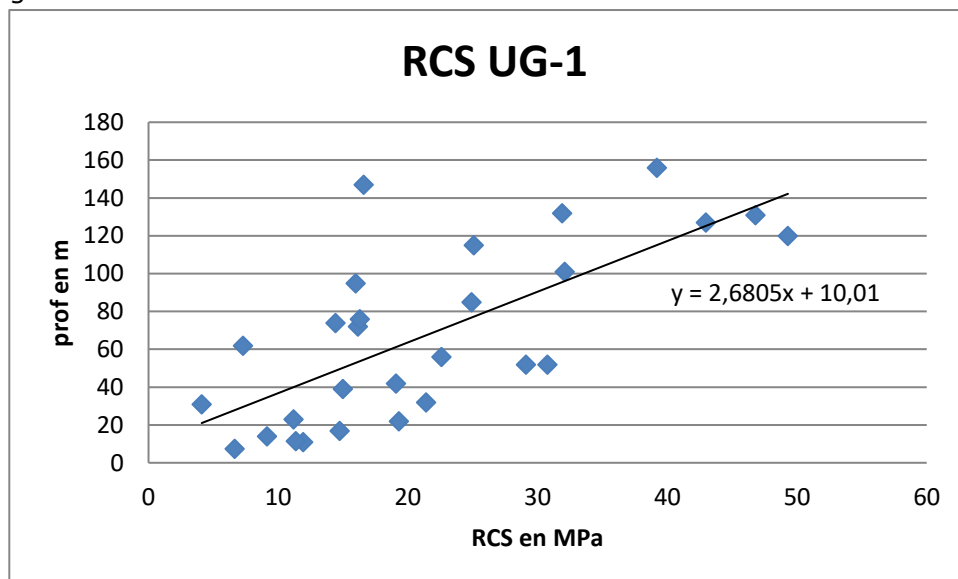
La difracción de rayos X (DRX), también procedente de antecedentes, permite obtener estas proporciones, típicas de lutitas algo calcáreas.

UG1 (antecedentes)	COMPOSICIÓN MINERALÓGICA TOTAL						
	% cuarzo	% filosilicatos	% calcita	% dolomita	% siderita	% pirita	% plagioclasas
nº datos	5	5	5	5	5	5	5
Promedio	36,2	39,4	7,4	6,6	3,2	2,2	5
Valor máximo	20	29	0	0	0	0	1
Valor mínimo	45	46	19	33	10	8	11

A partir de los datos disponibles se presentan los valores de los principales parámetros geotécnicos adoptados para el presente Estudio Informativo:

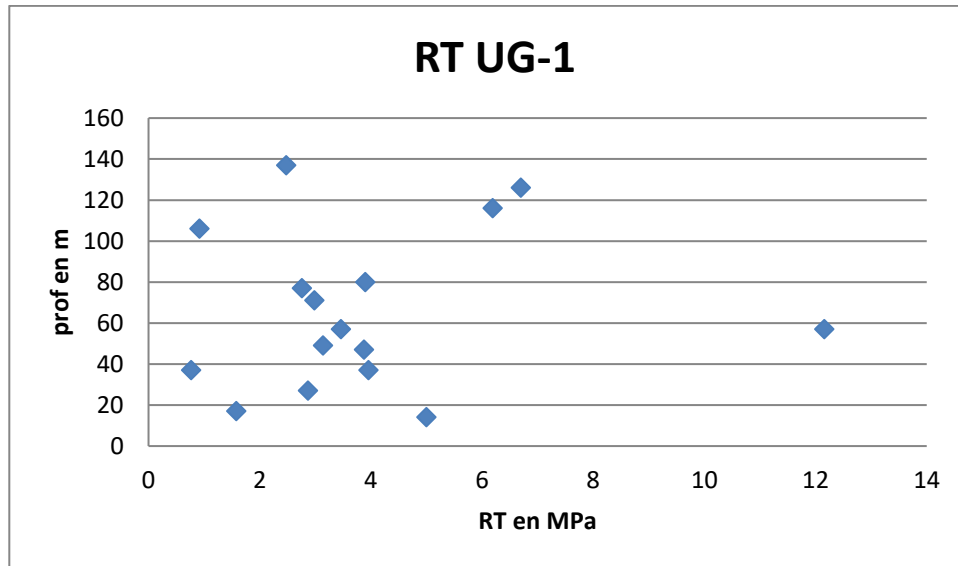
ROCA MATRIZ

- **Peso específico:** 2,66 g/cm³ (valor medio de todos los datos disponibles).
- **Dureza Cerchar:** 25,35 (valor medio de todos los datos disponibles).
- **Índice de abrasividad Cerchar:** 0,2075 (valor medio de todos los datos disponibles), rocas muy poco abrasivas.
- **Índice Schimazek:** 0,0925 (valor medio de todos los datos disponibles), valor indicativo de muy buena rozabilidad.
- **Compresión simple sobre roca matriz:** se observa que existe cierta variabilidad por cambios litológicos en la unidad y una buena proporcionalidad con la profundidad tal y como se observa en la siguiente gráfica.



Por ello, a efectos del presente Estudio Informativo, se considera representativa la media de las probetas obtenidas hasta una profundidad de 80 m, que permite definir un valor de 15.6 MPa.

- **Resistencia a la tracción de la roca matriz:** se observa que existe cierta variabilidad por cambios litológicos sin existir una correlación clara con la profundidad.



En este sentido, el valor medio de todos los datos disponibles permite definir un valor de 3.9 MPa.

- **Constante de la roca intacta según Hoek y Brown (*):** $m_i=3,8$ típico de rocas de origen sedimentario con granulometría muy fina.

(*): se determina a partir de los ensayos a compresión simple y ensayos de tracción indirecta, representando los resultados en el plano $\sigma_3-\sigma_1$, y relacionando los puntos mediante según el criterio de Hoek y Brown: $\sigma_{tm} = (\sigma_{ci}/2)(m_b \sqrt{m_b^2 + 4s})$.

- **Módulo de deformación de la roca matriz:** $E= 16597$ MPa y $\nu=0,24$ (valores medios de todos los datos disponibles).

MACIZO ROCOSO

Mediante los sondeos se ha podido medir el RQD de la presente unidad. En relación con ello, se presentan las siguientes observaciones:

- En los sondeos 1 y 2 del año 2010, donde esta formación aparece intercalada con los materiales volcánicos, el RQD presenta valores muy bajos (0-10%).
- En los sondeos 3 y 4 del año 2010, tras una zona superficial alterada y muy fracturada, rápidamente se alcanza un valor de RQD elevado (80-100%).

Para determinar las propiedades de la unidad 1 a escala de macizo rocoso, se ha adoptado la herramienta informática RocLab de Rocscience basado en el criterio de rotura de Hoek y Brown (2002). Los cálculos se han realizado a partir de los parámetros de la roca matriz anteriormente presentados y en base a la caracterización del macizo rocoso llevada a cabo en campo y a partir de la información procedente de los sondeos perforados (RMR de 1985 de Bieniawski).

Como relación entre RMR y el índice GSi, adoptado por el programa, se ha adoptado la siguiente:

$$GSi = RMR_{(89)} - 5 \text{ con } RMR > 23$$

Los datos de entrada son:

- $\sigma_{ci} = 15,6 \text{ MPa}$
- Peso específico $0,0266 \text{ MN/m}^3$
- $m_i = 3,8$
- $D = 0,3$
- Aplicación = túneles
- Profundidad del túnel = 25 m

Las clases del macizo rocoso consideradas, para la caracterización según el criterio anteriormente citado son:

- Clase I: RMR entre 81 y 100 (GSi de referencia: 85),
- Clase II: RMR entre 61 y 80 (GSi de referencia: 65),
- Clase III: RMR entre 41 y 60 (GSi de referencia: 45),
- Clase IV: RMR entre 23 y 40 (GSi de referencia: 26).

De este modo, la caracterización, para los principales intervalos de RMR es la siguiente:

CLASE I:

mb 2.02334

s 0.156946

a 0.500364

sig3max 0.355882 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 1.45073 MPa

phi 39.9614 degrees

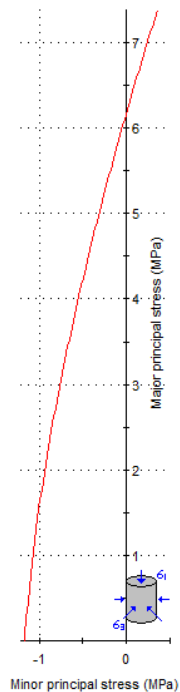
Parámetros del macizo

sigt -1.21006 MPa (tracción)

sigc 6.176 MPa (compresión)

sigcm 5.7888MPa (resistencia)

Erm 25175.7 MPa (deformación).



ug1 clase I

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 15.6 MPa
GSI = 85 m_i = 3.8 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion

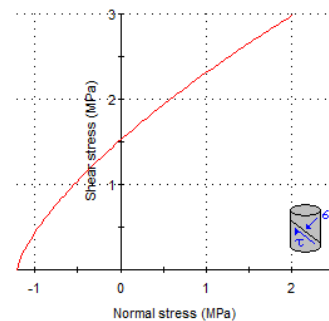
m_b = 2.023 s = 0.1569 a = 0.500

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 1.451 MPa friction angle = 39.96 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -1.210 MPa
uniaxial compressive strength = 6.176 MPa
global strength = 5.789 MPa
modulus of deformation = 25175.68 MPa



CLASE II:

Hoek-Brown Classification

m_b 0.873203

s 0.0132868

a 0.501975

sig3max 0.336956 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.375076 MPa

ϕ 41.2756 degrees

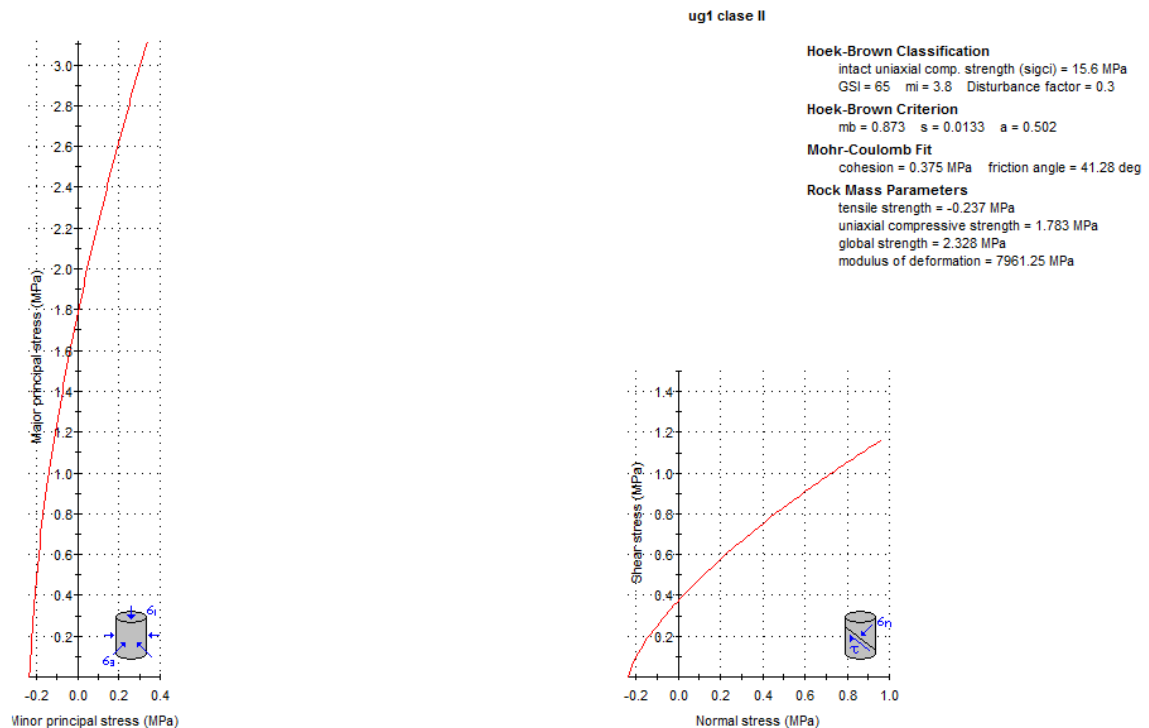
Parámetros del macizo

sigt -0.237371 MPa (tracción)

sigc 1.7829MPa (compresión)

sigcm 2.3283MPa (resistencia)

Erm 7961.25 MPa (deformación)



CLASE III:

mb 0.376844

s 0.00112483

a 0.508086

sig3max 0.324986 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.127076 MPa

phi 37.3562 degrees

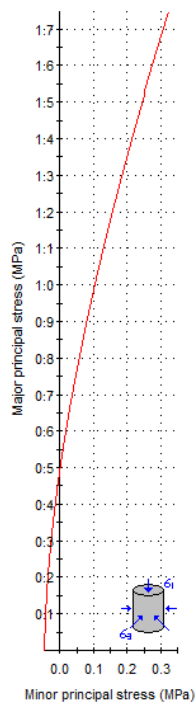
Parámetros del macizo

sigt -0.0465639 MPa (tracción)

sigc 0.495249 MPa (compresión)

sigcm 1.27422 MPa (resistencia)

Erm 2517.57 MPa (deformación)



ugt clase III

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 15.6 MPa
GSI = 45 m_i = 3.8 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion

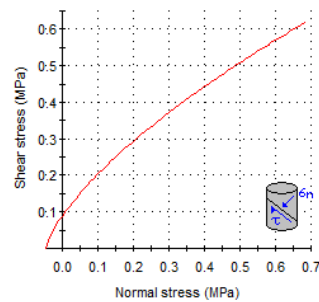
m_b = 0.377 s = 0.0011 a = 0.508

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.127 MPa friction angle = 37.36 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.047 MPa
uniaxial compressive strength = 0.495 MPa
global strength = 1.274 MPa
modulus of deformation = 2517.57 MPa



CLASE IV:

m_b 0.169612

s 0.000107739

a 0.529237

σ_{3max} 0.314044 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.0609556 MPa

ϕ 29.9099 degrees

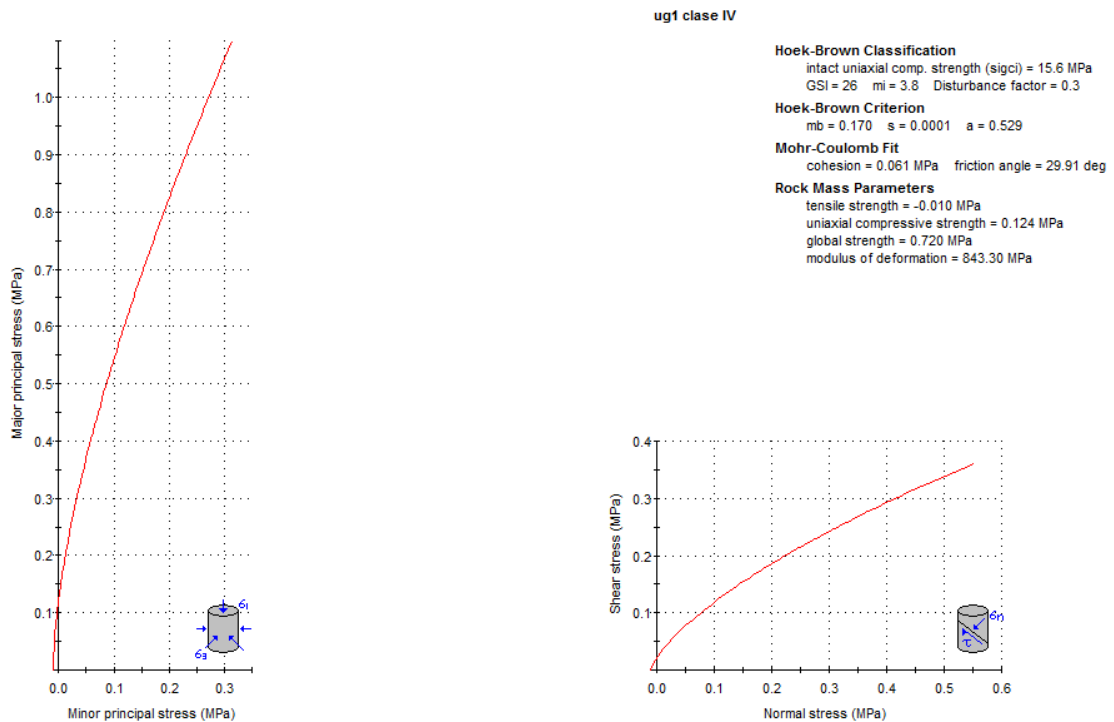
Parámetros del macizo

σ_{gt} -0.00990923 MPa (tracción)

σ_{gc} 0.123968 MPa (compresión)

σ_{gcm} 0.720012 MPa (resistencia)

Erm 843.298 MPa (deformación)



5.3.2 UG2: ROCAS VOLCÁNICAS

Se trata de materiales pertenecientes al Cretácico medio, formados por rocas granulares o micro-granulares, que aparecen en forma de coladas y piroclastos con un porcentaje variable de elementos de origen no volcánico, arena y limo terrígeno principalmente. Como ya se ha citado anteriormente corresponden a la unidad nº 207 identificada por el EVE (rocas volcánicas indiferenciadas).

Según los ensayos de laboratorio realizados tanto en la campaña del 2010 como en estudios previos, se trata de un conjunto de gran variabilidad geotécnica formado por coladas gabrídicas de "pillow-lavas", coladas de rocas microgranudas y piroclastos tales como brechas volcanoclásticas, tobas y cineritas. En la zona más superficial, en el contacto con los suelos eluviales y/o coluviales, la roca está muy alterada, pero en 2 a 3 metros aparece la roca con grado de alteración de II (según la escala del ISMR).

Geotécnicamente los tramos de roca IV y V de esta unidad se puede considerar como suelos arcilloso. En el momento que pasa a tener un grado de meteorización igual e inferior a III, estamos hablando de una roca de resistencia baja a alta, de acuerdo con la clasificación de la ISRM (1981)

Esta unidad geotécnica se ha podido estudiar en los siguientes sondeos del año 2010, en correspondencia de la localidad de La Ola:

- S-1 y S-2, donde aflora intercalada a las rocas lutíticas (UG-1)

De forma específica, se observa:

- S-1: de 7.0 a 15.0 m
- S-2: de 3.9 a 5.85 y de 10.5 a 45.8 m

En las siguientes imágenes se presenta el aspecto de una muestra sana de colada y una muestra sana de brecha pirocástica, respectivamente.



También se muestra el aspecto del material más alterado (suelo eluvial) de tipo limo arcilloso tal y como aparece en la zona más superficial del terreno.



Calicata C-1

Para esta unidad, en el proyecto del túnel de Artxanda se obtuvieron los siguientes datos de laboratorio característicos.

UG2 antecedentes	Densidad aparente (γ/cm^3)	Res. Compresión (MPa)	Mod. Elasticidad (MPa)	Coef. de Poisson (n)	Dureza Cerchar	Abrasivid. Cerchar	Brasileño (MPa)	Abrasividad Schimazek (kN/m)
nº datos	12	11	6	1	2	2	5	3
Promedio	2,46	20,35	5729,83	0,25	24,05	0,00	6,81	1,83
Valor máximo	2,83	98,70	11381,00	0,25	28,40	0,00	9,85	5,32
Valor mínimo	1,83	0,35	1974,00	0,25	19,70	0,00	2,56	0,01

Los ensayos llevados a cabo en 2010, por Esteyco en el ámbito de este mismo Estudio Informativo revelan los siguientes valores. Para esta unidad.

UG2 (2010)			grado de alteración	Densidad aparente (g/cm^3)	RCS (MPa)	Mod. Elasticidad (MPa)	Coef. de Poisson (n)	Dureza Cerchar	Abrasivid. Cerchar	Brasileño (MPa)	Abrasividad Schimazek (kN/m)
SONDEO	INICIO	FIN									
S1	12	12,4	2	2,57	5,28						
S2	29,95	30,3	2	2,72	34,19					17,71	
S2	34,85	35,1	2	2,703	37,85	26524,5	0,24			12,5	
S2	38,95	39,15	2								2,132
S2	26,8	27,1	2					46,6	0,4		
nº datos				3	3	1	1	1	1	2	1
Promedio				2,66	25,77	26524,50	0,24	46,60	0,40	15,11	2,13
Valor máximo				2,57	5,28	26524,50	0,24	46,60	0,40	12,50	2,13
Valor mínimo				2,72	37,85	26524,50	0,24	46,60	0,40	17,71	2,13

La identificación mineralógica mediante lámina delgada, procedente de antecedentes, revela los siguientes resultados en cuanto a mineralogía:

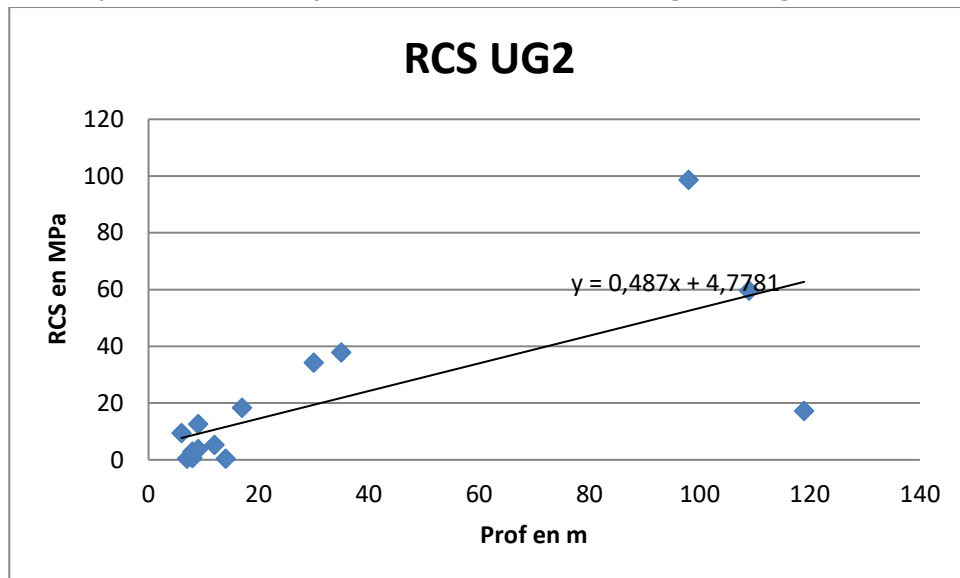
- Cuarzo: 0-15 %
- Feldespatos: 0-20 %
- Filosilicatos (matriz < 20 μ): 10-44 %
- Calcita: 0-2 %
- Dolomita 0-80%
- Piroxeno: 0-29 %

A partir de los datos disponibles se presentan los valores de los principales parámetros geotécnicos adoptados para el presente Estudio Informativo:

ROCA MATRIZ

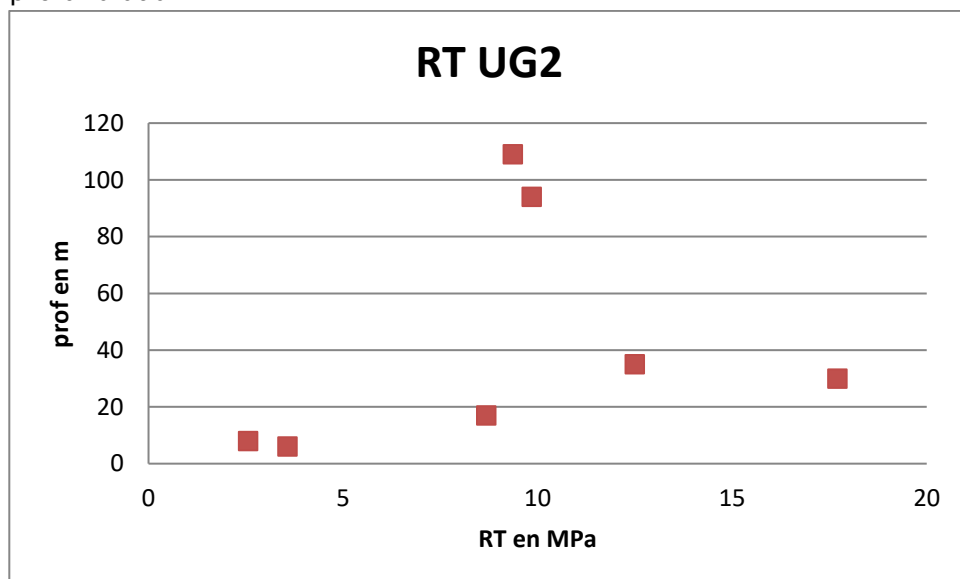
- **Peso específico:** 2,50 g/cm^3 (valor medio de todos los datos disponibles).
- **Dureza Cerchar:** 31.57 (valor medio de todos los datos disponibles). Diferenciando entre coladas y piroclastos se observa un valor de 47 para las rocas lávicas y 24 para las piroclásticas.
- **Índice de abrasividad Cerchar:** 0,13 (valor medio de todos los datos disponibles), rocas muy poco abrasivas en general (piroclastos y coladas).

- **Índice Schimazek:** 1.9 (valor medio de todos los datos disponibles). Si se diferencian las coladas de los piroclastos se observa que las primeras presentan un índice de 3.7 indicativo de muy mala rozabilidad, mientras los segundos tienen un valor de 0.08 que es representativo de una muy buena rozabilidad
- **Compresión simple sobre roca matriz:** se observa que existe cierta variabilidad por cambios litológicos en la unidad y cierta proporcionalidad con la profundidad tal y como se observa en la siguiente gráfica.



Por ello, a efectos del presente Estudio Informativo, se considera representativa la media de todas las probetas, que permite definir un valor de 21.5 MPa. De forma más específica se observa que las rocas pirocásticas presentan una RCS del orden de 6 MPa mientras las coladas son más resistentes, con valores del orden de 36 MPa.

- **Resistencia a la tracción de la roca matriz:** se observa que existe cierta variabilidad por cambios litológicos sin existir una correlación clara con la profundidad.



En este sentido, el valor medio de todos los datos disponibles permite definir un valor de 9.18 MPa. También en este caso, las piroclastitas presentan valores más bajos, del orden de 3 MPa mientras las coladas arrojan valores del orden de 12 MPa.

- **Constante de la roca intacta según Hoek y Brown (*):** $m_i=5$, $m_i=15$, respectivamente para piroclastitas y coladas. Para el macizo indiferenciado se puede considerar un valor de $m_i=10$.

(*): se determina a partir de tablas de bibliografía ya que los cálculos realizados a partir de los ensayos a compresión simple y ensayos de tracción indirecta, representando los resultados en el plano $\sigma_3-\sigma_1$, y relacionando los puntos mediante según el criterio de Hoek y Brown: $\sigma_{tm} = (\sigma_{ci}/2)(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s})$, alcanzan resultados pocos realistas (1.85 para piroclastitas, 5 para coladas y 2.5 para rocas indiferenciadas).

- **Módulo de deformación de la roca matriz:** $E= 8700$ MPa y $\nu=0,245$ (valores medios de todos los datos disponibles). Si se diferencian entre coladas y piroclastos se obtienen los siguientes valores, respectivamente: $E= 13328$ MPa y $\nu=0,24$; $E= 2530$ MPa y $\nu=0,25$.

MACIZO ROCOSO

Mediante los sondeos se ha podido medir el RQD de la presente unidad. En relación con ello, se presentan las siguientes observaciones:

- En el sondeo 1 del año 2010, donde esta formación aparece intercalada con los materiales lutíticos, el RQD presenta valores intermedios (60%).
- En el sondeos 2 del año 2010, se observan tramos decamétricos de roca fracturadas alternados con rocas de media fracturación. En el caso concreto se observa RQD=20% entre 10.5 y 26 m, RQD=60% entre 60 y 41 m y RQD=20% entre 41 y 46 m de profundidad.

Para determinar las propiedades de la unidad 2 a escala de macizo rocoso, se ha seguido la metodología yacitada anteriormente para la UG1. En este caso, los datos de entrada son:

Macizo indiferenciado:

- $\sigma_{ci} = 21,5$ MPa
- Peso específico $0,025$ MN/m³
- $m_i = 10$
- $D = 0,3$
- Aplicación = túneles
- Profundidad del túnel = 25 m

Macizo predominantemente piroclástico:

- $\sigma_{ci} = 6$ MPa

- Peso específico 0,025 MN/m³
- $m_i = 5$
- $D = 0,3$
- Aplicación = túneles
- Profundidad del túnel = 25 m

Macizo predominantemente lávico:

- $\sigma_{ci} = 36$ MPa
- Peso específico 0,025 MN/m³
- $m_i = 15$
- $D = 0,3$
- Aplicación = túneles
- Profundidad del túnel = 25 m

También en este caso, las clases del macizo rocoso consideradas para la caracterización según el criterio anteriormente citado son:

- Clase I: RMR entre 81 y 100 (GSi de referencia: 85),
- Clase II: RMR entre 61 y 80 (GSi de referencia: 65),
- Clase III: RMR entre 41 y 60 (GSi de referencia: 45),
- Clase IV: RMR entre 23 y 40 (GSi de referencia: 26).

De este modo, la caracterización, para los principales intervalos de RMR es la siguiente:

MACIZO INDIFERENCIADO:

CLASE I:

Hoek-Brown Criterion

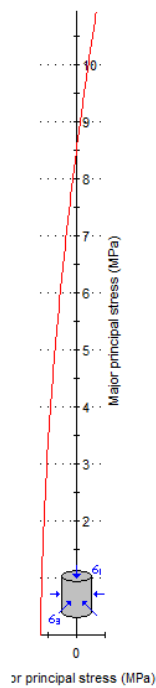
mb	5.32458	
s	0.156946	
a	0.500364	
sig3max	0.345188	MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	1.33594	MPa
phi	54.3116	degrees

Parámetros del macizo

sigt	-0.63373	MPa (tracción)
sigc	8.51179	MPa (compresión)
sigcm	9.20112	MPa (resistencia)
Erm	29555.5	MPa (deformación)



ug2 indiferenciado clase I

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 21.5 MPa
GSI = 85 m_i = 10 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion

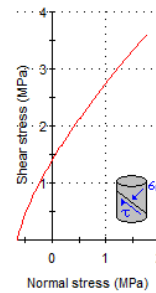
m_b = 5.325 s = 0.1569 a = 0.500

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 1.336 MPa friction angle = 54.31 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.634 MPa
uniaxial compressive strength = 8.512 MPa
global strength = 9.201 MPa
modulus of deformation = 29555.49 MPa



CLASE II

Hoek-Brown Criterion

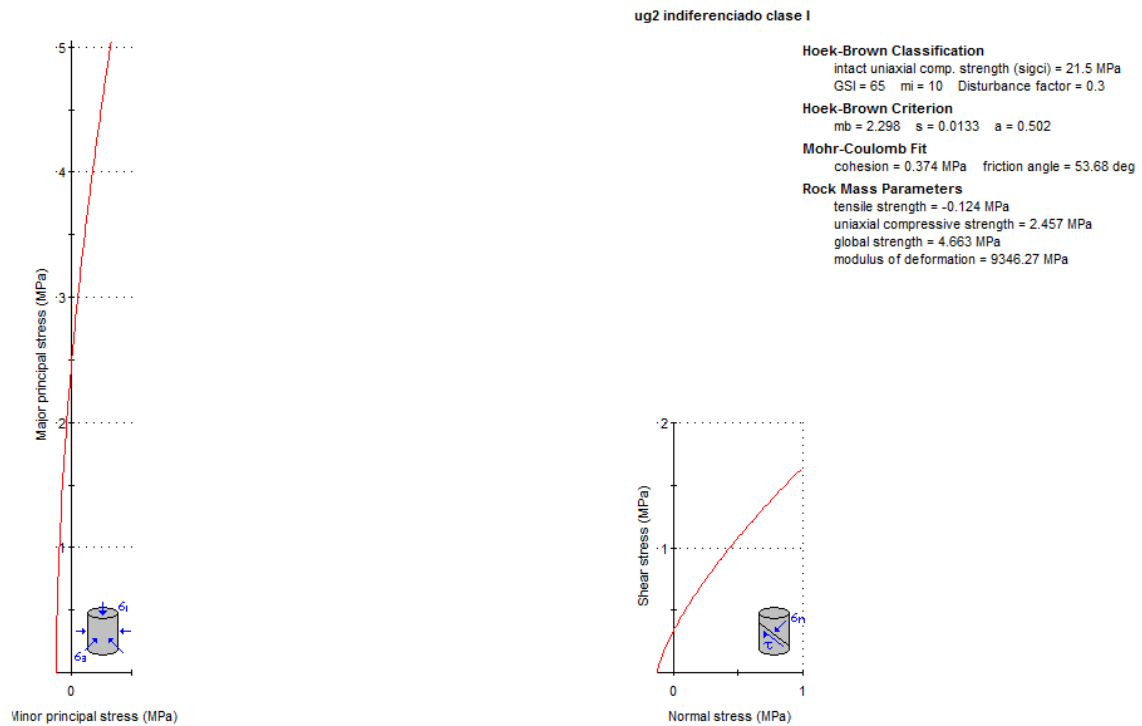
mb	2.2979	
s	0.0132868	
a	0.501975	
sig3max	0.331393	MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	0.374147	MPa
phi	53.6816	degrees

Parámetros del macizo

sigt	-0.124316	MPa (tracción)
sigc	2.4572	MPa (compresión)
sigcm	4.66267	MPa (resistencia)
Erm	9346.27	MPa (deformación)



CLASE III

Hoek-Brown Criterion

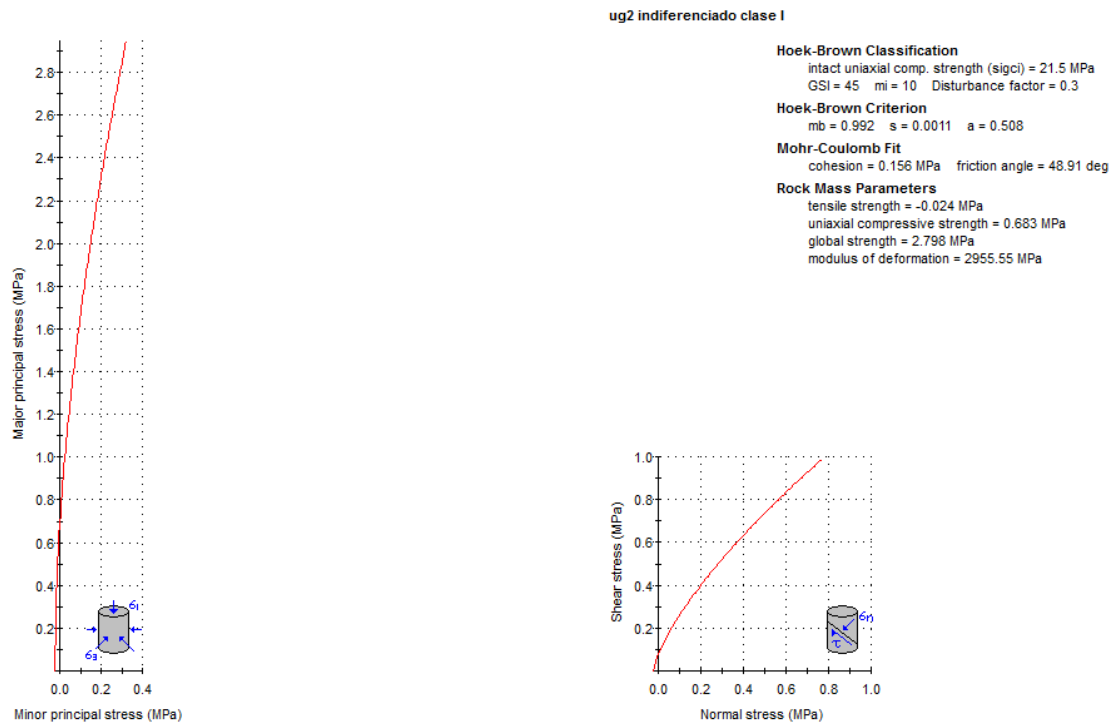
mb	0.991695	
s	0.00112483	
a	0.508086	
sig3max	0.321394	MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	0.155946	MPa
phi	48.9131	degrees

Parámetros del macizo

sigt	-0.0243864	MPa (tracción)
sigc	0.682555	MPa (compresión)
sigcm	2.79825	MPa (resistencia)
Erm	2955.55	MPa (deformación)



CLASE IV:

Hoek-Brown Criterion

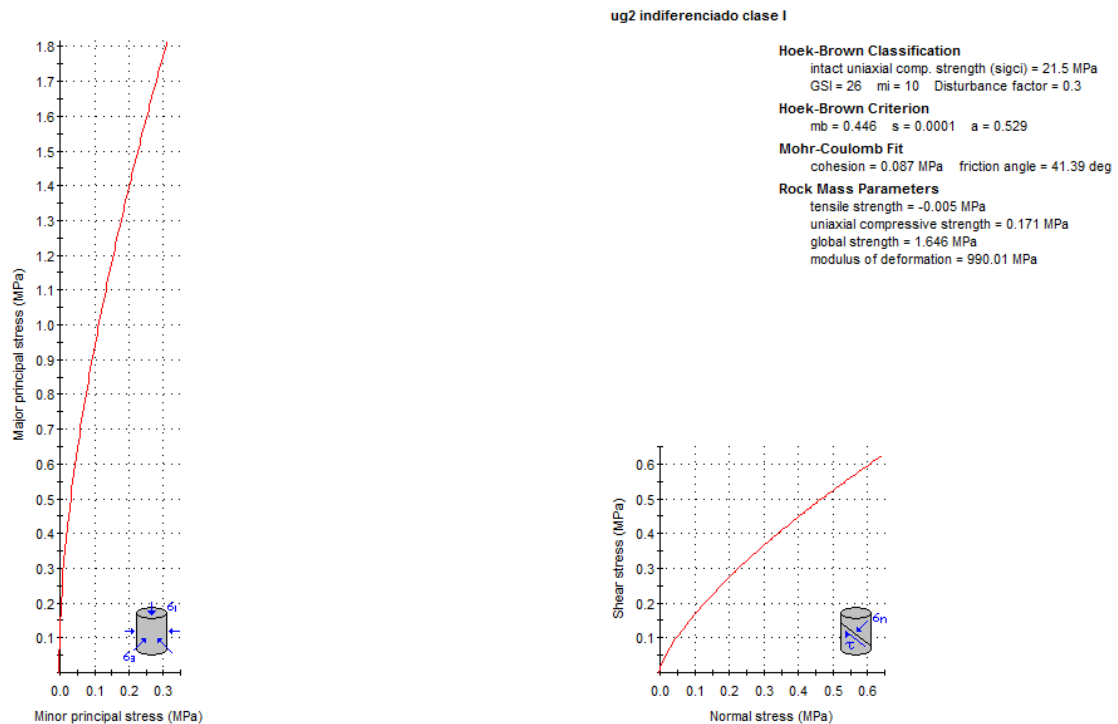
mb	0.446347	
s	0.000107739	
a	0.529237	
sig3max	0.311321	MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	0.0872829	MPa
phi	41.3904	degrees

Parámetros del macizo

sigt	-0.00518964	MPa (tracción)
sigc	0.170853	MPa (compresión)
sigcm	1.64589	MPa (resistencia)
Erm	990.007	MPa (deformación)



MACIZO PREVALENTEMENTE PIROCLÁSTICO

CLASE I:

Hoek-Brown Criterion

mb	2.66229	
s	0.156946	
a	0.500364	
sig3max	0.317471	MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	0.508575	MPa
---	----------	-----

phi 41.3879 degrees

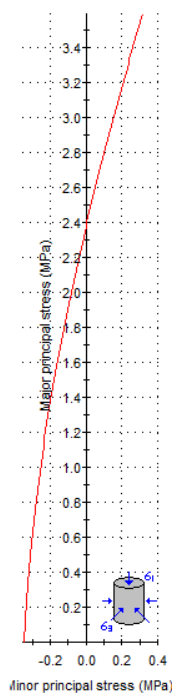
Parámetros del macizo

sigt -0.35371 MPa (tracción)

sigc 2.37538 MPa (compresión)

sigcm 2.28024 MPa (resistencia)

Erm 15613.3 MPa (deformación)



ug2 piroclastos

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 6 MPa
GSI = 85 m_i = 5 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion

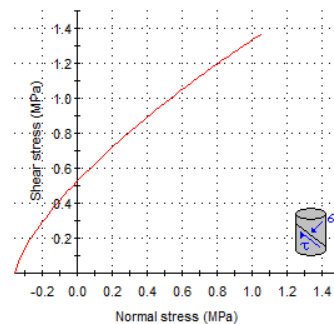
m_b = 2.662 s = 0.1569 a = 0.500

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.509 MPa friction angle = 41.39 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.354 MPa
uniaxial compressive strength = 2.375 MPa
global strength = 2.280 MPa
modulus of deformation = 15613.29 MPa



CLASE II

Hoek-Brown Criterion

mb 1.14895

s 0.0132868

a 0.501975

sig3max 0.301897 MPa

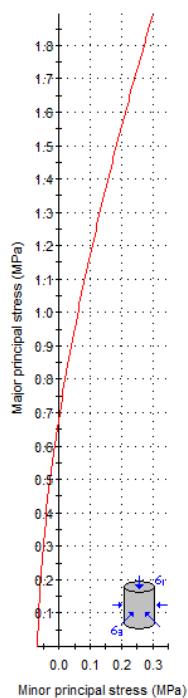
Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.156741 MPa

phi 39.2016 degrees

Parámetros del macizo

sigt -0.0693855 MPa (tracción)
 sigc 0.685732 MPa (compresión)
 sigcm 0.986027 MPa (resistencia)
 Erm 4937.36 MPa (deformación)



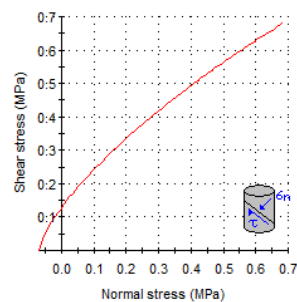
ug2 piroclastos

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (sigci) = 6 MPa
 GSI = 65 mi = 5 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion
 mb = 1.149 s = 0.0133 a = 0.502

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.157 MPa friction angle = 39.20 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.069 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.686 MPa
 global strength = 0.986 MPa
 modulus of deformation = 4937.36 MPa



CLASE III

Hoek-Brown Criterion

mb 0.495848
 s 0.00112483
 a 0.508086
 sig3max 0.291755 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.0738147 MPa

phi 33.3498 degrees

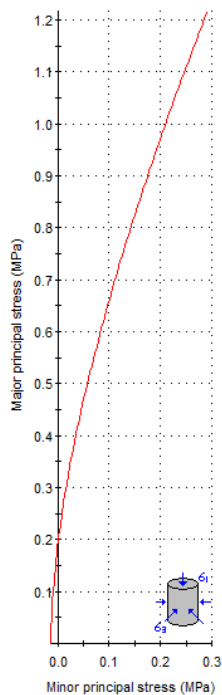
Parámetros del macizo

sigt -0.013611 MPa (tracción)

sigc 0.190481 MPa (compresión)

sigcm 0.557884 MPa(resistencia)

Erm 1561.33 MPa (deformación)



ug2 piroclastos

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 6 MPa
GSI = 45 mi = 5 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion

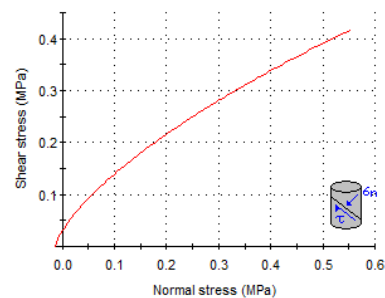
mb = 0.496 s = 0.0011 a = 0.508

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.074 MPa friction angle = 33.35 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.014 MPa
uniaxial compressive strength = 0.190 MPa
global strength = 0.558 MPa
modulus of deformation = 1561.33 MPa



CLASE IV

Hoek-Brown Criterion

mb 0.196743

s 7.43912e-005

a 0.535757

sig3max 0.280324 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.038423 MPa

phi 24.6079 degrees

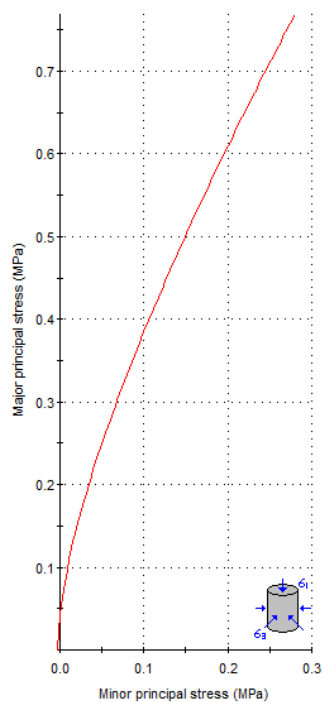
Parámetros del macizo

sigt -0.00226868 MPa (tracción)

sigc 0.0368375 MPa (compresión)

sigcm 0.286587 MPa (resistencia)

Erm 440.042 MPa (deformación)



ug2 piroclastos

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 6 MPa
GSI = 23 mi = 5 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion

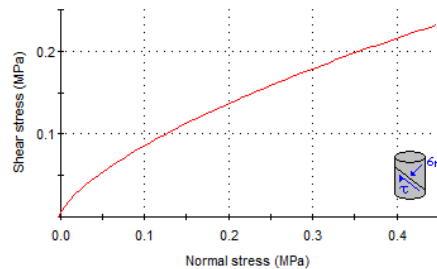
mb = 0.197 s = 0.0001 a = 0.536

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.038 MPa friction angle = 24.61 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.002 MPa
uniaxial compressive strength = 0.037 MPa
global strength = 0.287 MPa
modulus of deformation = 440.04 MPa



MACIZO PREVALENTEMENTE LÁVICO

CLASE I:

Hoek-Brown Criterion

mb 7.98686

s 0.156946

a 0.500364

Failure Envelope Range

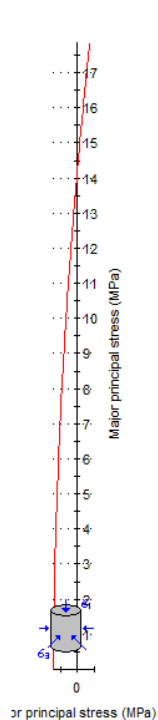
sig3max 0.358339 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	1.85562	MPa
phi	60.2132	degrees

Parámetros del macizo

sigt	-0.70742	MPa (tracción)
sigc	14.2523	MPa (compresión)
sigcm	17.1585	MPa (resistencia)
Erm	38244.6	MPa (deformación)



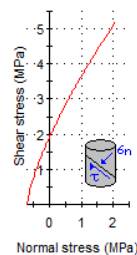
ug2 coladas

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (sigci) = 36 MPa
 GSI = 85 mi = 15 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion
 mb = 7.987 s = 0.1569 a = 0.500

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 1.856 MPa friction angle = 60.21 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.707 MPa
 uniaxial compressive strength = 14.252 MPa
 global strength = 17.158 MPa
 modulus of deformation = 38244.60 MPa



CLASE II

Hoek-Brown Criterion

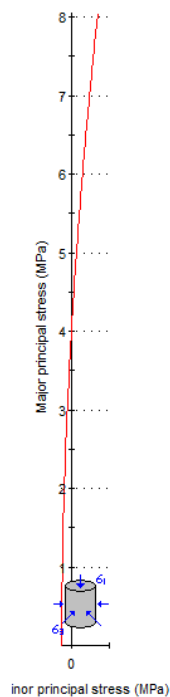
mb	3.44685	
s	0.0132868	
a	0.501975	
sig3max	0.345483	MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	0.513948	MPa
phi	59.8172	degrees

Parámetros del macizo

sigt	-0.138771	MPa (tracción)
sigc	4.11439	MPa (compresión)
sigcm	9.33306	MPa (resistencia)
Erm	12094	MPa (deformación)



ug2 coladas

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 36 MPa
GSI = 65 m_i = 15 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion

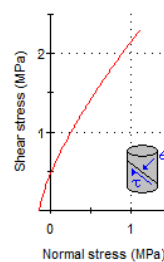
m_b = 3.447 s = 0.0133 a = 0.502

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.514 MPa friction angle = 59.82 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.139 MPa
uniaxial compressive strength = 4.114 MPa
global strength = 9.333 MPa
modulus of deformation = 12094.01 MPa



CLASE III

Hoek-Brown Criterion

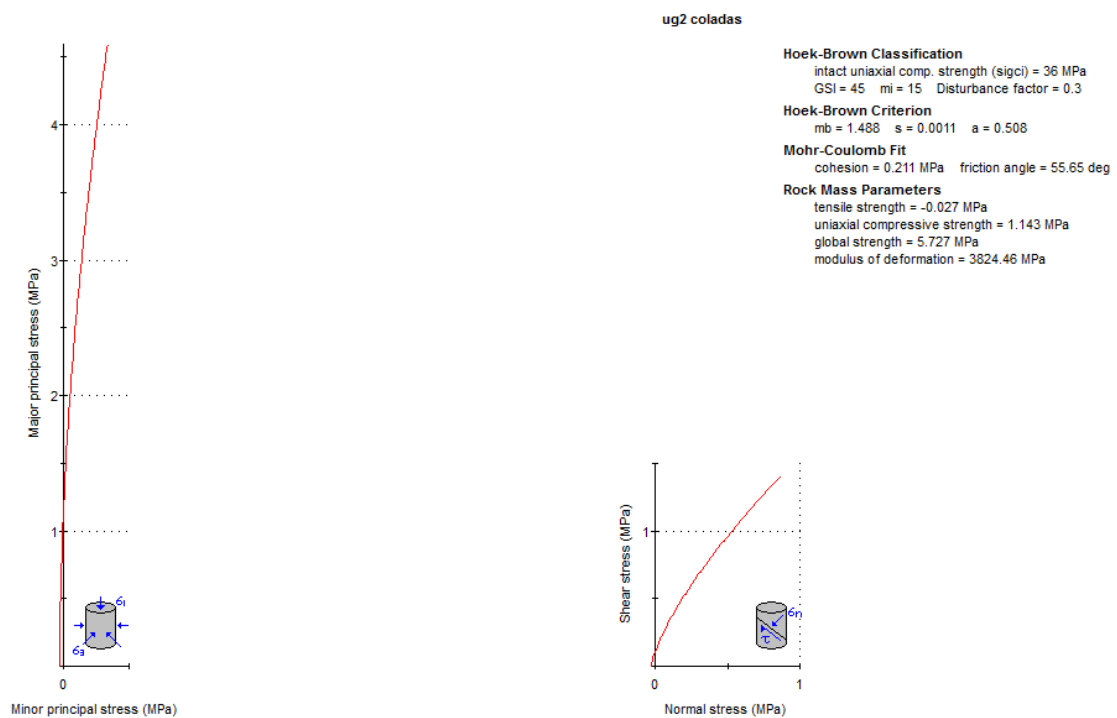
mb	1.48754	
s	0.00112483	
a	0.508086	
sig3max	0.335505	MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	0.211086	MPa
phi	55.6464	degrees

Parámetros del macizo

sigt	-0.027222	MPa (tracción)
sigc	1.14288	MPa (compresión)
sigcm	5.72651	MPa (resistencia)
Erm	3824.46	MPa (deformación)



CLASE IV

Hoek-Brown Criterion

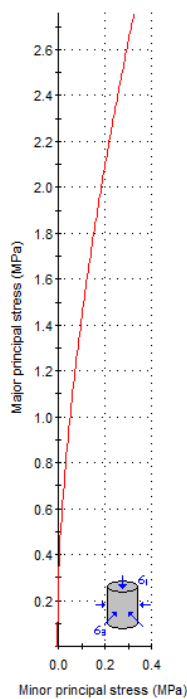
mb	0.66952	
s	0.000107739	
a	0.529237	
sig3max	0.325237	MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c	0.118274	MPa
phi	48.6895	degrees

Parámetros del macizo

sigt	-0.00579309	MPa (tracción)
sigc	0.28608	MPa (compresión)
sigcm	3.41126	MPa (resistencia)
Erm	1281.06	MPa (deformación)



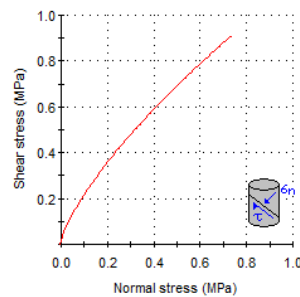
ug2 coladas

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 36 MPa
 GSI = 26 m_i = 15 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion
 m_b = 0.670 s = 0.0001 a = 0.529

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.118 MPa friction angle = 48.69 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.006 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.286 MPa
 global strength = 3.411 MPa
 modulus of deformation = 1281.06 MPa



5.3.3 UG3: MARGAS

Se trata de materiales pertenecientes al Cretácico superior, formados por calizas micríticas, calizas margosas, lutitas calcáreas y margas de color gris. Como ya se ha citado anteriormente corresponden a la unidad nº 254 identificada por el EVE. En la zona más superficial, en el contacto con los suelos eluviales y/o aluviales, la roca está muy alterada, pero ya a poca profundidad (<2 m), aparece la roca con grado de alteración de III (según la escala del ISMR).

Geotécnicamente los tramos de roca IV y V de esta unidad se puede considerar como suelos arcillo-limoso. En el momento que pasa a tener un grado de meteorización igual e inferior a III, estamos hablando de una roca de resistencia muy blanda a blanda, de acuerdo con la clasificación de la ISRM (1981)

Esta unidad geotécnica se ha podido estudiar tanto los sondeos del 2010 como en los del año 2016, ejecutados en proximidad de la localidad de Sondika:

- S-5 (2010), donde aflora bajo suelos aluviales
- S-1, S-2 y S-3 (2016) donde aflora hasta final de la perforación.

De forma específica, se observa:

- S-5 (2010): de 5.35 a 15.10 m
- S-1: de 2.0 a 12.7 m
- S-2: de 1.85 a 24.0 m
- S-3: de 3.7 a 13.0 m

En las siguientes imágenes se presenta el aspecto de una muestra sana de lutita margosa y de caliza micrítica con oxidaciones, respectivamente.





También se muestra el aspecto del material alterado tal y como aparece en la superficie.



En la campaña del año 2010, realizada por Esteyco en el ámbito de este mismo Estudio Informativo, solo se cuenta con una muestra ensayada, tal y como se muestra en la tabla adjunta.

UG3 (2010)			grado de alteración	Densidad aparente (g/cm ³)	RCS (MPa)
SONDEO	INICIO	FIN			
S5	5,4	5,6	2	2,62	3,6

Por ello, la campaña realizada en 2016, estudia, con particular interés el macizo rocoso formado por estos materiales. Los resultados de esta nueva campaña se incluyen a continuación.

UG3 (2016)			grado de alteración	Densidad aparente (g/cm³)	RCS (MPa)	Mod. Elasticidad (MPa)	Coef. de Poisson (n)	Brasileño (MPa)
SONDEO	INICIO	FIN						
S1	4,4	4,7	2	2,58	11,8	8475	0,24	
S1	7,5	7,9	2	2,57				0,9
S2	7,5	7,8	2	2,5				0,3
S2	9,8	10,25	2	2,46	0,9			
S2	11,8	12,3	2	2,48	1,2			
S2	17,2	17,5	2	2,5	2,2			
S3	5,2	5,5	2	2,64				1,1
S3	9,2	9,5	2	2,52	5,9			
S3	12,0	12,3	2	2,57	2,6	1829	0,27	
nº datos				9	6	2	2	3
Promedio				2,54	4,10	5152,00	0,26	0,77
Valor máximo				2,46	0,90	1829,00	0,24	0,30
Valor mínimo				2,64	11,80	8475,00	0,27	1,10

También se ha realizado un ensayo sobre muestra alterada (GA IV), con comportamiento tipo suelo. A continuación se presentan los resultados obtenidos.

UG3 ALTERADA			% GRAVA	% ARENAS	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	% HUMEDAD NAT.	DENSIDAD PARTÍCULAS g/cm³	SULFATOS gr/kg
SONDEO	INICIO	FIN									
S2 (2016)	2,4	2,8	65	20,6	14,4	36,2	16,3	20	12,2	2,67	1

Como se puede observar se trata de un suelo tipo GC de media plasticidad.

- GC (A-2-6 Ig=0)



A partir de los datos disponibles se presentan los valores de los principales parámetros geotécnicos adoptados para el presente Estudio Informativo:

ROCA MATRIZ

- **Peso específico:** 2,54 g/cm³ (valor medio de todos los datos disponibles).
- **Compresión simple sobre roca matriz:** 4 MPa.
- **Resistencia a la tracción de la roca matriz:** 0.7 MPa.
- **Constante de la roca intacta según Hoek y Brown (*):** $m_i=6$

(*): se determina a partir de los ensayos a compresión simple y ensayos de tracción indirecta, representando los resultados en el plano $\sigma_3-\sigma_1$, y relacionando los puntos mediante según el criterio de Hoek y Brown: $\sigma_{tm} = (\sigma_{ci}/2)(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s})$.

- **Módulo de deformación de la roca matriz:** $E= 5000$ MPa y $\nu=0,26$ (valores medios de todos los datos disponibles).

MACIZO ROCOSO

Mediante los sondeos se ha podido medir el RQD de la presente unidad. En relación con ello, se presentan las siguientes observaciones:

- Tras una capa superficial más alterada y fracturada de hasta 5 m de espesor, en la que se mide un $RQD < 25\%$, se alcanza un RQD medio a bueno d con valores comprendidos entre 60 y 80%.

Para determinar las propiedades de la unidad 3 a escala de macizo rocoso, se ha adoptado el criterio anteriormente descrito, conforme a las principales clases de calidad en función del RMR de base.

Los datos de entrada son:

- $\sigma_{ci} = 4$ MPa
- Peso específico 0,0254 MN/m³
- $m_i = 6$
- $D = 0,3$
- Aplicación = túneles
- Profundidad del túnel = 10 m

De este modo, la caracterización, para los principales intervalos de RMR es la siguiente:

CLASE I:

Hoek-Brown Criterion

m_b 3.19475

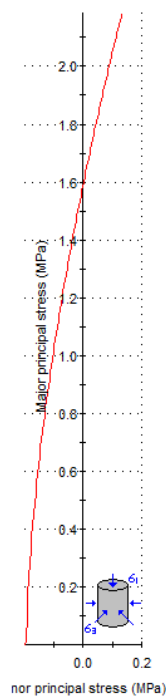
s 0.156946
a 0.500364
sig3max 0.133092 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.311818 MPa
phi 45.5197 degrees

Parámetros del macizo

sigt -0.196505 MPa
sigc 1.58359 MPa
sigcm 1.55547 MPa
Erm 12748.2 MPa



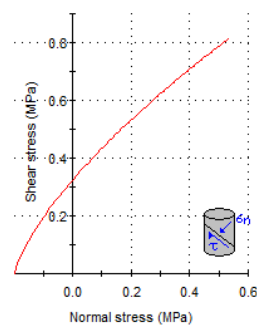
ug3

Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 4 MPa
GSI = 85 mi = 6 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion
mb = 3.195 s = 0.1569 a = 0.500

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.312 MPa friction angle = 45.52 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.197 MPa
uniaxial compressive strength = 1.584 MPa
global strength = 1.555 MPa
modulus of deformation = 12748.20 MPa



CLASE II

Hoek-Brown Criterion

mb 1.37874

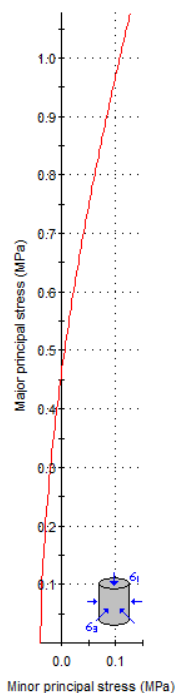
s 0.0132868
a 0.501975
sig3max 0.126911 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.0906604 MPa
phi 44.1883 degrees

Parámetros del macizo

sigt -0.0385475 MPa
sigc 0.457154 MPa
sigcm 0.7041MPa
Erm 4031.34 MPa



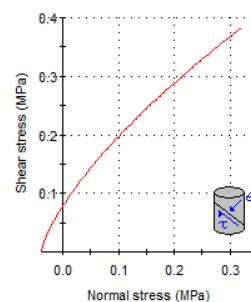
ug3

Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 4 MPa
GSI = 65 m_i = 6 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion
 m_b = 1.379 s = 0.0133 a = 0.502

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.091 MPa friction angle = 44.19 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.039 MPa
uniaxial compressive strength = 0.457 MPa
global strength = 0.704 MPa
modulus of deformation = 4031.34 MPa



CLASE III

Hoek-Brown Criterion

mb 0.595017

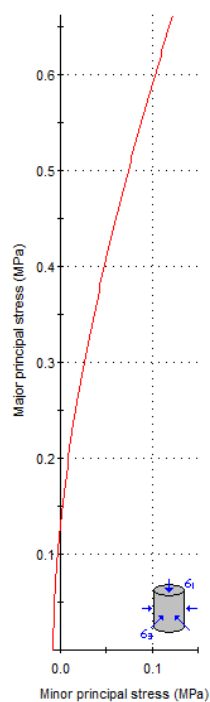
s 0.00112483
a 0.508086
sig3max 0.122785 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.0397531 MPa
phi 38.6956 degrees

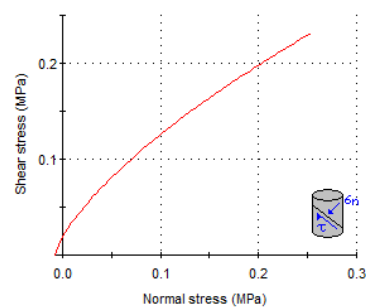
Parámetros del macizo

sigt -0.00756166 MPa
sigc 0.126987 MPa
sigcm 0.405883 MPa
Erm 1274.82 MPa



ug3

Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 4 MPa
GSI = 45 m_i = 6 Disturbance factor = 0.3
Hoek-Brown Criterion
 m_b = 0.595 s = 0.0011 a = 0.508
Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.040 MPa friction angle = 38.70 deg
Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.008 MPa
uniaxial compressive strength = 0.127 MPa
global strength = 0.406 MPa
modulus of deformation = 1274.82 MPa



CLASE IV

Hoek-Brown Classification

mb 0.267808

s 0.000107739

a 0.529237

sig3max 0.118802 MPa

Ajuste Mohr-Coulomb

c 0.0224386 MPa

phi 31.0221 degrees

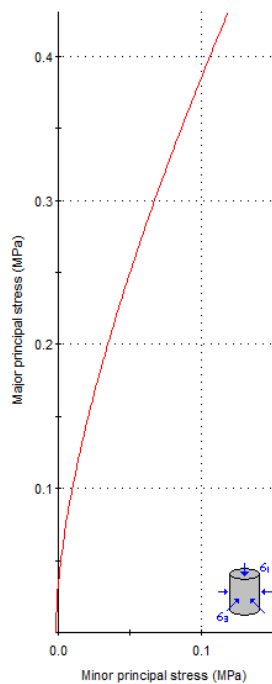
Parámetros del macizo

sigt -0.00160919 MPa

sigc 0.0317866 MPa

sigcm 0.234258 MPa

Erm 427.021 MPa



ug3

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 4 MPa
GSI = 26 mi = 6 Disturbance factor = 0.3

Hoek-Brown Criterion

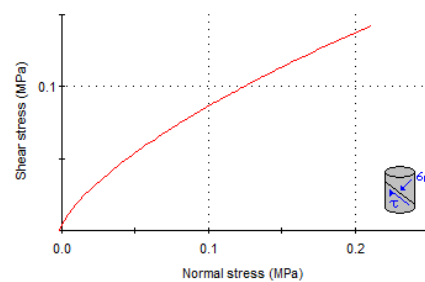
mb = 0.268 s = 0.0001 a = 0.529

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.022 MPa friction angle = 31.02 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.002 MPa
uniaxial compressive strength = 0.032 MPa
global strength = 0.234 MPa
modulus of deformation = 427.02 MPa



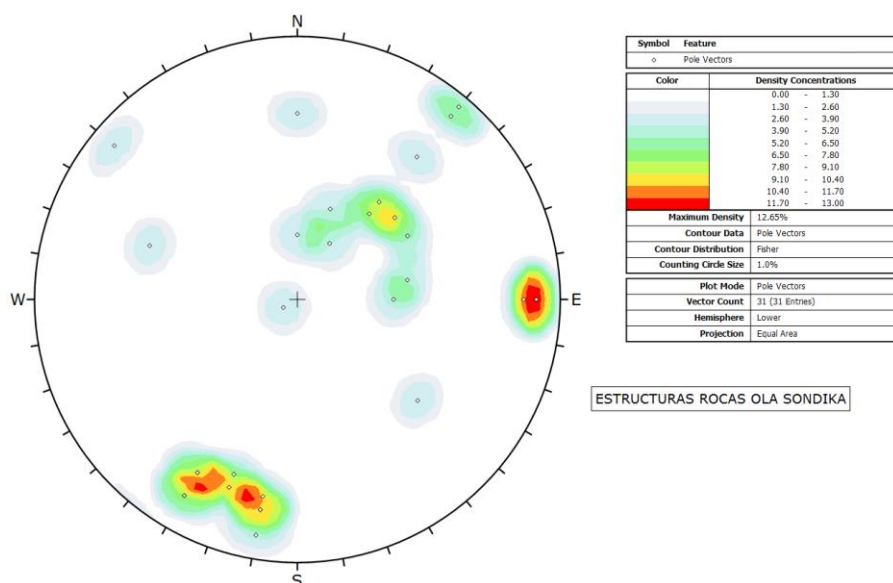
5.4 ESTRUCTURA GENERAL DEL MACIZO ROCOSO

Desde un punto de vista estructural, cabe destacar que en la zona de estudio existen tanto rocas de carácter masivo en las que no se aprecian, a escala de afloramiento o en sondeos, estructuras predominantes como rocas con una estructura bien marcada y recurrente (estratificación). Entre las primeras rocas destacan las rocas de naturaleza volcánica pertenecientes a la UG2 (rocas pirocásticas y coladas) que, solo de forma ocasional, presentan una cierta orientación en la dirección de las coladas y fracturas debidas a la tectónica. Mientras para las rocas pertenecientes a la UG1 y UG3 (lutitas y margocalizas) la estructura que presenta el macizo rocoso está condicionada por la geología regional. A priori, la estratificación se orienta según las directrices generales de las estructuras mayores del Arco Vasco. La dirección media de la estratificación presenta una tendencia principal con una dirección de buzamiento hacia norte-noreste según un buzamiento bastante pronunciado (superior a 60°).

La estratificación de los materiales sedimentarios revela un espaciado muy reducido (de hasta 20 cm) y una continuidad métrica.

La toma de datos estructurales revela, además, que existen familias de fracturas principales que presentan cierta recurrencia en la zona de estudio. Estas fracturas presentan espaciado reducido y continuidad métrica.

A continuación se muestra una proyección estereográfica de las estructuras definidas en la zona de estudio obtenida mediante la herramienta informática Dips de la casa Rocscience. Inc. Como se puede observar, podemos definir cierta homogeneidad estructural en la zona en la que se implantarán los túneles en examen.

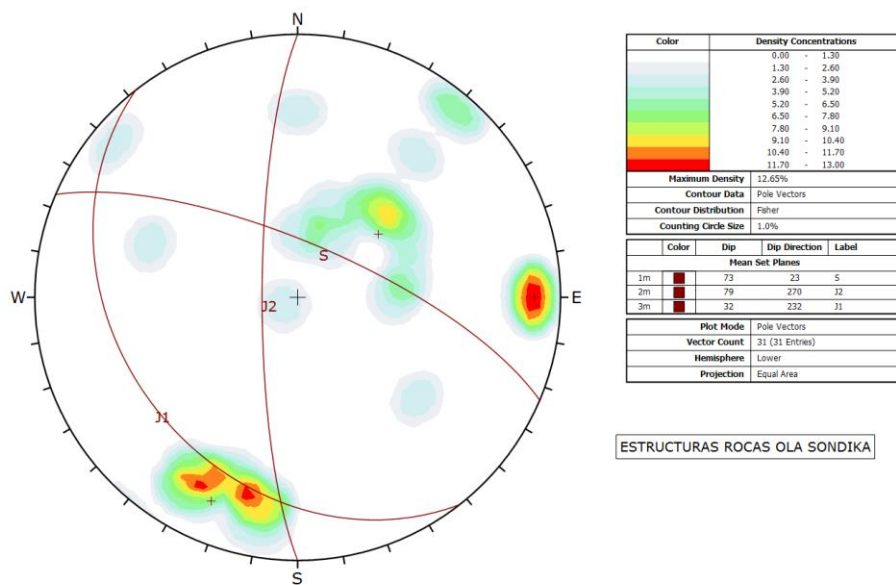


A partir de esta proyección se pueden identificar las principales familias de discontinuidades medias previsibles en la zona de implantación de los túneles de estudio. De forma general, se pueden asumir las siguientes discontinuidades:

S: N23/73°

J1: N232/32°

J2: N270/79°



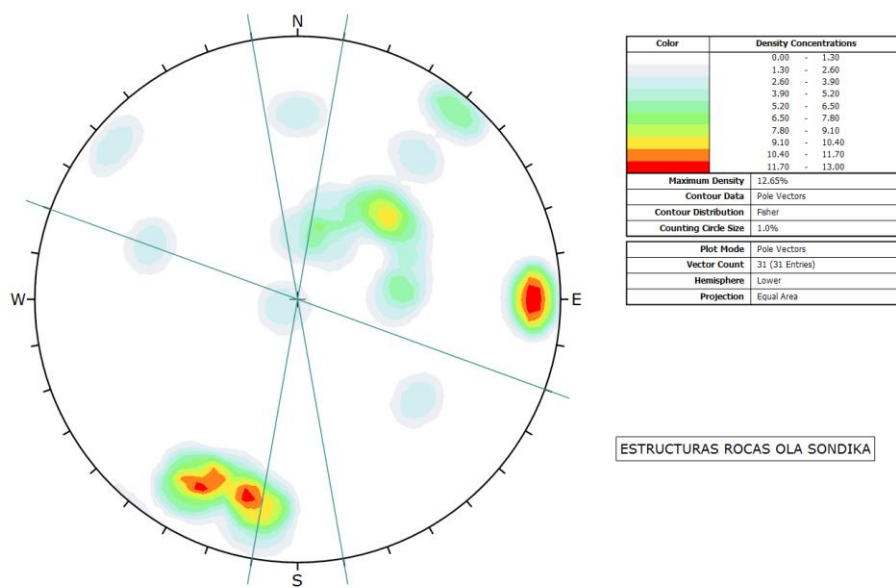
Para mejor entender la interferencia de las estructuras del macizo rocoso con la dirección de desarrollo del túnel se presenta a continuación la orientación preferente de los túneles objetos del presente Estudio Informativo.

Túnel de Aresti:

Hasta el PK 4+150: N290E

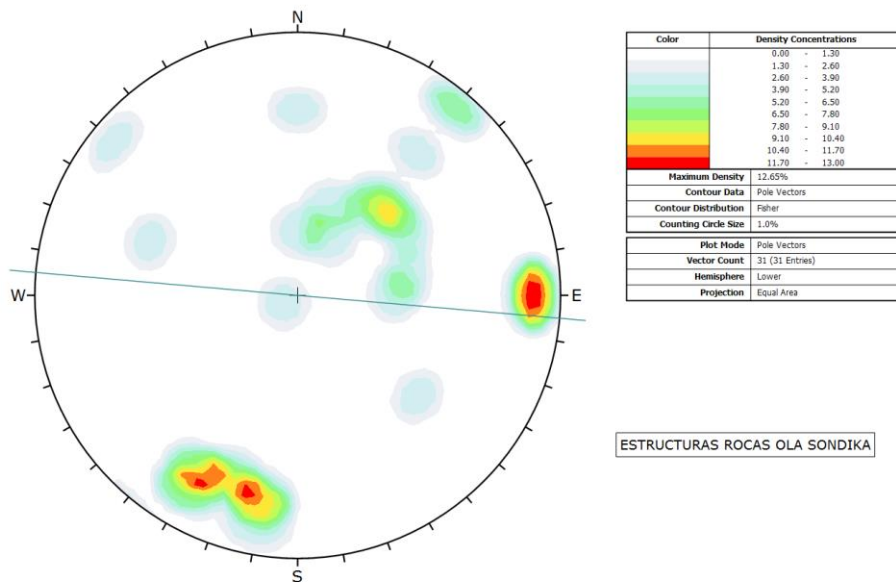
Entre 4+150 y 4+560: N350E

Desde 4+560: N0100



Túnel de Mitxena:

N0950



En apartados siguientes se presentarán los datos correspondientes a cada actuación.

5.5 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

5.5.1 Tramificación del macizo rocoso

Para la caracterización del macizo rocoso que afectará a cada uno de los túneles que se excavarán en la traza que ocupa este Estudio Informativo, se ha realizado una tramificación de cada uno de ellos debido a que se atravesarán diferentes litologías. En esta tramificación, además, se ha tenido en cuenta la estructura del macizo rocoso obtenida a partir de los datos geomecánicos medidos o estimados en las tomas de datos estructurales.

Es decir, la tramificación de la traza, en cada túnel, se basa en un primer orden en las diferentes unidades litológicas sobre las que se asentará, en segundo orden, se han considerado zonas especiales tales como las situadas entre fallas por el posible cambio, en cuanto a la orientación, de la estratificación.

Con estos criterios, cada túnel se ha subdividido en los siguientes intervalos:

Túnel de Aresti

- Entre PPKK 3+995 y 4+035: Dominio del tramo litológico volcánico (UG.2) formado por brechas alteradas y, en superficie, coluvionadas.
- Entre PPKK 4+035 y 4+360: Dominio del tramo litológico volcánico (UG.2) formado por coladas lávicas sanas.
- Entre PPKK 4+360 y 4+470: Dominio del tramo litológico volcánico (UG.2) formado por coladas lávicas sanas con intercalaciones sedimentarias de lutitas estratificadas (UG1).
- Entre PPKK 4+470 y 4+510: Zona de contacto mecánico por falla inversa en régimen compresivo entre los materiales del tramo litológico volcánico (UG.2) formado por coladas lávicas y las rocas lutíticas estratificadas (UG1).
- Entre PPKK 4+510 y 4+740: Dominio del tramo litológico sedimentario (UG.1) formado por lutitas estratificadas

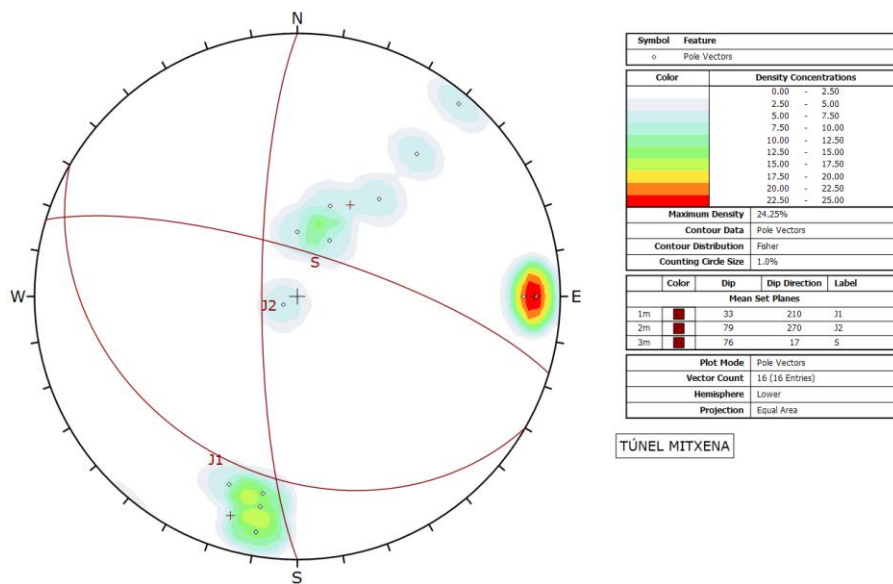
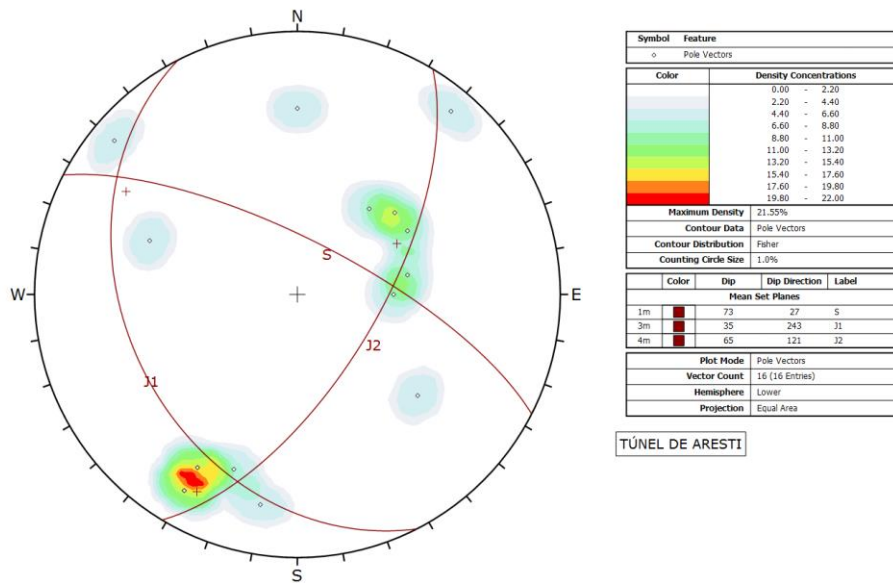
Túnel de Mitxena:

- Entre PPKK 0+070 y 0+140: Dominio del Tramo litológico sedimentario estratificado (UG3) formado por calizas margosas y margas.

5.5.2 Discontinuidades

Tal y como se ha definido anteriormente, el tramo de macizo rocoso investigado presenta un conjunto de discontinuidades dentro de las cuales destaca una estratificación recurrente hacia norte – noreste. De forma específica, cabe destacar que las lutitas pertenecientes a la UG1, y aflorantes a lo largo de la traza del túnel de Aresti, presentan una dirección de buzamiento ligeramente más hacia este que las margas (UG3), asociadas a la excavación del túnel de Mitxena.

En las siguientes gráficas se proyectan las discontinuidades características (planos mayores) en función del túnel de referencia.



En base a los valores medios obtenidos del estudio estereográfico, dentro de los túneles, las orientaciones medias son:

Túnel de Aresti:

- a) Estratificación: 027/73°
- b) J₁: 243/35°
- c) J₂: 121/65°

Para este túnel la orientación de la estratificación se debe considerar de esta forma:

Hasta el PK 4+150: N290E: paralela al eje del túnel con un buzamiento elevado. Por ello se clasifica como muy desfavorable

Entre 4+150 y 4+560: N350E: medianamente perpendicular al eje del túnel con buzamiento elevado. Por ello se clasifica como media.

Desde 4+560: N0100: perpendicular al eje del túnel con buzamiento elevado. Por ello se clasifica como muy favorable considerando una excavación a favor del buzamiento.

Túnel de Mitxena:

- a) Estratificación: 017/76°
- b) J₁: 210/33°
- c) J₂: 270/79°

Para este túnel la orientación de la estratificación se debe considerar paralela al eje del túnel con un buzamiento elevado. Por ello se clasifica como muy desfavorable.

5.5.3 Clasificación del macizo rocoso

En los túneles, los diferentes tramos en los que se ha dividido el macizo rocoso, se ha clasificado mediante un índice de calidad. Con esta clasificación se pretende cuantificar la calidad de las rocas para determinar tanto las características del macizo rocoso a partir de las características de la roca intacta, como el tipo y longitud de avance y las necesidades de sostenimiento de la excavación.

La calidad del macizo que atravesarán los túneles se ha estimado mediante una serie de valores correspondientes al índice de calidad RMR (Bieniawski, 1989). A cada valor del índice considerado le corresponde un grado de calidad.

La estimación de estos valores de los índices se ha realizado considerando los datos que aportan tanto los sondeos como los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras obtenidas en cada sondeo. Los datos considerados han correspondido a aquellos que se ubican dentro del ámbito del macizo rocoso, que se excavará para la construcción de cada túnel. Si en esta zona, en un sondeo, no ha habido suficientes datos se ha recurrido a los que nos han aportado las rocas que se ubican justo encima o debajo de la zona que ocupará ese túnel.

5.5.3.1 Clasificación según Bieniawski (Índice RMR 89)

Esta clasificación fue desarrollada por Bieniawski en 1973. Posteriormente ha sido modificada por su autor hasta llegar a la de 1989, de amplio uso en la actualidad. Con esta clasificación se relaciona índices de calidad del macizo con parámetros de diseño y sostenimiento.

Tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos de la roca y del macizo rocoso:

- Resistencia a la compresión de la roca matriz
- RQD
- Condiciones del diaclasado: continuidad y espaciado
- Efecto del agua o condiciones hidrogeológicas
- Orientación de las discontinuidades con respecto de la excavación

La incidencia de estos parámetros en la excavación se realiza mediante un valor del Índice RMR, el cual varía entre 0 y 100. En función de este índice, los macizos rocosos se agrupan en cinco clases.

La caracterización geomecánica del macizo, en la zona de los túneles, es la siguiente:

Túnel de Aresti

Tramo	Unidad litológica	RQD	RMR Básico	RMR	Porcentajes de roca según Clase RMR
3+995-4+035	Rocas volcánicas tipo brechas alteradas (UG2)	<25%	32-45	20-33	50% Clase IV 50% Clase V
4+035-4+360	Rocas volcánicas tipo coladas sanas (UG2)	>75%	66-86	54-61-81	33% Clase III 56% Clase II 11% Clase I
4+360-4+470	Rocas volcánicas tipo coladas sanas (UG2) con intercalaciones de lutitas estratificadas (UG1)	>75%	54-76	49-71	50% Clase III 50% Clase II
4+470-4+510	Zona de falla	<25%	<20	<20	100% Clase V
4+510-4+740	Rocas lutíticas estratificadas (UG1)	>75%	56-66	51-56-66	66% Clase III 34% Clase II

Túnel de Mitxena

Tramo	Unidad litológica	RQD	RMR Básico	RMR	Porcentajes de roca según Clase RMR
0+070-0+140	Margas y margocalizas (UG3)	>75%	43	31	100% Clase IV (*)
(*):para el túnel de Mitxena, existe un importante condicionante, no debido a causas geológicas, que determinará la forma de ejecutar dicho túnel. Este túnel discurre bajo una edificación aislada del casco urbano de Sondika, en unas condiciones de escasa tapada de roca y cobertera entre la clave del túnel y la superficie del terreno natural, cercana a un diámetro o diámetro y medio del túnel. Independientemente de la calidad de la roca que se va a atravesar a lo largo de los 70 metros de longitud de este túnel, los sostenimientos que se ejecutarán serán los más pesados que contemplen el sistema de secciones diseñadas para este túnel. Este túnel se realizará a base de cerchas, bulones y hormigón proyectado. Localmente, si las condiciones lo requiriesen por una calidad muy baja de la roca, este sostenimiento se puede incrementar mediante la colocación de paraguas de micropilotes o de bulones, o mediante empiequetados con chapa de enfalaje.					

5.5.4 Excavabilidad

Dentro de este capítulo se hace referencia a las características y propiedades de las rocas que componen el macizo rocoso, y que condicionan su excavabilidad.

También se determinará el método de excavación más viable tanto técnica como económicamente.

5.5.4.1 Propiedades de las rocas

Antes de establecer cualquier método de excavación, como paso previo hay que conocer aquellas propiedades físicas de las rocas que van a condicionar el mismo.

Las más frecuentes son:

- Resistencia mecánica
- Densidad
- Dureza
- Abrasividad
- Tenacidad

La resistencia mecánica de las rocas se ha determinado realizando ensayos de Rotura a compresión simple, mediante el Esclerómetro o Martillo de Schmidt y por medio de ensayos de Resistencia Bajo Carga Puntual o Point Load Test. También se ha determinado la Dureza Cerchar de las rocas más representativas del macizo rocoso. Los valores medios obtenidos son:

LITOLOGÍA		Resistencia Compresión (MPa).	Dureza Cerchar	Tenacidad
UG1	Lutitas	15.6	25	3.9
UG2	Brechas y piroclastos	6	24	3
UG2	Coladas lávicas	36	47	12
UG3	Margas, calizas margosas	4	48	0.8

La abrasividad de los materiales presentes en las futuras excavaciones se ha determinado mediante el Ensayo Cerchar y el Índice Schimazek o Coeficiente F. Los valores obtenidos en los ensayos se resumen en la siguiente tabla:

LITOLOGÍA		Abrasividad Schimazek (Coeficiente F)	Abrasiv. Cerchar
UG1	Lutitas	0.09	0.21
UG2	Brechas y piroclastos	0.08	0.13
UG2	Coladas lávicas	3.7	0.13
UG3	Margas, calizas margosas	0.113	0.46

Además se ha determinado valores de otros parámetros de las rocas con los que se podrá determinar la perforabilidad del macizo y el tipo de maquinaria a utilizar:

LITOLOGÍA		Contenido en Q Equivalente
UG1	Lutitas	36
UG2	Brechas y piroclastos	15
UG2	Coladas lávicas	34

UG3	Margas, calizas margosas	30
------------	--------------------------	----

5.5.4.2 Clasificación del macizo en función de su excavabilidad

En la literatura existe un gran número de ejemplos de métodos clasificatorios o clasificaciones de los macizos según su excavabilidad.

Existen métodos sumamente sencillos, basados en un único factor o parámetro del macizo. Hay otros con mayor complejidad debido a los parámetros que considera para determinar la excavabilidad del macizo.

Como ejemplo están los siguientes:

- 1) Método Atkinson.
- 2) Método Franklin:
- 3) Método Weaver:
- 4) Método Kirsten:
- 5) Método Abdullatif y Cruden.
- 6) Método Scoble y Muftuoglu:
- 7) Método Hadjigeorgiou y Scoble
- 8) Método Singh:
- 9) Método Romana:

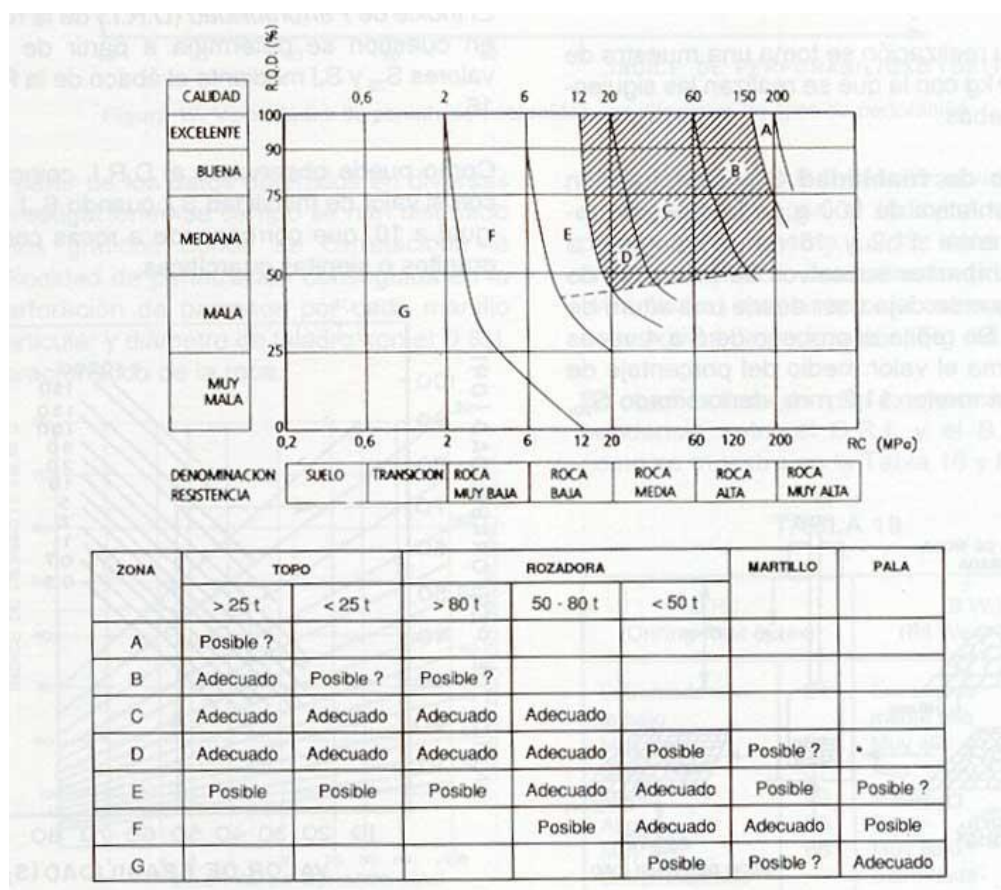
A la hora de clasificar las rocas que se van a excavar en los túneles, el método seguido es el que propone Romana, dado que es una clasificación exclusiva para túneles. Además se opta por ella dado que es un autor local que tiene conocimiento de las particularidades de las rocas de los macizos de la península y las labores de túneles en general dentro de España.

Esta clasificación fue desarrollado en 1981, proponía la clasificación de los macizos según su excavabilidad considerando dos parámetros: resistencia a la compresión simple y RQD. En 1993 actualiza la clasificación y pasa a considerar tres factores: Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa, RQD y abrasividad en función del contenido equivalente en cuarzo. Además realiza dos consideraciones adicionales para rocas con RQD mayor de 90%:

- Excavadas con tuneladoras: estima, en función del valor de la resistencia a la compresión simple, la fuerza máxima de empuje por cortador o "Fn".

- Excavadas con rozadoras: en función del valor de la resistencia a la compresión simple, establece la escala de utilización en función del peso de la rozadora.

Con la gráfica que a continuación aparece se han clasificado las rocas de la zona de proyecto; en la gráfica están expuestas las zonas (subdivisión en función del RQD y de la resistencia a la compresión simple) que Romana considera excavables mecánicamente.



A partir de los datos del gráfico y con las características de las rocas (considerando los valores medios de las propiedades más características), podemos decir que los materiales que se encontrarán en los túneles serán excavables mecánicamente con rozadoras de 50-80 Toneladas, son rocas que se encuadran dentro de las zonas D, E y F. Además, como la mayoría de ellas presentan contenidos de equivalente de cuarzo menores del 40% se considera que la excavación por medios mecánicos es viable. Puede que, dentro de la UG1, formada por lutitas, existan niveles locales de roca con valores de contenidos equivalente de cuarzo en torno al 50%, como son las areniscas, donde la excavación por medios mecánicos es posible, pero con altos costes económicos y rendimientos reducidos, pero se debe insistir que estos niveles son de poca potencia y su aparición es limitada.

En la tabla siguiente se recogen los valores medios presentes en la zona estudiada de los parámetros considerados por Romana para estimar la excavabilidad de las rocas de los futuros túneles de este Estudio Informativo:

LITOLOGÍA		Resist. Compresión (MPa)	RQD Medio	Equivalente en Cuarzo	Clasificación del terreno
UG1	Lutitas	15.6	>75%	36	D, E
UG2	Brechas y piroclastos	6	<25%	15	E, F y G
UG2	Coladas lávicas	36	>75%	34	C
UG3	Margas, calizas margosas	4	>75%	30	F

Las rozadoras actualmente se clasifican en función de dos características:

- Peso de la máquina
- Potencia instalada en el motor de corte

Además, se manejan los siguientes rangos de trabajo para estas máquinas:

- Excavación estándar
- Excavación ampliada

En la tabla que a continuación aparece, se reflejan los tipos de rozadoras con sus rangos de trabajo (sección máxima de excavación sin variar de posición y valor de resistencia a la compresión de la roca), sus características principales y límites de operación:

Clase de Rozadora	Intervalo de Pesos (ton.)	Intervalo de Potencia de Corte (kW)	Rango de Operación			
			Rozadoras con rango de excavación estándar		Rozadoras con rango de excavación ampliado	
			Sección máxima (m ²)	Rc max. (MPa)	Sección máxima (m ²)	Rc max. (MPa)
Ligera	8-40	50-170	≈ 25	60-80	≈ 40	20-40
Mediana	40-70	160-230	≈ 30	80-100	≈ 60	40-60
Pesada	70-100	250-300	≈ 40	100-120	≈ 70	50-70
Muy Pesada	>110	350-400	≈ 45	120-140	≈ 80	80-110

Se cita en la literatura, que económicamente son rozables rocas de hasta 80-120 MPa, siempre que no sean muy abrasivas o muy masivas con baja fracturación o alta tenacidad.

En cuanto a los topes o TBM, con ellos se pueden excavar rocas con valores de resistencia a la compresión simple de hasta 300-350 MPa, con cortadores de 17 y 19 pulgadas. Aunque los mayores rendimientos se obtienen con rocas de dureza media y baja, no superior a los 120 MPa. Existe un límite inferior para la utilización de topes; su utilidad está limitada para materiales con valores de resistencia en torno a 0,5-2,5 MPa, aunque también influye la naturaleza arcillosa de la roca que dificulta el empleo de cortadores.

5.5.4.3 Perforabilidad de las rocas

Tal y como se ha citado en apartados precedentes, las rocas de este macizo están clasificadas como excavables por medios mecánicos. Pueden ser arrancadas mediante rozadoras o topes (TBM).

Un factor importante de la excavación mecánica o perforabilidad del macizo es la abrasividad que caracteriza cada tipo de roca que se atravesará los diferentes túneles. La importancia de este parámetro radica en la medida que se puede estimar el desgaste de los útiles de corte que utilizan las máquinas que excavarán los túneles.

La abrasividad de los materiales se ha estimado a partir dos métodos. En ambos casos, esta determinación se ha efectuado mediante ensayos de laboratorio. Se ha medido la abrasividad mediante el Coeficiente de Abrasividad F de Schimazek y la Abrasividad Cerchar.

Con estos parámetros se puede realizar una primera estimación de la perforabilidad por medios mecánicos de las rocas.

1) Coeficiente de Abrasividad F de Schimazek:

Desarrollado por Schimazek y Knatz en 1976, también se denomina método petrográfico. La abrasividad para determinar la rozabilidad de una roca se calcula mediante tres parámetros:

- Contenido (%) en cuarzo equivalente en minerales abrasivos.
- Diámetro medio (cm) del grano de cuarzo
- Resistencia a la tracción (N/mm²)

Este índice establece unos rangos y una rozabilidad para cada uno de ellos, así como una estimación de rendimiento:

Coeficiente de Abrasividad F (Kp/cm)	Rozabilidad	
	Clasificación	m³/h
0,2-0,3	Muy Buena	45-65
0,3-0,4	Buena	30-45
0,4-0,5	Moderada	20-30
0,5-0,6	Regular	15-20
0,6-0,8	Mala	10-15
0,8-1,0	Muy Mala	6-10

Por tramos litológicos la perforabilidad (m³/h) estimada mediante el Coeficiente F es la siguiente:

LITOLOGÍA		Abrasividad Schimazek (Coeficiente F)	Clasificación	m³/h
UG1	Lutitas	0.09	Muy Buena	45-65
UG2	Brechas y piroclastos	0.08	Muy Buena	45-65
UG2	Coladas lávicas	3.7	Muy Mala	10-15
UG3	Margas, calizas margosas	0.113	Muy Buena	45-65

2) Abrasividad Cerchar:

Este índice, por sí sólo, establece una clasificación del grado de abrasividad de las rocas. Con este ensayo se puede estimar el consumo de herramientas de corte.

Por valores, se pueden estimar los siguientes grados de abrasividad:

Índice Cerchar	Clasificación
<1,2	Muy poco abrasiva
1,2-2,5	Poco abrasiva
2,5-3,5	Abrasividad media
3,5-4,0	Moderadamente abrasiva

4,0-4,25	Abrasiva
4,25-4,5	Altamente abrasiva
>4,5	Extremadamente abrasiva

Las rocas presentes en el túnel presentan los siguientes grados de abrasividad según este índice:

LITOLOGÍA		Abrasividad Cerchar	Clasificación
UG1	Lutitas	0.21	Muy poco abrasiva
UG2	Brechas y piroclastos	0.13	Muy poco abrasiva
UG2	Coladas lávicas	0.13	Muy poco abrasiva
UG3	Margas, calizas margosas	0.46	Muy poco abrasiva

Añadir, que este índice de abrasividad es utilizado por modelo CSM (Colorado School of Mines) para determinar el tipo de TBM a utilizar en la excavación de un túnel y costos de excavación (consumo de útiles).

5.6 MÉTODO DE EXCAVACIÓN

Tras los análisis anteriores se puede concluir que el macizo rocoso está compuesto por un conjunto litológico que no presenta grandes problemas para ser perforado mecánicamente.

También se ha citado anteriormente que son rocas que presentan unos valores medios de resistencia a la compresión simple que oscilan entre los 4 MPa (UG3) y 36 MPa (UG2 coladas), con valores de Coeficiente F de Schimazek que varían entre 0,09 (UG1) y 3.7 (UG2 coladas). Presentan valores de Abrasividad Cerchar que van desde 0,13 (UG2) a 0,46 (UG3), y con contenidos en cuarzo que oscilan entre 15% de las rocas piroclásticas de la UG2, y 36% de las lutitas de la UG1.

Con este conjunto de parámetros se puede decir que el túnel de Aresti presenta un tramo de mala rozabilidad de unos 320 metros en la parte inicial, siendo el resto del

túnel de muy buena rozabilidad tal y como se deduce también para el túnel de Mitxena. En general, se observan bajos consumos de picas.

A pesar de que cualquiera de las litologías presentes en el macizo donde se excavarán los túneles, se recomienda que la excavación sea mecánica. Esta excavación puede realizarse con la siguiente maquinaria:

Rozadoras

Dependiendo del rango de excavación, las rozadoras que pueden emplearse en el túnel son:

- Rango de excavación estándar: Ligeras de 8-40 toneladas de peso y con 50-170 kW de potencia en la cabeza de corte. Estas rozadoras son adecuadas para rocas con un valor máximo de resistencia a la compresión simple de entre 60 y 80 MPa.
- Rango de excavación ampliado: Medias de 40-70 toneladas de peso y con 160-230 kW de potencia en la cabeza de corte. Estas rozadoras son capaces de trabajar en rocas con valores de resistencia a la compresión simple de entre 40 y 60 MPa.

Topos o TBM

El ámbito de excavación será el adecuado para este tipo de maquinaria puesto que se obtienen rendimientos óptimos en rocas con dureza media y baja, con valores de resistencia a la compresión simple inferiores a los 120 MPa. La única limitación que tiene este tipo de maquinaria es que se tiene que trabajar con un diámetro constante y sección circular. En este caso, donde el túnel una anchura de 8-9 metros, se requeriría un topo o TBM con 8-9 metros de diámetro. Se debería utilizar como elementos de corte (tipo de cortador) picas o incrustaciones, idóneas para rocas blandas con valores máximos de resistencia a la compresión simple de 55 MPa. En cualquier caso, las longitudes de los túneles son reducidas para la amortización de una tuneladora.

5.7 FASES DE EXCAVACIÓN

Romana (2001) establece unos criterios empíricos para estimar las fases de excavación y las longitudes de los pases, en base a los valores de calidad que presenta el macizo rocoso, en concreto, en base al RMR (89).

Este autor, considera diez subclases de calidad (2 por cada clase de RMR que establece Bieniawski).

Las consideraciones en cuanto al tipo de sección de excavación, adaptadas a las particularidades de los macizos rocosos españoles, son las siguientes:

- Sección Completa: Recomendable para terrenos con $RMR > 60$, aunque es posible para terrenos con $RMR > 50$.
- Avance (calota)+destroza: Recomendable para terrenos con $RMR > 30$, aunque podría ser posible para terrenos con $20 < RMR < 30$ ejecutando contrabóveda. Para trabajar con avance (calota) el gálibo mínimo sería de 4,5 a 5 metros. Cuando la calidad del macizo no sea ni Mala ni Muy Mala, puede excavar totalmente y por separado el avance (calota) y la destroza.
- Galería de Avance: $10 < RMR < 40$. La galería de avance puede ser útil cuando se excave ligeramente adelantada en túneles de gran anchura y en rocas con calidad Media. En túneles con roca de Mala calidad y anchura 10-12 metros, es recomendable.

Además de estas secciones de excavación, Romana considera otras dos más que han sido definidas para calidades de roca sensiblemente inferiores que las que presenta el macizo en la zona de los túneles. Estas secciones son:

- Galerías Múltiples: $0 < RMR < 30$
- Contrabóveda: $0 < RMR < 30$

También realiza una serie de consideraciones en cuanto a la longitud del avance o pase de excavación, que al igual que con las fases de excavación, estarán determinadas por el valor de calidad RMR que presente el macizo. Son las siguientes:

- Subclase Vb: Sección de excavación en secciones múltiples y avance+destroza+contrabóveda. Avance recomendado de 0,5 metros.
- Subclase Va: Sección de excavación en secciones múltiples y avance+destroza+contrabóveda. Avance recomendado de 0,5-0,75 metros.
- Subclase IVb: Sección de excavación en galería de avance y avance+destroza. Avance 1 metro recomendable; 1,75 metros máximo.
- Subclase IVa: Sección de excavación en galería de avance y avance+destroza. Avance 1-2 metros recomendable; 2,5 metros máximo.
- Subclase IIIb: Sección de excavación en avance+destroza. Avance 2-3 metros recomendable; 4,0 metros máximo.
- Subclase IIIa: Sección de excavación en avance+destroza. Avance 3-4 metros recomendable; 6,0 metros máximo.
- Subclase IIb: Sección de excavación a sección completa. Avance 4-6 metros recomendable; 9,5 metros máximo.
- Subclase IIa: Sección de excavación a sección completa. Avance ≥ 5 metros recomendable; 16,00 metros máximo.

- Subclase Ib: Sección de excavación a sección completa. Avance ≥ 5 metros recomendable; sin máximo recomendado.
- Subclase Ia: Sección de excavación a sección completa. Avance ≥ 5 metros recomendable; sin máximo recomendado

5.8 SOSTENIMIENTO DE LOS TÚNELES Y DE LA GALERÍA DE EVACUACIÓN

Dentro de este capítulo se hace referencia al tipo de sostenimiento que se puede aplicar en cada uno de los tramos en los cuales se ha subdividido el macizo rocoso dentro del ámbito de los túneles y de la galería de evacuación.

Dependiendo de la calidad de las rocas del macizo y de la clasificación utilizada, a cada tramo de cada túnel y galería de evacuación les corresponde un tipo de sostenimiento. En función de los valores de calidad se han establecido unas secciones tipo, donde se define tanto el tipo de excavación (longitud del pase y fases de excavación) como el sostenimiento a aplicar

A continuación se hará referencia de los diferentes tipos de sostenimiento. Los sistemas propuestos son empíricos (criterios de Bieniawski).

Bieniawski ha definido una serie de tipos de sostenimiento para una serie de rangos de calidades.

Los diferentes tipos de sostenimientos estimados a partir del índice RMR 89, tienen como misión soportar el conjunto de cargas que el macizo rocoso ejerce sobre el anillo excavado. Se trata de una serie de medidas que eviten la deformación y/o colapso del túnel por efecto de las presiones que ejerce el terreno.

En la práctica, la mayor parte de los sostenimientos que se estiman para los túneles, se inspiran en la filosofía del Nuevo Método Austríaco de Construcción de Túneles o NATM.

Los sostenimientos son variables; esta variabilidad viene dada por elementos que los componen. Por otro lado esta diversidad está determinada por la calidad que presente la roca excavada.

Los sostenimientos pueden ser desde ligeros hasta pesados; pero todos ellos son el resultado de la aplicación combinada de cuatro elementos.

Estos elementos son:

- Bulones: Pueden estar constituidos por diferentes materiales dependiendo de si son provisionales o definitivos. Normalmente se colocan bulones de acero; además éstos pueden aplicarse al terreno tesados (bulones activos anclados en un bulbo con resina o mortero) o simplemente amarrados al terreno con una

tuerca y una placa metálica (bulones pasivos relleno todo el taladro de resina o mortero). Lo más frecuente, en los túneles, es la aplicación de bulones de acero tipo GEWI o DYWIDAG, de diámetros variables (normalmente entre 25 y 32 mm de \varnothing) y también con longitudes variables (entre 2 y 4 metros por operatividad de los operarios), activos. Últimamente, se están utilizando bulones expansivos SWELLEX los cuales trabajan por fricción. La misión de los bulones es la estabilización de cuñas que puedan aparecer al abrirse la excavación: clave, hombros y/o hastiales; además se suelen colocar también sistemáticamente para evitar la descompresión del macizo.

- Hormigón proyectado: Es el elemento fundamental dentro de cualquiera de los tipos de sostenimientos. Se coloca inmediatamente después de finalizada la fase de excavación. En una primera fase, su misión es la de contener fragmentos de roca y evitar que descomprima el macizo rocoso. En una segunda fase, este hormigón tiene como misión la de resistir por cortante las inestabilidades de las cuñas o de la masa rocosa (dependiendo de la calidad del macizo).
- Armadura metálica del hormigón proyectado. Para que el hormigón proyectado presente mayor capacidad resistente (propiedades mecánicas tales como resistencia a la flexotracción y durabilidad, básicamente), suele ser puesto en el túnel con una armadura metálica. Esta armadura puede ser de dos tipos:
 - Fibra metálica. Consiste en fragmentos metálicos de acero, con diferentes secciones, dependiendo del fabricante, pero con longitudes de entre 30 y 150 mm y 0,50 mm de diámetro (dimensiones más frecuentes), que se adicionan a la mezcla seca del hormigón con dosificaciones que oscilan entre los 30 Kg/cm³ y 90 Kg/cm³ y proporcionan al hormigón proyectado mejores condiciones mecánicas.
 - Mallazo metálico. Entre capas de hormigón proyectado, se suelen colocar paños de mallazo electrosoldado, con el fin de armar al hormigón. Estos mallazos suelen ser de dimensiones 15x15 cm y de \varnothing variable entre 6 y 10 mm.
 - Cerchas metálicas. También se denomina entibación metálica. Se utilizan como elemento de sostenimiento en combinación con los bulones y el hormigón proyectado. Se aplica en zonas donde el macizo rocoso tiene muy mala calidad, básicamente en zonas de fallas y de boquilla. Con las cerchas se pretende aumentar la resistencia al esfuerzo cortante y compresivo del sostenimiento. Estas cerchas pueden ser rígidas o deslizantes. La aplicación de un tipo u otro depende del grado de rigidez que se quiera dar al sostenimiento.

5.8.1 Sostenimiento a partir del Índice RMR 89 (BIENIAWSKI)

En capítulos precedentes se ha caracterizado el macizo rocoso según el índice RMR. En función de los rangos de calidades, se han establecido los sostenimientos empíricos para los túneles.

De acuerdo con el índice RMR, se ha establecido tramos en los túneles con las siguientes calidades:

- Tramos Clase I: RMR entre 81 y 100
- Tramos Clase II: RMR entre 61 y 80
- Tramos Clase III: RMR entre 41 y 60
- Tramos Clase IV: RMR entre 21 y 40
- Tramos Clase V: RMR \leq 20
- Zona de Boquilla asimilable a la Clase V

Según estas clases, los sostenimientos que Bieniawski propone los siguientes:

- Clase I:
 - Ocasionalmente.
 - Hormigón proyectado: No necesario.
 - Cerchas: no se requiere colocación.
- Clase II:
 - Bulones: \varnothing 20 mm con resina. Ocasionalmente en clave. De longitud 3 m. Separación 2-2,5 m. Colocados eventualmente con mallazo.
 - Hormigón proyectado: 5 cm en clave para impermeabilización.
 - Cerchas: no se requiere colocación.
- Clase III:
 - Bulones: \varnothing 20 mm con resina. Sistemáticamente en clave y hastiales. De longitud 4 m. Separación 1,5-2 m. Colocados con mallazo en clave.
 - Hormigón proyectado: 5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.
 - Cerchas: no se requiere colocación
- Clase IV:
 - Bulones: \varnothing 20 mm con resina. Sistemáticamente en clave y hastiales, con mallazo. De longitud 4-5 m. Separación 1-1,5 m.
 - Hormigón proyectado: 10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.
 - Cerchas: Cerchas ligeras o medias con separaciones de 1,5 m. Se colocarán donde sean necesarias.

- Zonas de boquillas asimilables a la Clase V
 - Bulones: Ø 20 mm con resina. Sistemáticamente en clave y hastiales, con mallazo. De longitud 5-6 m. Separación 1-1,5 m.
 - Hormigón proyectado: 15 a 20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata tras la voladura.
 - Cerchas: Cerchas medias a pesadas, separadas 0,75 m con blindaje de chapas, y cerradas en solera.

5.8.2 Sostenimiento a aplicar en el Túnel

En este apartado se va a describir el sistema de secciones tipo de sostenimiento definidas para los túneles y la galería de evacuación. Las secciones tipo que se han definido tanto para los túnel como para la galería de evacuación son las mismas debido a que presentan secciones de excavación muy semejantes.

La tramificación del índice RMR que se ha seguido, para definir las diferentes secciones tipo de sostenimiento, se basa en la tramificación que habitualmente se definen en las obras de ETS.

De acuerdo con la calidad del macizo que se va a atravesar durante la construcción de los túneles y la galería de evacuación, a cota de rasante, el macizo rocoso que se atravesará presenta las siguientes calidades de roca: V, IV, III y II.

Por lo tanto, los tipos de sostenimiento a aplicar son los siguientes:

- Clase VI (zonas de falla y boquilla). $20 > \text{RMR} > 10$:
 - Sistema Bernold. 10 cm de gunita de sallado. 20 cm de hormigón en el trasdós de la chapa bernold. Finalizado con 5 cm de gunita proyectado sobre la chapa.
 - Cerchas: Tipo HEB 160 dispuestas cada metro.
 - Bulones de acero corrugado Ø 25 milímetros, de 3,00 metros de longitud y en una malla de $1,00 \times 1,00 \text{ m}^2$.
- Clase V. $30 > \text{RMR} > 20$:
 - Bulones de acero corrugado Ø 25 milímetros, de 3,00 metros de longitud y en una malla de $1,00 \times 1,00 \text{ m}^2$.
 - Hormigón Proyectado: 18 cm. de espesor y armado con doble mallazo electrosoldado (6x150x150 mm.).
 - Cerchas: Tipo TH-29 dispuestas cada metro.

- Enfilaje de bulones ocasional de acero (\varnothing 32 milímetros, de 6,00 metros de longitud y 10 unidades)
- Clase IV. $45 > \text{RMR} > 30$:
 - Bulones SWELLEX, de 3,00 metros de longitud y en una malla de $1,50 \times 1,00 \text{ m}^2$.
 - Hormigón Proyectado: 18 cm. de espesor y armado con doble mallazo electrosoldado ($6 \times 150 \times 150 \text{ mm.}$).
 - Cerchas: Tipo TH-21 dispuestas cada metro.
- Clase III. $55 > \text{RMR} > 45$:
 - Bulones SWELLEX, de 3,00 metros de longitud y en una malla de $1,50 \times 1,50 \text{ m}^2$.
 - Hormigón Proyectado: 12 cm. de espesor y armado con mallazo simple electrosoldado ($6 \times 150 \times 150 \text{ mm.}$).
- Clase II. $70 > \text{RMR} > 55$:
 - Bulones SWELLEX, de 3,00 metros de longitud y en una malla de $2,00 \times 2,00 \text{ m}^2$.
 - Hormigón Proyectado: 8 cm. de espesor y armado con fibras (50 Kg/m^3).
- Clase I. $\text{RMR} > 70$:
 - Bulones SWELLEX, de 3,00 metros de longitud y en una malla de $2,00 \times 2,00 \text{ m}^2$.
 - Hormigón Proyectado: 5 cm. de espesor.

En la tabla siguiente se adjunta un cuadro resumen de las diferentes secciones tipo propuestas así como los elementos que las constituyen

SOSTENIMIENTOS						
	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V	Tipo VI
HORMIGÓN PROYECTADO	5 cm	8 cm armado con 50 kg fibra por m ³ de hormigón	12 cm armado con un mallazo de 6x150x150 milímetros	18 cm armado con doble mallazo de 6x150x150 milímetros	18 cm armado con doble mallazo de 6x150x150 milímetros.	10 cm de gunita. 10 cm de hormigón bombeado. Chapa Bernold.
BULONES	Tipo Swellex L=3 m Malla de 2x2 m ²	Tipo Swellex L=3 m Malla de 2x2 m ²	Tipo Swellex L=3 m Malla de 1,50x1,50 m ²	Tipo Swellex L=3 m Malla de 1,50x1,00 m ²	Resina Ø 25 mm L=3 m Malla de 1,50x1,50 m ²	Resina Ø 25 mm L=3 m Malla de 1,00x1,00 m ²
CERCHAS	No	No	No	TH-21 a 1,50 metros	TH-29 a metro	HEB-160 a metro
EXCAVACIÓN	Avance + Destroza	Avance + Destroza	Avance + Destroza	Avance + Destroza	Avance + Destroza. Contrabóveda	Avance + Destroza. Contrabóveda
LONGITUD MÁXIMA DE PASE	Avance 4,5 metros. Destroza 10 metros	Avance 3 metros. Destroza 6 metros	Avance 2,5 metros. Destroza 5 metros	Avance 1,8 metros Destroza 4 metros	Avance 1,5 metros Destroza 3 metros	Avance 1,2 metros Destroza 1,2 metros
EXCAVACIÓN	Avance + Destroza Avance 5 metros. Destroza 10 metros	Avance + Destroza Avance 3 metros. Destroza 6 metros	Avance + Destroza Avance 2 metros. Destroza 4 metros	Avance + Destroza Avance 1,5 metros Destroza 3 metros	Avance + Destroza. Contrabóveda Avance 1 metros Destroza 2 metros	Avance + Destroza. Contrabóveda Avance 1 metros Destroza 1 metros
OTROS					Enfilaje ocasional con bulones de acero (Ø 32 mm.; L=6 m.; 10 Ud)	Micropilotes en boquilla
DETALLE DE APLICACIÓN DEL HP			1º: 3 cm. de sellado 2º: 1 mallazo + 9 cm.	1º: 4 cm. de sellado 2º: 1 mallazo + 7 cm. 3º: 1 mallazo + 7 cm.	1º: 4 cm. de sellado 2º: 1 mallazo + 7 cm. 3º: 1 mallazo + 7 cm.	1º: 5 cm. de sellado 2º: 5 cm. de sellado sobre caha Bernold

5.8.3 Sostenimientos en las Boquillas

Dentro de este apartado se va a hacer referencia al sostenimiento que habría que llevar a cabo en la zona más inmediata al emboquille.

5.8.3.1 Túnel de Aresti

1. Boquilla de entrada (PK 3+995): tal y como se ha descrito en el anejo de Geología y Geotecnia, en este sector existen riesgos de inestabilidades relacionadas con la presencia de un macizo rocoso alterado a muy alterado, formado por rocas piroclásticas de la UG2 coluvionadas y elevada humedad (comportamiento tipo suelo). En este caso específico, la excavación de la boquilla de entrada del túnel en mina deberá contar con un adecuado sistema de contención de taludes, en especial modo, en su margen izquierda, donde se ha detectado la presencia de suelos con elevada humedad en equilibrio estricto. En este sentido, se recomienda la excavación de taludes con una inclinación 1H:1V, adecuadamente protegidos mediante la colocación de:
 - Gunitado del talud con 10 cm. de hormigón proyectado armado con un mallazo de 15x15x0,6 cm.
 - Bulonado con barras de Ø 25 (12 toneladas de tensión) en una malla de 3,0x3,0 metros. Longitud 3,00 metros
 - Colocación de mechinales en una malla de 5,0x5,0 metros.
2. Boquilla de salida (PK 4+740): Esta boquilla se incluye en un falso túnele que, como se ha citado, se excavarán entre pantallas verticales, por ello no habrá necesidad de estabilizar los taludes.

5.8.3.2 Túnel de Mitxena

1. Boquilla de entrada (PK 0+070): Esta boquilla se incluye en un falso túnele que, como se ha citado, se excavarán entre pantallas verticales, por ello no habrá necesidad de estabilizar los taludes.
2. Boquilla de salida (PK 0+140): Esta boquilla se incluye en un falso túnele que, como se ha citado, se excavarán entre pantallas verticales, por ello no habrá necesidad de estabilizar los taludes.

6 MÉTODO CONSTRUCTIVO

6.1 ELECCIÓN DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO Y SOSTENIMIENTOS A EMPLEAR

La elección del sistema constructivo depende de diversos factores, entre los que destaca los condicionantes geotécnicos del terreno.

En este caso, la escasa longitud de los túneles hace poco viable, económicamente hablando, el empleo de tuneladoras.

Tampoco el método de precorte parece adecuado en el tipo de terreno rocoso, de dureza baja o media, en el que se encuentra los túneles, y también es un método muy mecanizado, cuya puesta a punto tardaría en darse para las longitudes de que se tratan, y en el cual hay poco personal experimentado. La inversión inicial también sería importante, ya que requiere fabricar maquinaria *ad hoc*.

Así pues, los métodos que parecen más adecuados son los denominados Nuevo Método Austriaco y el Sistema Bernold.

Hay que aclarar que cuando se habla de Nuevo Método Austriaco se hace referencia a que se va a emplear un sostenimiento relativamente flexible, compuesto por hormigón proyectado, bulones y cerchas.

En cuanto a los bulones, se propondrá el empleo de bulones tipo Swellex. Esta decisión se justifica, sin entrar más en detalle sobre las ventajas de estos bulones, por la rapidez de sostenimiento que representan, por su sencillez de ejecución (sin necesidad de inyección o colocación de resina), así como por su capacidad para comprimir el terreno, lo que será muy positivo para mantener las juntas cerradas. Finalmente, el precio de estos bulones en la actualidad hace que incluso sean competitivos con los de barra roscada tipo Gewi anclados con resina.

Con los sostenimientos del Nuevo Método Austriaco, especialmente con el hormigón proyectado y con los bulones, es muy sencillo aplicar sostenimientos en excavaciones parciales. Esto posibilita excavar secciones más pequeñas que las previstas, colocar sostenimiento, y continuar con el resto de excavación y sostenimiento.

Cuando se habla de Sistema Bernold, hay que hacer algunas aclaraciones. En el sistema Bernold tradicional la colocación de las chapas Bernold se hace sobre cerchas de montaje que sirven de cimbras, siendo las chapas el encofrado sobre el que se coloca el hormigón bombeado. Este sistema se emplea en macizos de malas características geotécnicas, al ser un sostenimiento más rígido y resistente, pero contradictoriamente, para aumentar la eficiencia, se tiende en ocasiones a aumentar las longitudes de avance, colocando varios metros en cada operación.

Aparte del Sistema Bernold tradicional, existe el Sistema Bernold en el cual las cerchas se dejan embebidas en el hormigón colocado. Este método es más versátil que el tradicional, pudiéndose aplicar en pequeños tramos del túnel, al no necesitar las

cerchas de montaje, que vienen a ser un encofrado fabricado para la ocasión. El método usado con las cerchas embebidas está muy difundido en su uso conjunto con paraguas de micropilotes, por lo que se emplea corrientemente en los emboquilles.

Fuera de los emboquilles, en la generalidad de los túneles, los sostenimientos se diseñarán con hormigón proyectado y bulones.

Para el eventual paso de fallas o zonas de intensa fracturación y/o meteorización pero con una calidad geotécnica que lleve a la colocación de la sección tipo V, se propondrá un tipo de sostenimiento con enfilajes y cerchas. Para hacer más continua la solución de sostenimiento empleada, se completará este sostenimiento con hormigón proyectado en lugar de emplear Bernold.

En cuanto al refuerzo del hormigón proyectado, existen dos posibilidades: mallazos electrosoldados o fibras metálicas.

Las ventajas de las fibras son las siguientes:

- Se aumenta el rendimiento de ejecución, pues aunque la proyección de hormigón puede ser algo más lenta, se elimina la fase de colocación de mallazo.
- Se aumenta la seguridad de la ejecución al eliminarse la fase de colocación del mallazo, en la que varios operarios trabajan bajo el anillo que se está sosteniendo, el cual posee únicamente el hormigón de sellado. (Esta ventaja no es tal en el caso de emplearse paraguas de sostenimiento).
- Las fibras poseen mayor resistencia residual, con un comportamiento más dúctil en caso de plastificación o rotura.

El mayor inconveniente de las fibras suele argumentarse que es, que necesita un mayor control en obra para verificar la dosificación de fibras y para controlar el espesor de hormigón, que en el caso de emplear mallazo es más fácil de conseguir, pues siempre se ha de quedar cubierto. Este problema puede solventarse lógicamente con un adecuado control de obra.

En este Estudio Informativo se propone tanto el uso de malla electrosoldada como el fibras, éstas últimas con una dosificación mínima de 50 kg/m³.

6.2 MÉTODO DE EXCAVACIÓN

6.2.1 Selección del método

Los terrenos rocosos que el túnel de Aresti atraviesa podrían excavar con voladuras. Sin embargo, en el presente Estudio Informativo se ha descartado el empleo de explosivos para la excavación de los túneles, y en su lugar se emplearán medios mecánicos: rozadora y eventualmente retroexcavadoras equipadas con martillos hidráulicos, que serán especialmente útiles para excavación de la destroza y solera. En cualquier caso en posteriores fases de Proyecto Constructivo se analizará la conveniencia de la utilización de explosivos para la excavación del túnel en mina.

El empleo de medios mecánicos en lugar de explosivos se justifica por las claras ventajas que presentan los primeros frente a los explosivos:

- Como es sabido, las sobreexcavaciones que se producen con el empleo de explosivos son a veces importantes, aunque bien es cierto que éstas pueden reducirse cuando los avances son cortos. Por el contrario, el empleo de rozadora es probablemente el método que más puede minimizar las sobreexcavaciones.
- El empleo de rozadora está perfectamente indicado para pases cortos, como los que serán necesarios. Si se quisiera aumentar la longitud de pase, tampoco habría problema alguno. Incluso es un sistema con mayor flexibilidad para modificar las secciones parciales de excavación, pudiendo excavar con machón central si fuera conveniente, o dividiendo en avance en 2 fases provisionalmente.
- El empleo de rozadoras es un método más seguro para los trabajadores que el de explosivos, por numerosos motivos.
- Con el empleo de rozadora se asegura también que el macizo rocoso será alterado lo mínimo posible por la excavación. No se inducen nuevas fracturas en el macizo, y se abren menos las existentes.

En cuanto al tipo de rozadora a utilizar, será conveniente el empleo de rozadoras de alta potencia con un peso del orden de las 50-80 toneladas, siendo las más idóneas las de 70 a 100 toneladas por su mayor rendimiento. La potencia en la cabeza cortadora será de unos 250-300 kW. de esta manera se minimiza el impacto de las vibraciones y ruido. El desescombro se realiza mediante cinta transportadora directamente de la rozadora al camión.

En todos los tramos de estos túneles, se podrán utilizar de forma sistemática o eventual, retroexcavadoras equipadas con martillos hidráulicos para la excavación de la destroza y de la solera.

En el siguiente apartado se justifica la viabilidad del método de excavación propuesto y la elección de las características de la rozadora.

6.2.2 Fases de excavación

La sección de excavación que presentan estos túneles es bastante grande por tratarse de túneles de doble vía, por eso deberá ser partida.

Dentro de la sección partida, se ha establecido la habitual distinción entre avance (parte superior), destroza (parte inferior de la sección hasta la cara superior de la solera) y solera.

En la siguiente figura se esquematizan estas fases de excavación y sostenimiento, así como las fases posteriores:

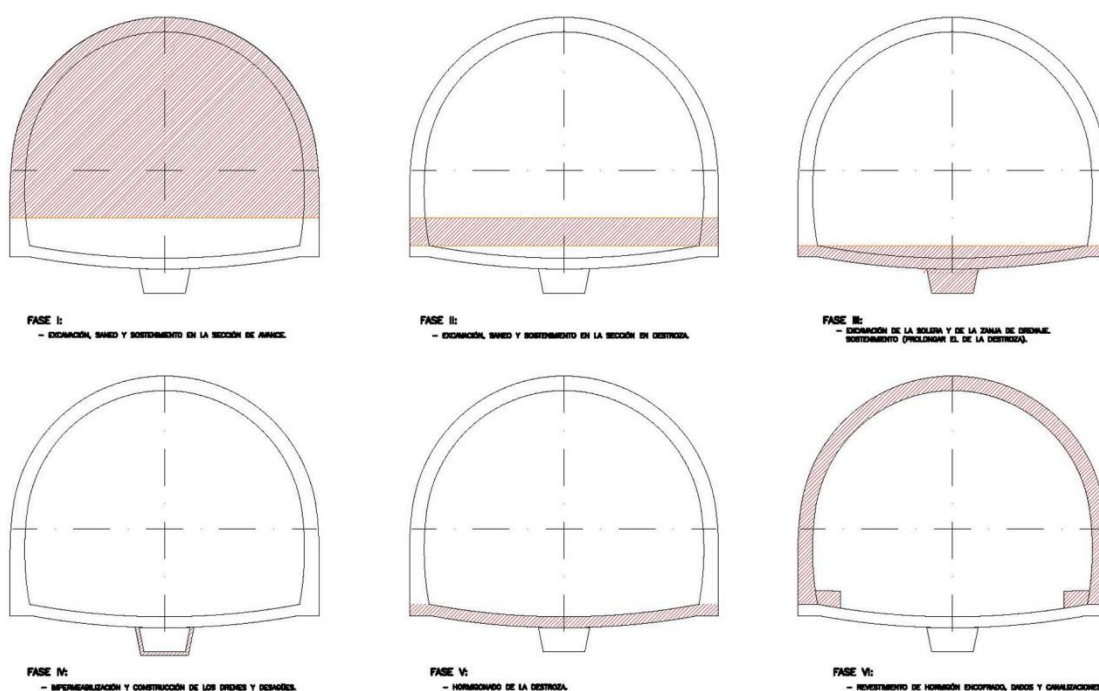


FIGURA 2. ESQUEMA DE LAS FASES CONSTRUCTIVAS PREVISTAS

La altura del avance deberá permitir la utilización de grandes medios de excavación mecánica y de carga, por lo que puede establecerse inicialmente en un valor de entre 5,00 y 6,00 metros, siendo el valor de 5,50 metros el más recomendado. La altura del avance, así prevista, permite el manejo, con cierta facilidad, de los bulones de mayor longitud, así como el empleo de la maquinaria habitual en este tipo de tajos.

En principio, el avance se podrá excavar en una sola fase. En todo caso, con el empleo de excavación mecánica existe la posibilidad de que, si las características del frente fueran peores de lo esperado, el avance se acometiese en excavaciones y sostenimientos parciales.

En la excavación de la Fase II (destroza) no se llegaría hasta el nivel de la solera (lo que se haría en la Fase III) con el fin de no deteriorar el terreno de apoyo de la misma con el paso de la maquinaria de excavación, deterioro que se verá favorecido si

además estos túneles presentan agua durante la fase de excavación y ésta no se evacua adecuadamente.

La importancia de asegurar el no deterioro del terreno del apoyo de la solera de los túneles es con el fin de no tener que excavar bajo la misma para sustituir el terreno deteriorado cuando se proceda al hormigonado de dicha solera, evitando puntos bajos bajo la solera (a veces se rellenan de hormigón y obligan a un drenaje del punto bajo).

En la Fase III, además de la excavación de la solera, se realizará la de las zanjas de drenaje. Esta es una excavación delicada (puede llegar a ser tanto como la de la destroza), y que debe dar continuidad al sostenimiento (cerchas y hormigón proyectado) de los túneles.

Desde un punto de vista general, es conveniente recordar en este punto, que este procedimiento constructivo lleva inherentemente implícito la necesidad de realizar un exhaustivo control de ejecución, mediante el levantamiento geológico sistemático de los frentes, así como la medida de las deformaciones de la cavidad. Estas medidas deben servir tanto para corroborar la validez de las hipótesis y extrapolaciones realizadas, como para ajustar los procedimientos constructivos, excavación y sostenimientos proyectados, al verdadero comportamiento del terreno excavado.

6.2.3 Longitud de pase

La longitud de pase es un parámetro fundamental a definir en el proceso constructivo, y se refiere a la longitud que se excava antes de colocar sostenimiento, en cada una de las secciones de excavación en que se divide la sección de cada uno de los túneles de este Estudio Informativo.

La longitud de pase se denomina en ocasiones longitud de avance, por la importancia de esta última. La longitud de avance se refiere concretamente a la longitud de pase de la excavación de avance.

En el túnel que nos ocupa, se ha estimado longitudes de avance entre 1,00 m. y 5,00 m. en función de las características del terreno. La longitud de un metro es habitual para las secciones de emboquille así como para las de paso de zonas de falla, y en este caso será suficiente.

Los pases de avance y destroza se fijan en el apartado 5 de Geología y Geotecnia del presente anejo donde se justifican los sostenimientos adoptados.

7 TRATAMIENTOS ESPECIALES

Con los sostenimientos anteriormente definidos se logrará estabilizar la sección de excavación en todas las calidades del terreno previstas. No obstante, cabe la posibilidad de que se intercepten zonas en las que la calidad geotécnica sea tal que sea necesario recurrir a tratamientos de refuerzo complementarios, conocidos con el nombre genérico de tratamientos especiales.

A continuación se describen los tratamientos especiales más frecuente utilizados en la mayoría de los túneles que se excavan con método convencional. Estos tratamientos especiales, que se deberán definir en el Proyecto de Construcción, se aplicarán en el túnel de Aresti y túnel de Mitxena, si es que la geología así lo exigiera. Los tratamientos más habituales usados en los túneles son:

- **Machón central:** Consiste en no excavar el frente en su totalidad, dejando en el centro del mismo un contrafuerte o machón que resista los posibles empujes del terreno del frente.
- **Gunitado del frente:** Con el fin de evitar la rápida alteración de la roca, así como para reforzar el frente, se ha previsto la estabilización del mismo mediante la proyección de 3 cm. de espesor en los casos que se produzcan inestabilidades en el frente.
- **Paraguas de micropilotes:** se empleará para atravesar zonas de roca muy fracturada o con alto grado de alteración. Consiste en la colocación de elementos lineales paralelos al túnel en toda la bóveda de este. Se emplearán para ello micropilotes. El paraguas actúa como viga, por lo que es necesario apoyarlo en sucesivas cerchas, conforme se va avanzando bajo él. Cuando la zona a atravesar es muy amplia, se colocan paraguas sucesivos, con un solape mínimo entre uno y otro de 2 a 4 m.
- **Bulones de gran longitud:** En zonas de falla o geotécnicamente problemáticas, puede ser necesario aplicar bulones de gran longitud ($L=12$ m)
- **Sondeos de reconocimiento hidrogeológico y drenaje:** Se realizarán una serie de sondeos de forma paralela a la traza del túnel con el fin de drenar parte del macizo en caso que se aprecie una humedad excesiva o presencia de agua. Estos sondeos en el frente se realizarán aprovechando los días festivos, por ejemplo, y de una longitud correspondiente al avance de varios días, destinados a reconocer y eventualmente a drenar posibles fracturaciones con carga de agua importante.
- **Reconocimiento continuo del frente de excavación mediante sondeos o diagráfias monitorizadas.** En varios puntos del frente, cada fin de semana cuando no se produzca avance, se realizaría este tipo de labor con el objetivo de atravesar la roca que se pudo excavar en una semana, con objeto de observar la calidad el material a atravesar, y adelantarse ya a posibles cambios de terreno que dificulten el avance normal de la excavación de los túneles.

8 REVESTIMIENTO

Una vez excavada la sección, con el correspondiente sostenimiento, y “estabilizadas” las deformaciones de la cavidad, ya no resultaría necesario, desde el punto de vista teórico, la disposición a posteriori de un revestimiento, que se ejecuta transcurrido un largo plazo, puesto que en general no llegaría a entrar en carga de un modo significativo.

Sin embargo, es conocido que las condiciones geomecánicas del macizo rocoso empeoran con el paso del tiempo en el entorno de la cavidad ejecutada, produciéndose descompresiones lentas, fluencias, llegada de humedad y agua, que implica un aumento de la presión soportada por el sostenimiento que, a su vez, es transmitido en parte al revestimiento.

Además, hay que considerar que el sostenimiento se deteriora con el paso del tiempo, pudiendo dar lugar a desconchamientos y roturas locales que hicieran que su trabajo mecánico se deteriorara. Este hecho también induce a pensar en la conveniencia de la adopción de un revestimiento, aunque estructuralmente sea de pequeña entidad.

Finalmente, razones funcionales y estéticas indican la conveniencia de disponer un revestimiento definitivo, que implica unas condiciones mucho más favorables de funcionamiento del túnel desde perspectivas tan importantes como son la ventilación, la seguridad frente al fuego, etc. Por otra parte, el revestimiento de hormigón permite eliminar las labores de mantenimiento y conservación del sostenimiento, crecientes con la edad del túnel, que son normalmente muy costosas y que además entorpecen el tráfico ferroviario.

Por ello, se suele colocar un revestimiento de hormigón en masa, cuyo espesor se determina empíricamente, y que en general suele tener un espesor mínimo de 30 cm por motivos de facilidad de ejecución.

En resumen, en este caso particular, a la vista de las condiciones existentes del terreno, se estima que resulta oportuno la adopción de un revestimiento de hormigón en masa, del tipo HM-30, de un espesor de 30 cm.

9 IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE

Durante la construcción, en los túneles, se generan importantes cantidades de agua, esta agua procederá de:

- Infiltración desde el macizo rocoso
- Agua suministrada al túnel desde el exterior, para su empleo en trabajos de ejecución (perforación, etc.)
- Agua procedente de fugas en el sistema de suministro y bombeo.

Esta agua, con frecuencia, genera lodos, ya que las labores de ejecución del túnel producen una gran cantidad de finos, procedentes de la degradación del escombros durante su transporte, del detritus de perforación, etc.

Esta agua (o lodos) deberá bombearse al exterior a través de adecuados sistemas de agotamiento y, previo a su vertido a la red general de pluviales, será sometido a tratamiento y clarificación. Independientemente de lo anterior, el contratista deberá recabar los correspondientes permisos del Consorcio de Aguas y/o del Ayuntamiento de Sondika para el vertido.

Durante la explotación del túnel, para protegerlo de la acción de las aguas subterráneas y para evitar los goteos, se captarán estas mediante un sistema de impermeabilización y drenaje. Aunque la inversión inicial en la fase de construcción es mayor, los gastos de mantenimiento a lo largo de la vida del túnel son muy inferiores.

La excavación en el macizo rocoso del túnel origina una canalización de las aguas subterráneas existentes. El túnel ha de desaguar el agua procedente del terreno.

El sistema de drenaje se sitúa entre el sostenimiento y el revestimiento, se coloca una banda drenante de polietileno preformada con cavidades a lo largo del perímetro del túnel y medias cañas de PCV de Φ 70 mm cada 12 m que desaguarán en la parte inferior de los hastiales, al sistema de drenaje general de túnel. Este drenaje general del túnel está formado por un tubo central de PVC de Φ 200 mm con arquetas cada 25 m al que se conecta las aguas de infiltración mediante 2 tubos de PVC de Φ 75 mm embebidos en el hormigón de la vía placa en forma de "espina de pez". Las arquetas se proyectan prefabricadas de hormigón de 70 x 70 cm de dimensiones interiores.

10 CONTROL GEOTÉCNICO DE LA OBRA

En el seguimiento de toda obra subterránea, es necesario realizar un control geotécnico mediante inspección directa del terreno, en concreto de los frentes y hastiales durante la excavación de los túneles, tanto en la fase de avance como durante la ejecución de la destroza y contrabóveda. Dicho control se llevará a cabo por personal especializado que actuará a pie de obra.

El control geotécnico de los frentes y hastiales de excavación tiene como objetivos:

- Valorar las condiciones geotécnicas del terreno, recopilando y registrando los datos obtenidos.
- Relacionar estos datos con los procedentes de la auscultación y ensayos realizados.
- Comprobar que el tipo de sostenimiento definido en el proyecto es el adecuado en función de la calidad geotécnica de la roca observada en el frente de excavación.
- El especialista situado a pie de obra, realizará en cada pase excavado, tanto en avance como en destroza, una inspección del frente y/o hastiales, que le permitirá caracterizar el terreno que se excava.

Sobre la base de los datos recabados, se determinará el índice RMR o el índice Q, caracterizando de esta forma la calidad geotécnica del macizo rocoso.

Finalmente y tras la caracterización del macizo, en la ficha correspondiente se adjunta la proposición del avance a efectuar y del sostenimiento a colocar. Igualmente se registrarán todos los datos procedentes de la auscultación que, a juicio del especialista, resulten relevantes.

Cuando las condiciones geológicas, geotécnicas o hidrogeológicas existentes o previsibles así lo aconsejen, se realizarán taladros destructivos o sondeos en el frente (aprovechando los días festivos, por ejemplo), de una longitud correspondiente al avance de varios días, destinados a reconocer y eventualmente a drenar posibles fracturaciones con carga de agua importante.

11 AUSCULTACIÓN Y CONTROL

La auscultación es un medio especialmente valioso en el ámbito de las obras subterráneas. Esta herramienta también lo es en todas las obras de ingeniería civil.

La auscultación, en las obras subterráneas, es de gran importancia en las diversas etapas en las que se enmarca: diseño, construcción y explotación.

Es una herramienta de gran utilidad, como se ha citado, pero además es de coste reducido en comparación con las ventajas y el ahorro que puede proporcionar durante la construcción de un túnel, en concreto. Independiente del sostenimiento a controlar, su misión es la comprobación, de forma real, de que el diseño y el proceso constructivo son los adecuados a los criterios de diseño.

Donde mayor partido se puede obtener de la auscultación es en el campo de los sostenimientos flexibles, como es el caso del Nuevo Método Austriaco. En este caso la auscultación actúa como elemento de interrelación en el proceso constructivo. Esto supone que, en función de los resultados obtenidos, se puede introducir variaciones tanto en el proceso constructivo como en los sostenimientos, con el objeto de situar los parámetros dentro del rango de valores admisibles y/o previstos.

La auscultación es un conjunto de medidas que proporcionan datos de deformación del terreno y de la sección de la cavidad del túnel excavado; también proporciona valores de las presiones radiales que el terreno ejerce sobre el sostenimiento y revestimiento, y de las presiones tangenciales que aparecen en el sostenimiento y/o revestimiento por la acción del terreno sobre ellos.

Los sistemas de auscultación más frecuentes utilizados para observar la evolución de los túneles son:

- **Convergencias.** Son medidas de acortamiento o alargamiento de las dimensiones de la cavidad excavada. Es un elemento básico en el control de la excavación de los túneles. Es un método sencillo y fácil de ejecutar a poca distancia del frente recién excavado. La fiabilidad de la medida depende de la precisión del aparato de medida, básicamente. Las medidas de convergencias realizadas a lo largo del túnel, además de delatar posibles problemas debidos a sostenimientos infradimensionados, sirven para controlar la evolución de la obra y llevar a cabo los ajustes necesarios. Las medidas de convergencias se realizan según un esquema preestablecido, midiendo distancias entre clave y diversos puntos en los hastiales y entre hastiales.
- **Extensómetros.** Son dispositivos que controlan o miden el acortamiento o alargamiento de un punto fijo anclado en el interior del terreno, desde un punto accesible, bien desde el exterior o bien desde el interior del túnel. Los extensómetros constan de varios puntos de anclaje a diferentes distancias, que se fijan en el interior de una perforación previamente realizada. Los extensómetros son de diferentes tipos dependiendo del sistema de anclaje y/o de medida. Los más frecuentes son los de varillas. En general son dispositivos

caros y que requieren de personal específico tanto para su colocación como para su control. Los extensómetros de túnel tienen la misión de determinar las deformaciones que se pueden producir en la corona del terreno que rodea a la excavación; a partir de estos datos se puede determinar el radio de plastificación de la roca en torno al túnel. Los extensómetros de exterior sirven para determinar los asientos en clave por relajación de la roca que da como resultado la convergencia del túnel, con lo que se puede determinar las deformaciones en superficie inducidas por la excavación.

- **Tensiones.** Las medidas de tensiones se pueden realizar de varias maneras. Por un lado se pueden realizar con extensómetros de cuerda vibrante que miden deformaciones unitarias. Es un método que proporciona buenos resultados. Hay otros medios como son las células de presión, estas miden los empujes que el terreno ejerce sobre un revestimiento; por ello es por lo que se colocan dentro del revestimiento o en el contacto terreno-sostenimiento. Es un dispositivo sofisticado que ha de instalarse en el mismo frente con unas técnicas de instalación apropiadas, se pueden colocar según un dispositivo perimetral comportando varias células en la zona de contacto terreno-sostenimiento con lo que se obtendrían las presiones radiales, o transversalmente dentro del revestimiento obteniéndose las presiones tangenciales.
- **Asientos.** Además de los extensómetros de exterior, para determinar los asientos del terreno bajo el que discurre un túnel, se puede recurrir a nivelaciones topográficas en una serie de puntos fijos. Es un control rutinario muy útil y sencillo, de bajo coste y que puede proporcionar datos exhaustivos de los movimientos en superficie.

Ya en la fase de redacción de Proyecto de Construcción será necesario estudiar en detalle el sistema de auscultación que se deberá aplicar para el control del Túnel de Aresti y el paso en mina bajo la edificación aislada contigua a la actual estación de Sondika. Habrá que estudiar especialmente el paso bajo esta edificación urbana, así como de las edificaciones en el tramo final del Túnel de Aresti. En estas condiciones puede ser problemático cualquier mínimo movimiento en el contorno del túnel, de aquí la importancia del tipo de sistema de auscultación a aplicar así como la intensidad del mismo.

Reflexión similar cabe realizar sobre los edificios contiguos al tramo en cut&cover del ramal a Lezama, del PK 0+140 al PK 0+320.