



## TRABAJO FINAL DE GRADO

# *ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL PUNTO CRÍTICO N°19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)*

---

## MEMORIA

**Titulación:** *Grado en Ingeniería Civil*

**Curso académico:** *2019/2020*

**Autor:** *Sergio Alba Quesada*

**Tutor:** *Francisco Javier Torrijo Echarri*

*Valencia, julio de 2020*



## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL .....	3
3. GEOLOGÍA.....	4
3.1 UNIDADES LITOLÓGICAS Y ESTRATIGRAFÍA .....	4
3.2 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL .....	5
3.3 GEOMORFOLOGÍA LOCAL.....	6
3.4 SISMOLOGÍA .....	6
4. GEOTECNIA .....	7
4.1 TRABAJOS DE CAMPO.....	7
4.2 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	9
4.3 CARACTERÍSTICAS Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO .....	10
4.3.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO .....	10
4.3.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO SUPERFICIAL.....	11
4.3.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ROCA ALTERADA .....	12
4.4 ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES .....	13
5. ESTUDIO DE SOLUCIONES.....	15
6. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA .....	17
6.1 PLANTEAMIENTO Y DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN .....	17
6.1.1 PANELES .....	18
6.1.2 ANCLAJES.....	22
6.1.3 RED DE DRENAJE .....	22
6.2 MODELIZACIÓN DE LA SOLUCIÓN Y COMPROBACIONES .....	24
7. VALORACIÓN ECONÓMICA Y PROGRAMA DE TRABAJOS .....	27
8. CONCLUSIONES.....	29

## 1. INTRODUCCIÓN

El tramo de estudio se sitúa en el municipio colombiano de San Pablo de Borbur, ubicado en la provincia de Occidente en el departamento de Boyacá, a 65 km de Chiquinquirá (capital de la provincia). El tramo pertenece a la transversal de Boyacá, un corredor de la Red Nacional de Vías de Colombia diseñado para comunicar la región del Magdalena Medio con la Orinoquía. El tramo se desarrolla a lo largo de 110 metros presentando una carretera en mal estado de conservación y con un paisaje dominado por laderas rocosas y elevada vegetación.

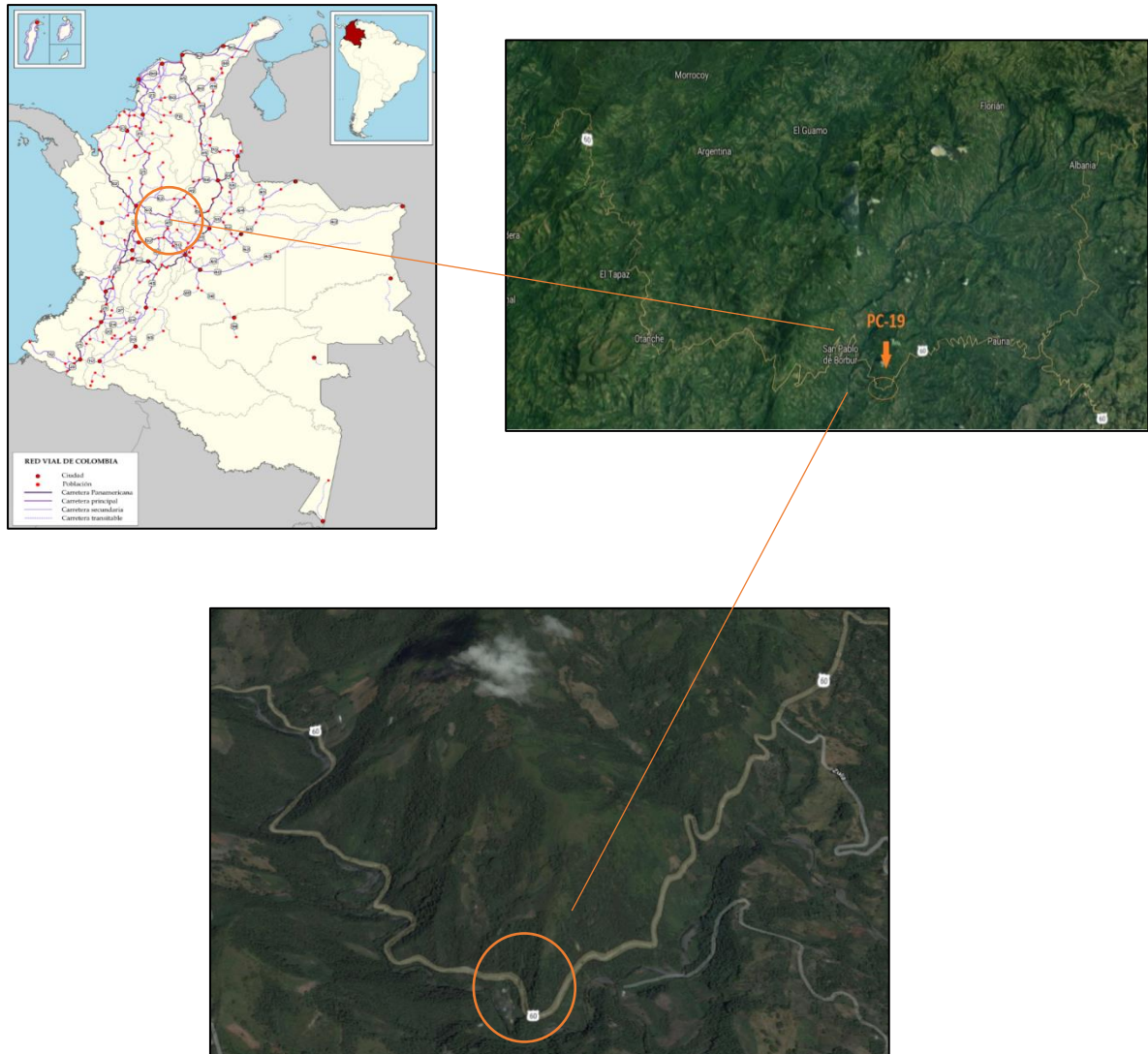


Figura 1. Localización de tramo de estudio. Fuente: Propia

## 2. ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL

La carretera troncal de Boyacá o transversal de Boyacá discurre a lo largo de 380 km de longitud dominada por un entorno de laderas con fuertes pendientes y un paisaje con un relieve quebrado y montañoso.

Debido a su localización conforma una de las principales vías de comunicación entre los núcleos de población del departamento de Boyacá. Tal es su importancia que en el tramo de estudio se observan dos peculiaridades.

En primer lugar, la presencia del río Minero, el cual provoca una parte de la actividad económica en la zona y en segundo lugar la entrada a una mina de esmeraldas, la cual se explota en la actualidad y deposita residuos en el río que son lavados por parte de la población en busca de piedras preciosas.

No obstante, debido al entorno en el que se sitúa, al difícil acceso de algunos puntos y al trasiego de personas y vehículos, la carretera en las últimas décadas ha sufrido un deterioro visible. La carretera presenta diversos tramos sin pavimentar, sin apenas señales de tráfico y con pocas medidas de seguridad para los usuarios de la vía. Este deterioro sumado a la dejadez por parte de las autoridades ha provocado un aumento en las críticas y protestas por parte de los vecinos, demandando mejoras e inversión para la carretera.

Dichas mejoras han ido llegando paulatinamente a la carretera, sin embargo, se presentan multitud de retrasos en las obras y proyectos aprobados, ampliando el descontento local y retrasando el avance económico y social de la zona frente a otras regiones de Colombia.

### 3. GEOLOGÍA

En el presente apartado se caracteriza geológicamente la zona adyacente al tramo de estudio tanto de forma regional como a nivel local, con el fin de realizar posteriormente una campaña geotécnica y la elección de la solución adecuada en base al tipo de terreno existente en la zona.

Del mismo modo se analiza la geomorfología, así como la sismología tanto en el tramo de estudio como en la zona.

#### 3.1 UNIDADES LITOLÓGICAS Y ESTRATIGRAFÍA

La zona en la que se sitúa el tramo de estudio, muestra en general materiales del cretácico inferior, cretácico superior, paleógeno y neógeno. En concreto en la zona de estudio encontramos la formación paja (K1p) perteneciente al cretácico inferior. La formación paja es una formación geológica del Mesozoico que data de las edades Hauteriviense hasta el aptiano tardío del Cretácico Inferior, propia de la parte central de Colombia.

La formación Paja se caracteriza como una secuencia de lodolitas color gris oscuro rica en fósiles, también se observan arcillolitas abigarradas con nódulos y láminas de yeso evaporítico y limolitas silíceas en capas delgadas en su porción media. Las unidades litológicas pertenecientes a la formación paja que afloran en la zona de estudio son:

- Lodolitas
- Arcillolitas
- Limolitas silíceas
- Nódulos y láminas de yeso evaporítico



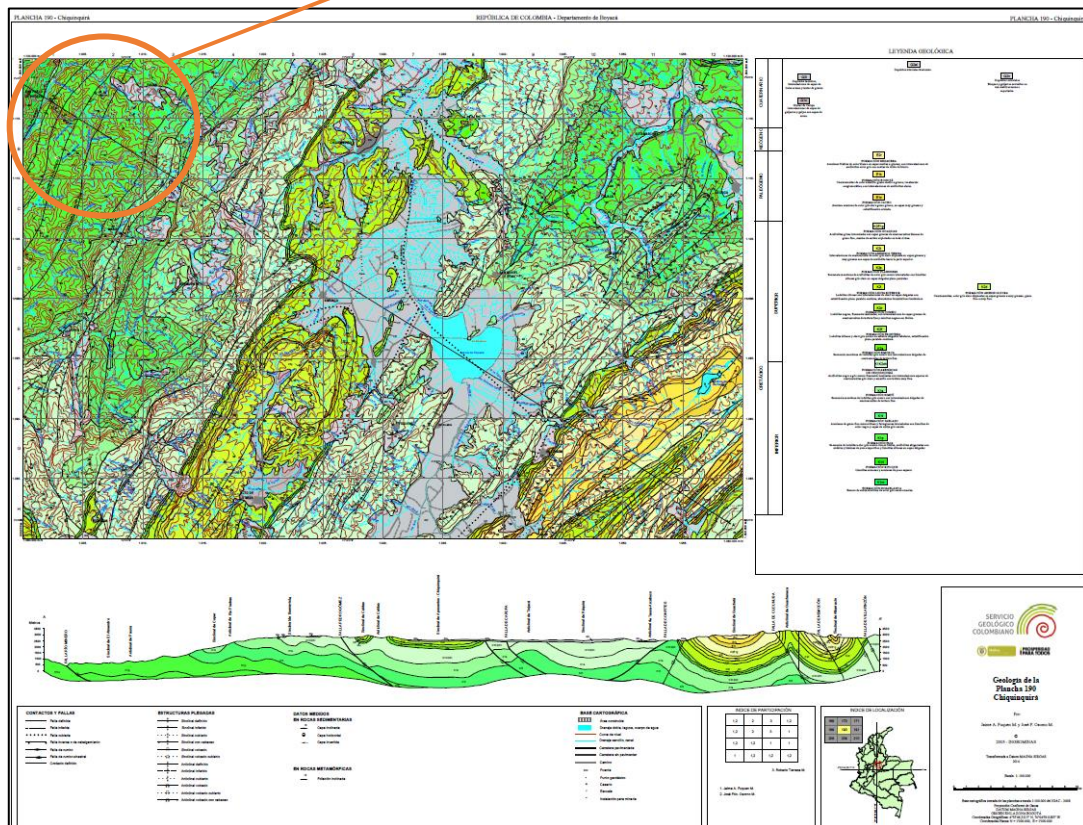
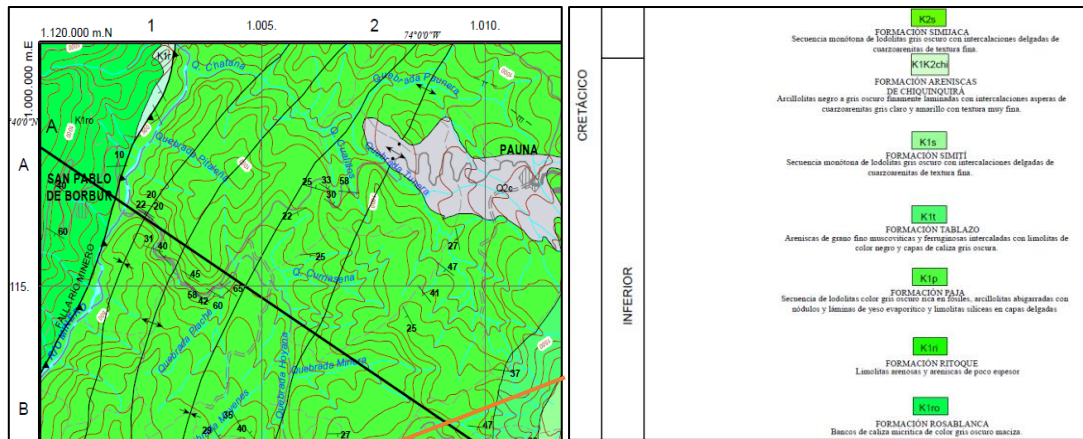


Figura 2. Mapa geológico de la plancha 190 de Chiquinquirá. Fuente: Servicio Geológico Colombiano

### 3.2 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

Se observa un paisaje caracterizado por un relieve quebrado y montañosos dado por laderas rocosas con pendientes altas y relieve escarpado. El bloque estructural del sector de Pauna – Otanche se caracteriza como una zona tectónicamente compleja, con presencia de fallas regionales inversas de cabalgamiento, acompañadas de numerosos pliegues alargados con ejes en el mismo sentido de las fallas regionales, tales como el anticlinal de Puna, el sinclinal del Almendro o el anticlinal y sinclinal de Muzo.

No se detectó presencia de nivel freático en la zona, no obstante, se destaca la proximidad del Río Minero perteneciente a la cuenca hidrográfica del río Magdalena.

### 3.3 GEOMORFOLOGÍA LOCAL

La zona de estudio se localiza al oeste del departamento de Boyacá, en el bloque estructural de Pauna-Otanche. En él se observan una serie de fallas regionales inversas de cabalgamiento, acompañadas de un gran número de pliegues alargados con ejes en el mismo sentido de las fallas regionales.

Es clara la presencia de fallas con trazos NE-SW, como la que evidencia el fuerte alineamiento del Río Minero en el sector y en otras localidades sobre la vía, siendo fallas de carácter inverso con una importante componente de rumbo y alto ángulo, en algunos casos enmascaradas bajo depósitos de ladera recientes y con acomodamientos neotectónicos que se reflejan en zonas muy tectonizadas e inestables, localmente estas lutitas presentan plegamientos menores que afectan la estabilidad del sector.

### 3.4 SISMOLOGÍA

Para el estudio de la peligrosidad sísmica de la zona se consultará el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), en el cual se indican diversos datos de interés para conocer la sismología de la zona y sus condicionantes.

El punto de estudio se localiza en el departamento de Boyacá, en concreto en el municipio de San Pablo Borbur, consultado la NSR-10 encontramos los siguientes parámetros:

Municipio	Aa	Av	Ae	Ad	Amax	Zona de amenaza sísmica
San Pablo Borbur	0.15	0.15	0.15	0.08	0.18	Intermedia

Tabla 1. Parámetros sísmicos del municipio de Pauna. Fuente: NSR-10.

La NSR-10 dictamina en el apartado A.2.3 las zonas de amenaza sísmica presentes en Colombia, para ello establece una serie de rangos para clasificarlas:

#### Zona de amenaza sísmica baja

Lugares donde tanto Aa como Av son  $\leq 0.10$

#### Zona de amenaza sísmica intermedia

Lugares en donde Aa o Av, o ambos son  $\geq 0.10$  y ninguno de los dos excede de 0.20

#### Zona de amenaza sísmica alta

Lugares en donde Aa o Av, o ambos son  $\geq 0.20$

En el caso de Pauna, los valores tanto para Aa como Av son de 0.15, por lo que se dictamina que la zona de amenaza sísmica es intermedia como se observa en el siguiente mapa:

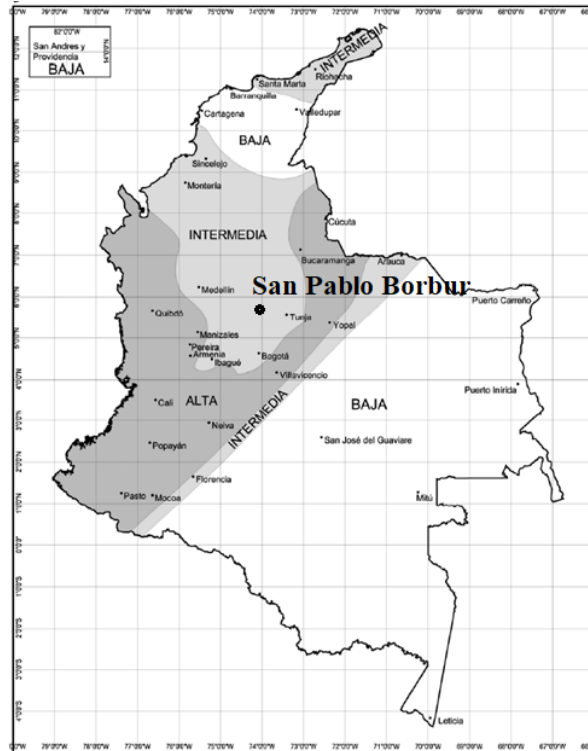


Figura 3. Zonas de amenaza sísmica en función de  $A_a$  y  $A_v$ ; Fuente: NSR-10

## 4. GEOTECNIA

En el siguiente apartado se procede a describir y analizar geotécnicamente la zona en la que se emplaza el proyecto.

### 4.1 TRABAJOS DE CAMPO

Con el objetivo de elaborar el presente estudio, se llevaron a cabo 3 trabajos distintos con el objetivo de obtener datos en diferentes puntos de la zona. Se han realizado los siguientes trabajos:

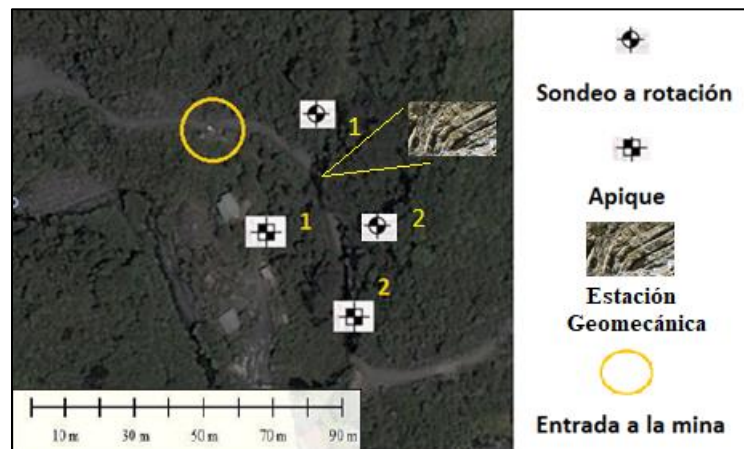


Figura 4. Localización detallada del punto de estudio. Fuente: Google Earth

Trabajo	Coordenadas
Sondeo 1	5° 38'07''N, 74°02'42''W
Sondeo 2	5° 38'04''N, 74°02'41''W
Calicata 1	5° 38'05'' N, 74° 02'44'' W
Calicata 2	5° 38'03'' N, 74° 02'41'' W
Estación Geomecánica	5° 38'05'' N, 74° 02'42'' W

Tabla 2. Coordenadas de los trabajos de campo. Fuente: Propia

En primer lugar, se llevaron a cabo 2 sondeos, el primero de ellos con una profundidad de 10 metros ubicado en la parte inicial del tramo y un segundo sondeo de 15 m en la parte final. Para la realización de los sondeos, se empleó maquinaria con perforación a rotación montada sobre un camión, la extracción del testigo se realizaba de manera continua, recogiendo las muestras y clasificándolas para su posterior análisis en laboratorio. En el Anejo nº4 se pueden observar diversas muestras obtenidos del sondeo 2.

Los sondeos realizados se llevaron a cabo en las proximidades a la ladera, con un diámetro de perforación de 76 mm en el caso del sondeo 1 y de 72 mm para el sondeo 2. Respecto al diámetro de los testigos, se tiene un diámetro de 72 mm para el sondeo 1 y en el caso del sondeo 2 de 63,5 mm.

Por otro lado, se ejecutaron 2 calicatas empleando retroexcavadoras. La calicata nº1, mostró un relleno fino granular poco consolidado, otro clastosoportado de gravas y fragmentos de lutita, sobre bloques dislocados de lutitas alteradas. En el caso de la calicata nº2, mostró varias capas de rellenos granulares sobre bloques dislocados, alterado y oxidados de lutitas laminadas. La litología de las calicatas se mostrará en las siguientes páginas.

Finalmente se dispuso una estación geomecánica junto al margen interior de la vía en el sector 1 con el fin de establecer en el afloramiento rocoso una zona de observación en la que realizar un estudio sobre el tipo de roca presente, las condiciones de alteración y demás observaciones.

Sitio	19	Punto GPS	GM 19.1								
Tipo	Dir Buz	Buz	Frecuencia	Longitud (M)	Abertura	Rugosidad	Relleno	Alteración	Humedad	Superficie	Observación
Estratificación	130	55	1cm	5 - 10M	-----	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable
Estratificación	135	63	1cm	5 - 10M	-----	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable
Diaclasa 1	320	38	50cm	3 - 5M	1 - 2mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable
Diaclasa 1	352	35	50cm	3 - 5M	1 - 2mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable
Diaclasa 1	357	45	200cm	1M	1 - 2mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable
Diaclasa 2	23	30	200cm	1M	1 - 2mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable
Diaclasa 2	24	40	20cm	1 - 3M	0 - 1mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable
Diaclasa 2	10	63	20cm	1 - 3M	0 - 1mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable

Figura 5. Resultados obtenidos por la estación geomecánica. Fuente: Propia

Entre los datos más significativos encontramos los valores medios obtenidos de la dirección de buzamiento y buzamiento de la familia de diaclasas y de los planos de estratificación presentes en el macizo, con el fin de conocer que discontinuidades afectan a la roca y cuál es su orientación preferente.

## 4.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Tras realizar los distintos trabajos de campo, se obtuvieron diversas muestras para ser analizadas en profundidad y arrojar parámetros característicos del terreno. Dichos parámetros servirán para caracterizar geotécnicamente el terreno que se encuentra en la zona, tanto el macizo rocoso como el suelo superficial. En concreto se realizaron los ensayos que se muestran a continuación con los pertinentes resultados:

Ensayos	Sondeo 1				Sondeo 2	
	M2	M4	M6	M7	M1	M2
<b>Granulometría (%)</b>						
Nº4	2,7	22,6			70,9	78,2
Gravas	97,3	77,4			29,1	21,8
Arenas	2,2	17,2			25,3	19,9
Finos	0,5	5,4			45,6	58,3
<b>Compresión simple</b>						
MPa			23,90	15,60		
Kg/cm <sup>2</sup>			243,60	159,20		
PSI			3468	2266		
<b>Peso Seco (t/m<sup>3</sup>)</b>	2,16			2,08	2,13	
<b>Peso Total (t/m<sup>3</sup>)</b>	2,42			2,13	1,89	
<b>Humedad (%)</b>					12,7	
<b>Límite Líquido (%)</b>					22,2	20,2
<b>Límite Plástico (%)</b>					20,1	17,4
<b>Índice de Plasticidad (%)</b>					2,1	2,8
<b>Clasificación USCS</b>					GM	GL
<b>Ensayo SPT (valor medio)</b>					23	

Tabla 3. Resultados de los sondeos. Fuente: Propia

Ensayos	Calicata 2
<b>Peso Unitario Seco máximo corregido (kN/m<sup>3</sup>)</b>	19,75
<b>Límite Líquido (%)</b>	25
<b>Límite Plástico (%)</b>	17
<b>Humedad óptima corregida (%)</b>	12,7
<b>Índice de Plasticidad (%)</b>	8
<b>Clasificación USCS</b>	GP-GM

Tabla 4. Resultados de la calicata 2. Fuente: Propia



### 4.3 CARACTERÍSTICAS Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO

De forma previa a la caracterización geotécnica del emplazamiento sobre el que se asienta la solución propuesta, es necesario aclarar que existen dos sectores diferenciados dentro de la zona de estudio. Se tiene:

- **Primer sector (Desde el PK 0+30 hasta el PK 0+110):** Caracterizado por un contexto rocoso con pendientes superiores a 40-45° de forma general.
- **Segundo sector (A partir del PK 0+110 hasta el final del tramo, PK 0+140):** Predominan los suelos coluviales y pendientes menos acentuadas que en el primer sector (menores a 40°).

#### 4.3.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO

El macizo rocoso que aflora está formado por materiales lutíticos con intercalaciones de areniscas carbonatadas y discontinuidades con buzamientos desfavorables.



Figura 6. Primer sector del estudio. Fuente: Propia

Para caracterizar el macizo rocoso se utilizará la clasificación geomecánica de Bieniawski, la cual se basa en 5 parámetros con una puntuación variable para cada uno de ellos como se muestra a continuación:

- Resistencia Roca Sana (Mpa)
- RQD: 
$$\frac{\sum \text{Testigos o núcleos de sondeo de longitud mayor a 10cm}}{\text{Longitud total de la maniobra}} 100\%$$
- Presencia de agua
- Estado de las juntas
- Separación de las juntas

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos del sector 1, se indica un valor de resistencia a compresión simple de la matriz rocosa de 15 MPa. Dicho valor se considera representativo de una matriz sana para una matriz rocosa lutítica con un alto contenido en carbonatos. Se destaca también una ligera presencia de humedad en el macizo, pero sin presencia de nivel freático próximo en la zona.



Se destaca un valor de RQD inferior al 50% lo cual indica el grado de fracturación del macizo rocoso, en el rango de valores 25-50 encontramos una calidad del macizo rocoso pobre.

En relación con la clasificación de Bieniawski, se observa que estamos ante un macizo de media a buena calidad, con un valor de RMR de 53.

Por otro lado, a partir del RMR se calcula el índice GSI. Para obtener dichos parámetros se suele utilizar la gráfica de caracterización del macizo rocoso en función de los bloques, la trabazón y las condiciones de las juntas. No obstante, ya que se ha calculado el valor de RMR, se aplicará una fórmula en base a esté para obtener el valor de GSI:

$$GSI=RMR_{89}-5 \text{ (para valores de RMR >23)}$$

Obteniendo un valor de 48 (los valores se sitúan en un rango de 1-100).

Desde el punto de vista geotécnico y con el fin de caracterizar el macizo rocoso se ha adoptado el criterio de Hoek y Brown, el cual permite la obtención de los parámetros de cálculo necesarios. A partir de este criterio, del programa RockData, de las diferentes consultas realizadas y de las observaciones realizadas en campo se tienen los siguientes valores:

Resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (sigci)	15 MPa
Parámetro de la roca intacta (mi)	9
Índice de resistencia geológica (GSI)	48
Factor de perturbación (D)	0
Peso unitario (kN/m³)	22

Tabla 5. Parámetros de cálculo macizo rocoso. Fuente: Propia

#### 4.3.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO SUPERFICIAL

El terreno superficial aflora de forma delgada en el primer sector, no obstante, en el segundo se observa un estrato con mayor potencia compuesto de rocas lutíticas descompuestas, así como de fragmentos rocosos duros dentro de una matriz limosa de muy baja plasticidad a pesar de disponer un elevado contenido en finos.

Esta caracterización se debe a la meteorización del macizo, así como a los movimientos de flujo a lo largo de la historia morfológica del lugar de estudio, afectados por circulaciones de agua y abundante actividad orgánica relacionada con la vegetación presente en todo el lugar.



Figura 7. Vegetación en la zona. Fuente: Propia

En función de los resultados de ensayos de laboratorio llevados a cabo, de la observación de estos materiales en campo, de los ensayos de penetración y del ángulo de reposo que adoptan en la ladera de hasta  $40^\circ$ , se adoptan los siguientes parámetros de cálculos para los suelos más superficiales:

- $c=10$  kPa
- $\phi =33^\circ$
- $ru=0.10$
- $\gamma= 18$  kN/m<sup>3</sup>

En el caso del primer sector en el que se llevó a cabo el sondeo n°1, se detectó un suelo superficial con las siguientes características basadas en ensayos, consultas y observaciones de campo:

- $c=10$  kPa
- $\phi =30^\circ$
- $ru=0.10$
- $\gamma= 19$  kN/m<sup>3</sup>

#### 4.3.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ROCA ALTERADA

En el segundo sector, entre el estrato n°1 de suelo coluvial y el estrato n°3 de roca sana detectada en profundidad, se encuentra un estrato de material lutítico con un alto grado de alteración y fragmentación con un espesor entre los 6-7 metros.

Desde el punto de vista geotécnico y con el fin de caracterizar coherentemente los afloramientos se ha adoptado el criterio de Hoek y Brown, el cual permite la obtención de los parámetros de cálculo necesarios. A partir de este criterio, del programa RockData y de las consultas y observaciones realizadas en campo se tienen los siguientes valores:

Resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (sigci)	5 MPa
Parámetro de la roca intacta (mi)	9
Índice de resistencia geológica (GSI)	25
Factor de perturbación (D)	0
Peso unitario (kN/m³)	20

Tabla 6. Parámetros de cálculo macizo rocoso. Fuente: Propia

#### 4.4 ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Se procederá a analizar la estabilidad del talud “tipo” del sector 1 a partir de los datos obtenidos por la estación geomecánica situada en dicho sector. Para realizar este análisis se utilizará el programa DIPS de la compañía Rocscience y se basará en 3 tipos de inestabilidad:

- Rotura plana o Planar Sliding
- Rotura por cuña o Wedge Sliding
- Rotura vuelco o Direct Toppling

En el estudio cinemático realizado en superficie se presentan 3 fracturas correspondientes al primer sector, dos familias principales de fracturas (diaclasas) y una estratificación laminar muy penetrativa y desfavorable. Tras esto se agrupan los datos en familias, tal como se tiene en la siguiente tabla con un plano resultante:

Familia	Polos correspondientes (ID)	Plano resultante	
		Dip	Dip Direction
Diaclasa J1	3, 4, 5 (Set 1)	38	344
Diaclasa J2	6, 7, 8 (Set 2)	44	18
Estratificación S	1, 2 (Set 3)	59	133
Talud	9 (Set 4)	65	220

Tabla 7. Familias y planos resultantes. Fuente: Propia

## Rotura plana o Planar Sliding

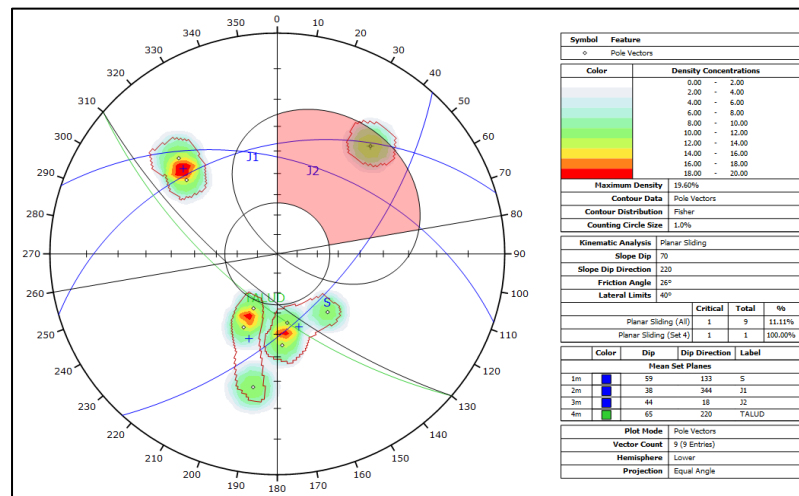


Figura 8. Riesgo de rotura plana en el talud “tipo” del sector 1. Fuente: Dips.

En el caso de la rotura plana, los datos arrojan que no existe riesgo de rotura plana puesto que la dirección de buzamiento de la discontinuidad no presenta una dirección similar a la dirección de buzamiento del talud.

Las intersecciones que se producen entre las discontinuidades y el talud no cumplen con las condiciones necesarias para producir una rotura plana. Desde el punto de vista geométrico, el buzamiento de las discontinuidades no se encuentra en un rango de  $\pm 20^\circ$  a la dirección de buzamiento del talud, evidenciando el paralelismo necesario para que se produzca una rotura, lo cual se muestra en la imagen superior.

## Rotura por cuña o Wedge Sliding

En caso de la rotura cuneiforme se observa que no existe riesgo de rotura debido al aspecto geométrico. Las intersecciones que se observan tienen una dirección opuesta al talud y no se producen en la zona con riesgo de rotura.

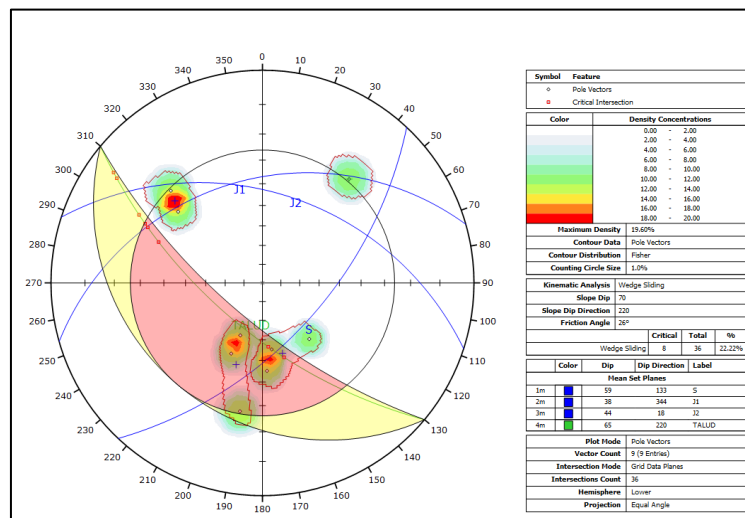


Figura 9. Riesgo de rotura cuneiforme en el talud “tipo” del sector 1. Fuente: Dips

## Rotura por vuelco o Toppling

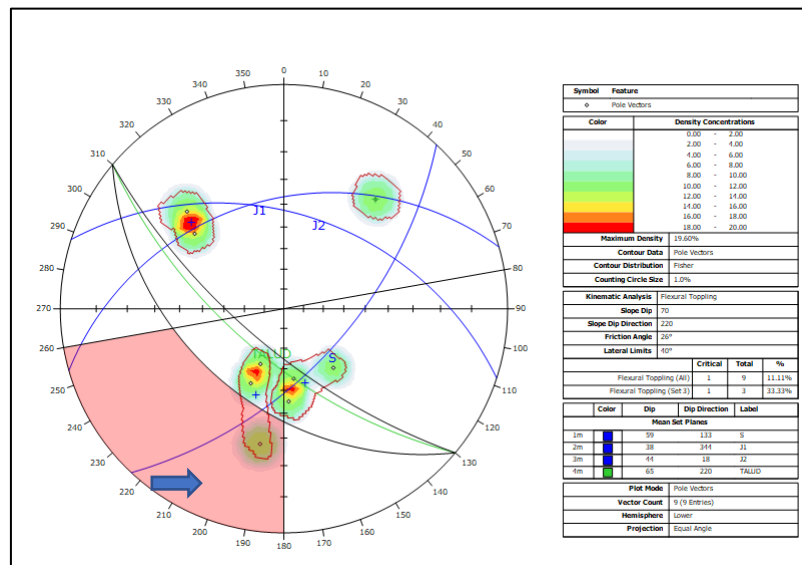


Figura 10. Riesgo de rotura por vuelco en el talud “tipo” del sector 1. Fuente: Dips

Para que sea posible un vuelco deben cumplirse las dos condiciones estructurales expuestas anteriormente. En este caso la dirección familia J2 sí que cumple con el rango de  $\pm 20^\circ$  paralela a la superficie del talud, sin embargo, no se cumple la segunda condición.

La inmersión del polo de J2 no es menor que la inclinación resultante de estar al buzamiento del talud el ángulo de rozamiento de los planos de deslizamiento. Por ello el polo no se encuentra en la zona sombreada de rojo y no presenta riesgo de vuelco.

## 5. ESTUDIO DE SOLUCIONES

El objeto del presente estudio es el análisis de las posibles alternativas a plantear para la estabilización de la ladera del punto N°19 del tramo Otanche-Pauna de la carretera troncal de Boyacá (Colombia). Cada uno de los criterios conllevará un valor asociado de 1 a 5 con el fin de establecer una matriz comparativa en la parte final del presente anejo. La valoración se basa en:

- Puntuación 1: La alternativa no cumple con el criterio o no se ve afectado.
- Puntuación 2: La alternativa cumple de forma deficiente con el criterio expuesto.
- Puntuación 3: La alternativa cumple de forma admisible con el criterio expuesto.
- Puntuación 4: La alternativa cumple de forma apropiada con el criterio expuesto.
- Puntuación 5: La alternativa cumple de forma muy adecuada o óptima con el criterio expuesto.

A continuación, se describirán los criterios que se van a tener en cuenta para el análisis de las alternativas:

- **Criterio económico:** La inversión que se realice en la alternativa escogida debe ser viable desde el punto de vista económico. No sólo hay que centrarse en el coste de ejecución, sino también en las pérdidas económicas que se producirán al no elegir otra opción y en el futuro mantenimiento de la solución ejecutada.
- **Criterio medioambiental:** La afección al medio ambiente presenta cada vez más relevancia en la sociedad, se debe prever la afección inicial al medio ambiente, así como el impacto que genere en el futuro tras su ejecución.
- **Criterio funcional:** Se valorarán las alternativas en función de la efectividad y funcionalidad de la solución que se plantea, tanto a corto como a largo plazo. Además, se considerará la adecuación de la solución al terreno de la zona.
- **Criterio técnico:** Se tendrá en cuenta el grado de dificultad a la hora de ejecutar cada una de las opciones desde el punto de vista constructivo. Además, en la medida de lo posible se tendrán en cuenta los posibles condicionantes o imprevistos que puedan surgir para cada una de las alternativas.

Se proponen un total de 5 alternativas para llevar a cabo la estabilización de la ladera, las cuales se describen a continuación indicando las ventajas e inconvenientes que conllevan en función de los criterios y condicionantes expuestos anteriormente. Así pues, las alternativas propuestas son:

- *Alternativa 0: No realizar ninguna acción*
- *Alternativa 1: Malla hexagonal de acero reforzado*
- *Alternativa 2: Muro de gaviones*
- *Alternativa 3: Muro de gravedad*
- *Alternativa 4: Muro de paneles prefabricados con anclajes*

A continuación, se describen de forma breve cada una de las alternativas:

- Alternativa 0: Se plantea no intervenir ante la situación actual, especialmente si ninguna de las alternativas planteadas condujese hacia una solución adecuada en base a los 4 criterios expuestos anteriormente
- Alternativa 1: La primera alternativa consiste en la disposición de una malla hexagonal de triple torsión con anclajes intermedios en diferentes puntos, todo ello reforzado con cables de acero. La malla conseguiría retener los fragmentos de roca desprendidos, guiándolos hacia el pie de la ladera de tal manera que no se depositarían en la carretera
- Alternativa 2: Se propone creación de un muro de gaviones escalonado a lo largo del tramo estudiado. Dicho muro se formaría a través de la colocación de gaviones electrosoldados de 1 y 1,5 metros de altura con una abertura de malla de 8 cm.
- Alternativa 3: La alternativa 3 consiste en la ejecución de un muro de contención de hormigón en masa, el cual sea capaz de soportar los empujes y resista por gravedad
- Alternativa 4: Por último, se tiene la ejecución de un muro mediante módulos prefabricados anclados al macizo rocoso mediante anclajes pasivos. Esta solución incluiría una red de drenes californianos, así como una cuneta en la coronación del talud y en la parte inferior con el fin de drenar el agua de escorrentía producida por la lluvia o la posible infiltración al terreno.

Las alternativas se desarrollan con mayor detalle en el Anejo nº 5: Estudio de soluciones, en el que se exponen las ventajas e inconvenientes de cada una de ellas en función de los criterios



expuestos con anterioridad. Tras ello, se muestra una matriz con las valoraciones de cada uno de los criterios para cada alternativa:

<b>Criterio</b>	<b>Alt 0</b>	<b>Alt 1</b>	<b>Alt 2</b>	<b>Alt 3</b>	<b>Alt 4</b>
<b>Criterio económico</b>	2	5	4	3	4
<b>Criterio medioambiental</b>	5	5	4	2	3
<b>Criterio funcional</b>	0	2	3	5	5
<b>Criterio técnico</b>	0	2	4	3	3
<b>Total</b>	<b>7</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	<b>13</b>	<b>15</b>

Tabla 8. Valoración de las alternativas. Fuente: Propia

En función de la matriz expuesta y del análisis realizado en el Anejo nº5: Estudio de soluciones, se decide escoger la alternativa 4 como la más adecuada para el proyecto: Muro de paneles prefabricados con anclajes, la cual se describe con mayor detalle en el Anejo nº6: Descripción de la solución adoptada. Del mismo modo, la valoración económica de la solución, así como el programa de trabajos se desarrolla en el Anejo nº7: Valoración económica y programa de trabajos.

## 6. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Como se ha indicado anteriormente, la solución escogida para estabilizar la ladera del punto crítico nº19 es la creación de un muro a partir de paneles prefabricados anclados a la roca mediante anclajes pasivos.

A continuación, se describe la solución escogida, así como la modelización llevada a cabo para conocer el comportamiento de la ladera si se instalará el muro de paneles. Del mismo modo se indicarán los cálculos y comprobaciones realizadas para asegurar la funcionalidad de la solución.

### 6.1 PLANTEAMIENTO Y DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN

El tramo de estudio comprende dos sectores, diferenciados por la altura variable de los taludes verticales que se puede formar. El uso de paneles anclados en el terreno busca estabilizar el interior de la ladera frente a movimientos internos y externos con el fin de evitar desprendimientos rocosos o el desmoronamiento del talud.

En función de la evolución de la orografía del terreno y sus características a lo largo del tramo de estudio, se consideran necesario diferentes modelos de paneles prefabricados para poder adaptar la solución al terreno de la manera más adecuada.

## 6.1.1 PANELES

### Diseño de los paneles

Se han propuesto un total de 3 modelos de paneles prefabricados anclados al terreno en la zona central del panel mediante un anclaje pasivo. A continuación, se describen los distintos modelos de panel:

#### Modelo 1

El Modelo 1 cuenta con los siguientes parámetros y características:

- Longitud: 3 metros
- Anchura: 1.5 metros
- Espesor: 0.2 metros
- Peso específico del Hormigón:  $25 \text{ kN/m}^3$
- Ferrallado: 12 mm

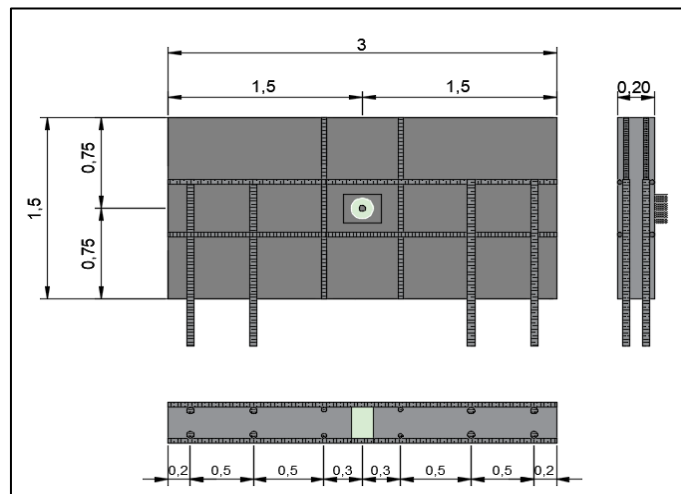


Figura 11. Esquema panel prefabricado Modelo 1. Fuente: Propia

#### Modelo 2

El Modelo 2 cuenta con los siguientes parámetros y características:

- Longitud: 3 metros
- Anchura: 2 metros
- Espesor: 0.2 metros
- Peso específico del Hormigón:  $25 \text{ kN/m}^3$
- Ferrallado: 12 mm

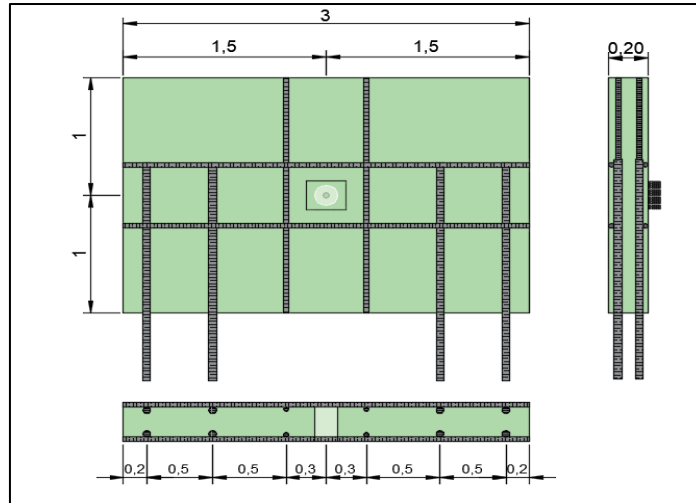


Figura 12. Esquema panel prefabricado Modelo 2. Fuente: Propia

### Modelo 3

El Modelo 3 cuenta con los siguientes parámetros y características:

- Longitud: 4 metros
- Anchura: 2 metros
- Espesor: 0.2 metros
- Peso específico del Hormigón: 25 kN/m<sup>3</sup>
- Ferrallado: 10 mm

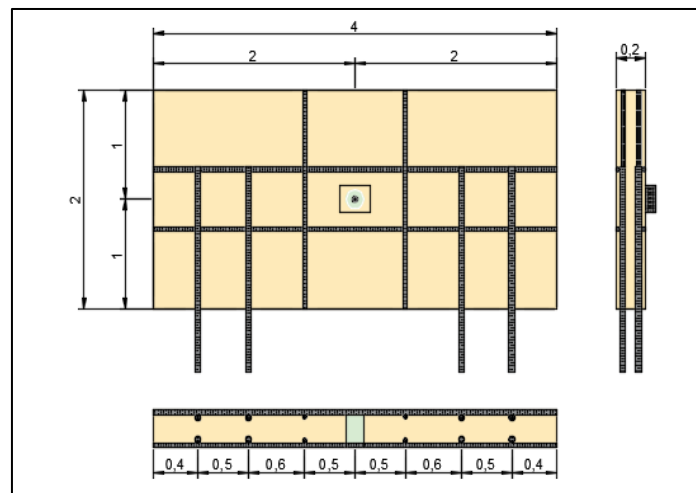


Figura 13. Esquema panel prefabricado Modelo 3. Fuente: Propia

### Disposición de los paneles

A continuación, se muestra la disposición tipo de los paneles en una sección representativa del tramo de estudio, tanto para el sector 1 (figura 5) como para el sector 2 (figura 6). En el caso del sector 1 se ha representado una sección de 18 metros con 6 columnas de módulos prefabricados de altura variable. La unión y consolidación de los paneles como una estructura continua se efectúa mediante 2 formas.

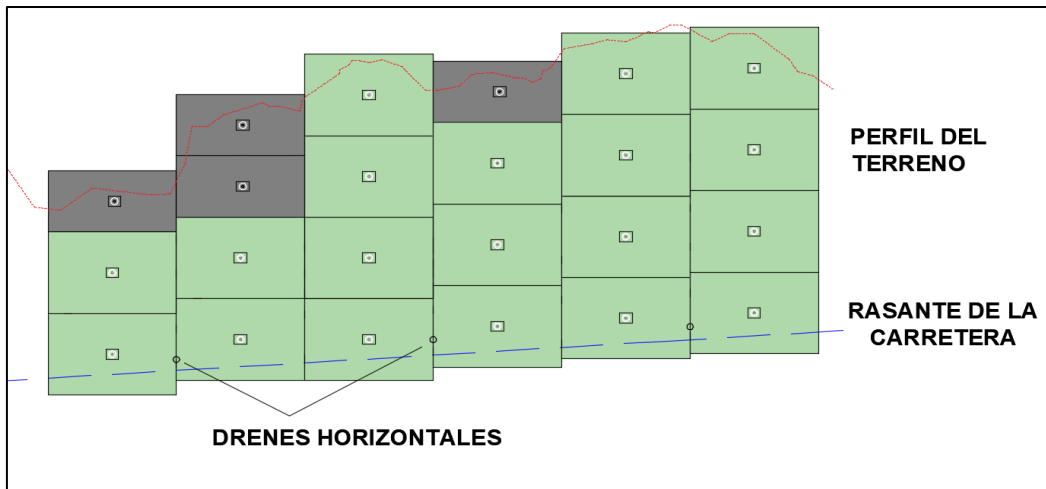


Figura 14. Esquema tipo de la disposición de paneles en el sector 1. Fuente: Propia

En primer lugar, mediante la unión de los paneles a la roca empleando anclajes pasivos efectuados en la zona central del panel. Por otro lado, se han dispuesto barras de acero embebidas en el hormigón con el objetivo de efectuar uniones entre los paneles de manera vertical, consolidando de esta manera la rigidez de la estructura.

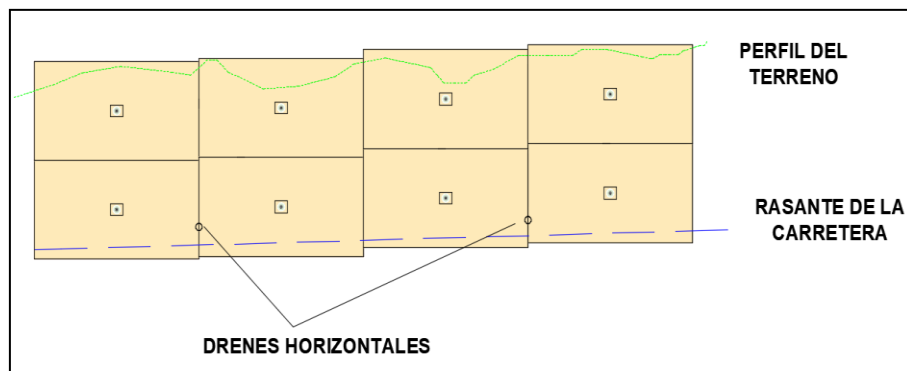


Figura 15. Esquema de la disposición de los paneles en el sector 2. Fuente: Propia

Del mismo modo se ha indicado la disposición de los drenes a lo largo del tramo, con una separación de 6 u 8 metros entre cada uno. Es necesario indicar que el panel base sobre el que se asienta la columna de paneles carece de las barras de unión en la zona inferior del panel, puesto que están en contacto con el terreno.

Los paneles se dispondrán mediante una grúa autopropulsada con capacidad de elevación de 30 toneladas y 27 metros de altura de trabajo. Se ha optado por esta capacidad de elevación a partir del siguiente cálculo:

- Hormigón del panel:  $25\text{kN/m}^3$
- Dimensiones del panel más grande:  $4 \times 2 \times 0,2$
- Volumen del panel:  $1,6\text{ m}^3$
- Peso del panel en kN y Toneladas:  $25 \times 1,6 = 40\text{ kN} / 4,1\text{ t}$

Respecto a la altura de trabajo el izado de los paneles no sobrepasa los 10-12 metros debido a la altura máxima del muro en el sector 1 que se sitúa en 8 metros.

## Sostenimiento provisional

Con el fin de asegurar la estabilidad del muro de paneles a lo largo de la fase de montaje, así como tras la excavación del terreno, se propone una estabilización provisional a través de paneles de madera de dimensiones variables unidos a puntales dispuestos de contrapesos en el extremo del mismo.

Este sistema será desmontable y permitirá la formación del muro desde la parte inferior hasta la superior (zona más inestable), retirando los paneles de manera progresiva e instalando los paneles anclados a la roca. Dada la altura máxima de los sectores se proponen las siguientes medidas para los paneles:

**Panel 1:** 2,5x1,5x0,2 metros

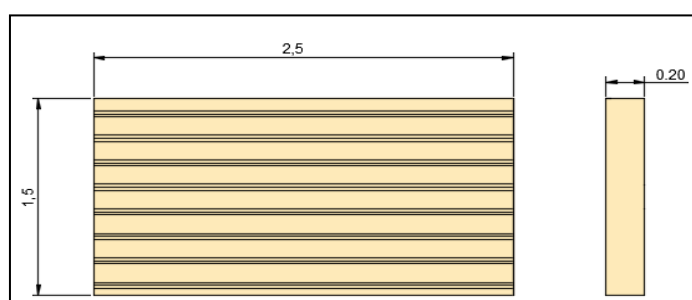


Figura 16. Esquema del panel 1. Fuente: Propia

**Panel 2:** 2x1x0,2 metros

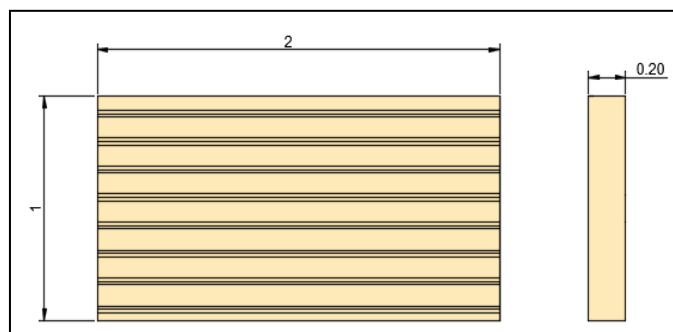


Figura 17. Esquema del panel 2. Fuente: Propia

En el sector 1 la altura máxima no sobrepasa los 8 metros, concentrando una zona de mayor inestabilidad en la parte superior del muro, por ello, se propone la instalación provisional de 2 niveles de 1,5 m altura para la modelización de una sección tipo. Se tiene la siguiente configuración de cargas para una sección tipo:

- Nivel 1: Carga de 20 kN/m<sup>2</sup>
- Nivel 2: Carga de 25 kN/m<sup>2</sup>

Con la colocación de los 2 niveles paneles en la parte superior del muro, se tiene un FS de 1.310 en el caso de condiciones normales, y un FS de 1.107 en el caso de condiciones sísmicas.

## Sector 2

La altura máxima se sitúa en los 4 metros, no obstante, la zona de mayor inestabilidad se dispone en los últimos 2 metros por lo que se establecerán 2 niveles de paneles de 1 m de altura en esa zona. A continuación, se muestra una modelización de la solución estableciendo cargas permanentes para los distintos niveles. Se propone la siguiente configuración de cargas para una sección tipo:

- Nivel 1: Carga de 30 kN/m<sup>2</sup>
- Nivel 2: Carga de 30 kN/m<sup>2</sup>

Con la colocación de los 2 niveles en la parte superior del muro, se tiene un FS de 1.361 en el caso de condiciones normales, y un FS de 1.171 en el caso de condiciones sísmicas.

### 6.1.2 ANCLAJES

El objetivo del proyecto es la estabilización de la ladera a lo largo de los 110 metros que componen el tramo de estudio siendo el empleo de anclajes la medida escogida para ello. Se han utilizados bulones pasivos frente al anclaje activo, entre las razones para ello, destacan:

- Reducción notable de las tensiones que se producen en el cuerpo del talud.
- Los esfuerzos, deformaciones y fuerzan se transmiten de forma más contenida en la zona de contacto entre el bulbo y los materiales.
- La estructura presenta su capacidad de soporte en un plazo de tiempo menor que en el caso del anclaje activo.
- Ejecución más sencilla que en los anclajes activos

Los bulones o barras de anclaje más utilizadas en la actualidad son las barras Dywidag y las barras Gewi o similar. Se optará por utilizar un modelo de barra Gewi del grupo *Dywidag-sistemas* con las siguientes características:

Modelo	Diámetro nominal (Ø) (mm)	Resistencia a tracción $f_{0,2k}/f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Sección (mm <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Carga al límite elástico $F_{yk}$ (kN)	Carga al límite de rotura $F_{tk}$ (kN)	Sector en el que se emplean
GEWI B500B	32	500/550	804	8	402	442	2
GEWI B500B	50	500/550	1,963	8	982	1.080	1

Tabla 9. Características de las barras utilizadas en los anclajes pasivos. Fuente:

<https://www.dywidag-sistemas.com>

Para la perforación se empleará un taladro con diámetro de 68 milímetros en el caso de la barra de 32mm y de 100 mm para la barra con diámetro 50 milímetros.

### 6.1.3 RED DE DRENAJE

Con el fin de drenar el talud y evacuar el agua procedente de la lluvia se dispone una red de drenaje formada por los siguientes elementos:



- Cuneta de coronación
- Sistema de drenes horizontales
- Cuneta a pie de talud

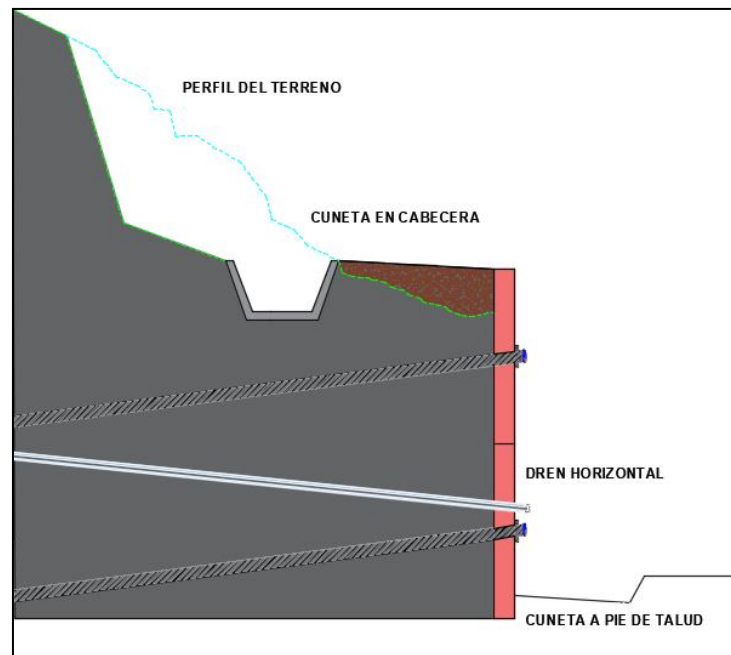


Figura 18. Esquema de la red de drenaje de una sección tipo. Fuente: Propia

#### Cuneta en cabecera

Se dispondrá en la coronación una cuneta revestida que recoja la escorrentía que pueda recibir de los terrenos de alrededor del talud con las siguientes medidas:

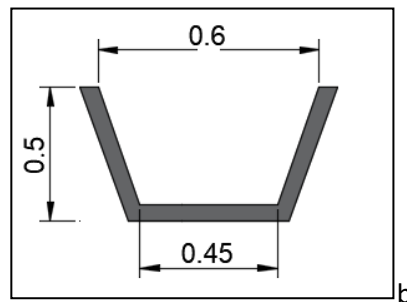


Figura 19. Cuneta en coronación. Fuente: Propia

La cuneta contará con una pendiente del 4% y un espesor de 15 cm. En el caso de la cuneta a pie de talud se realizará con una pendiente del 2,5%.

#### Cuneta a pie de talud

A pie de talud se dispone una cuneta con una pendiente del 2% y las siguientes medidas:

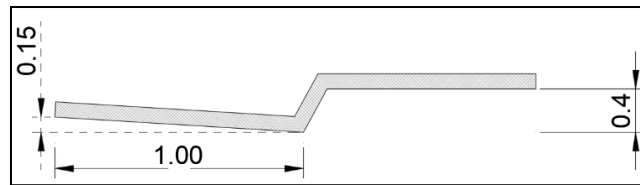


Figura 20. Cuneta a pie de talud. Fuente: Propia

### Dren

Se emplearán drenes californianos para el diseño de la red de drenaje del talud. Para ello se ha escogido un tubo microfisurado Durvinil® RFS del grupo SIREG con las siguientes características:

Tipo de tubo	Microfisurado
Anchura de la microfisura	1 mm
Separación entre microfisuras	18 mm
Pendiente	6%
Separación entre drenes	6/8 metros
Longitud del dren	12 metros
Material	PVC ranurado
Diámetro interior del dren	105 mm
Diámetro exterior del dren	118 mm
Recubrimiento del tubo	Geotextil

Tabla 10. Características técnicas del tubo de drenaje Durvinil de Sireg. Fuente: [https://www.sireggeotech.it/wp-content/uploads/2018/07/product-specification-RFS-DURVINIL-slotted-drainage-pipes\\_2.pdf](https://www.sireggeotech.it/wp-content/uploads/2018/07/product-specification-RFS-DURVINIL-slotted-drainage-pipes_2.pdf)

Los tubos se fabrican entre ramos de 3 a 6 metros de longitud roscados en ambas extremidades con el fin de poder empalmar diversos tramos utilizando manguitos de unión. La perforación del dren se realizará con un diámetro de 120 mm.

## 6.2 MODELIZACIÓN DE LA SOLUCIÓN Y COMPROBACIONES

Una vez desarrollada la solución, es necesario realizar una serie de comprobaciones para asegurar la viabilidad y funcionalidad de la solución. Para ello se plantea dos vertientes a desarrollar en el presente apartado:

- Comprobaciones en los anclajes
- Modelización mediante Slide

### Comprobaciones en los anclajes

Con el fin de comprobar la efectividad de los anclajes dispuestos en el terreno se han llevado a cabo una serie de comprobaciones basadas en la “Guía para el proyecto y ejecución de anclajes

en obras de carretera” y la norma UNE-EN 1537. La evaluación de la estabilidad de los anclajes se ha realizado comprende los siguientes procesos:

1. Mayoración de las cargas actuantes
2. Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción).
3. Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.
4. Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).

En primer lugar, es necesario obtener la carga nominal mayorada  $P_{ND}$  a través de la expresión:

$$P_{ND}: F_1 * P_N \longrightarrow 220 * 1,5 = 330 \text{ kN}$$

Una vez obtenido la carga mayorada se lleva a cabo la comprobación de la tensión admisible del acero del tirante. Para anclajes permanentes tal y como dictamina la normativa española se tiene:

- $P_{ND} / AT \leq f_{pk} / 1,30$ :  $330 / 0.804 \leq 550 / 1.30 = 410.44 \leq 423.07$  **ADMISIBLE**
- $P_{ND} / AT \leq f_{yk} / 1,15$ :  $330 / 0.804 \leq 500 / 1.15 = 410.44 \leq 434.78$  **ADMISIBLE**

Tras esto se lleva a cabo la comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo

$$P_{ND} / (L_b \cdot P_T) \leq \tau_{lim} / 1,2 \longrightarrow 330 / (2,83202 * 100,51) \leq 7,40020 / 1,2 = 1,159332 \leq 6,16833 \text{ ADMISIBLE}$$

Finalmente se comprueba la seguridad del anclaje frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno)

$$P_{ND} / (\pi * D_N * L_b) \leq A_{adm} \longrightarrow 330 / (3,14159 * 68 * 2,832024) \leq 0,54545 = 0,54545 \text{ SE CUMPLE}$$

A lo largo del Anejo nº6 se desarrolla con mayor grado de detalle lo relativo a solicitaciones y comprobaciones en anclajes.

### Modelización mediante Slide

Una vez expuesto el desarrollo de la solución se procede a comprobar su viabilidad y efectividad empleando el software comercial *Slide* de la firma ROCSCIENCE. Este programa permite analizar y evaluar la estabilidad de una sección de talud en la que se han incluido los elementos y dispositivos planteados en los anteriores apartados.

Se han planteado dos secciones correspondientes al sector 1 y sector 2 del tramo de estudio. En ambas secciones se han planteado dos escenarios, el primero de ellos en condiciones normales y el segundo en condiciones de sismicidad extremas. En el caso de las condiciones normales de proyecto, tanto la aceleración horizontal como la vertical no se ven afectadas. Sin embargo, para las condiciones sísmicas extremas se ha incluido en el proyecto una aceleración horizontal de 0.09 y una vertical de 0.045.

El sector 1 discurre a lo largo de 80 metros en el que encontramos una orografía variable disponiendo taludes verticales entre 4 y 8 metros. En primer lugar, se muestran los resultados arrojados tras el análisis del sector 1 en condiciones normales, se observa un factor de seguridad de 1.599, teniendo por tanto un valor admisible e indicativo de la estabilidad de la ladera.

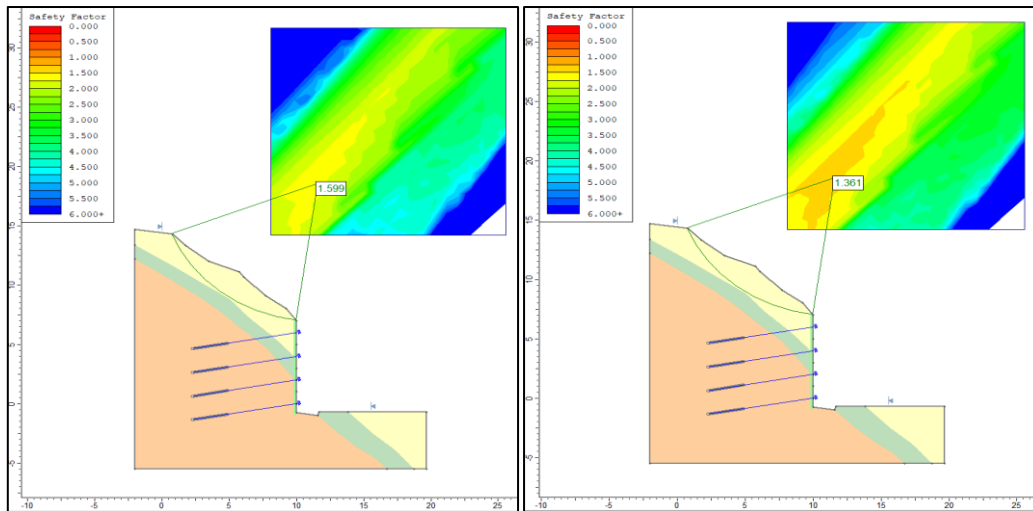


FIGURA 21. Estabilidad del sector 1 en condiciones sísmicas extremas. Fuente: Slide

Tras esto, se han incluido las condiciones sísmicas de la zona de estudio, obteniendo un factor de seguridad de 1.361, teniendo por tanto un valor admisible e indicativo de la estabilidad de la ladera.

El sector 2 presenta una extensión menor que en el caso del sector 1 en concreto 30 metros, los taludes formados en esta zona presentan una altura variable de entre 2 y 4 metros.

A continuación, se extraen los resultados arrojados tras el análisis del sector 2 en condiciones normales, se observa un factor de seguridad de 1.711, teniendo por tanto un valor aceptable e indicativo de la estabilidad de la ladera.

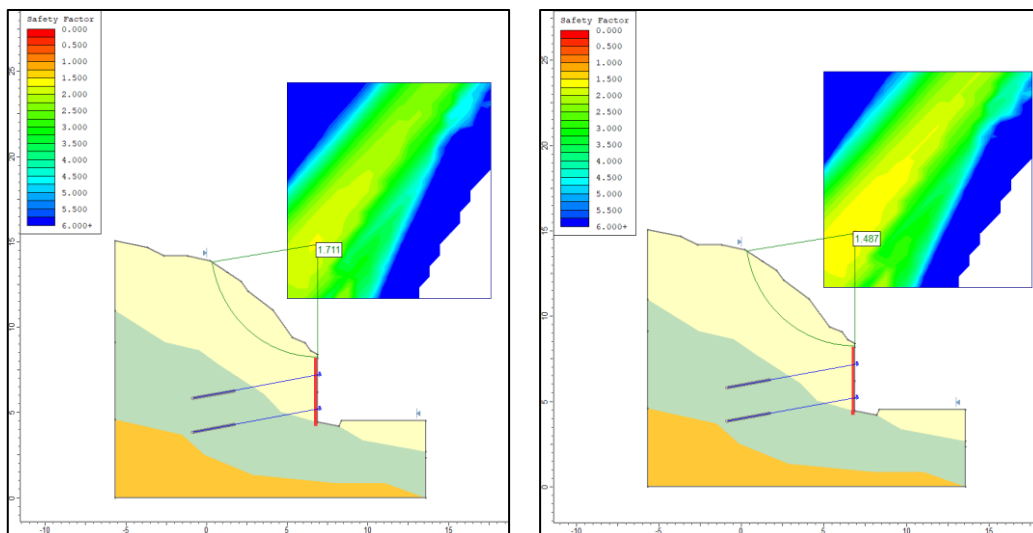


FIGURA 22. Estabilidad del sector 2 en condiciones sísmicas extremas. Fuente: Slide

Del mismo modo, se han incluido las condiciones sísmicas de la zona de estudio, obteniendo un factor de seguridad de 1.487, teniendo por tanto un valor aceptable e indicativo de la estabilidad de la ladera.

## 7. VALORACIÓN ECONÓMICA Y PROGRAMA DE TRABAJOS

Para ejecutar la solución, el proceso se ha dividido en 3 fases a partir de las cuales se realiza una valoración económica para cada una de ellas, así como un programa de trabajo. Las fases del proceso de ejecución son:

- Trabajos Previos
- Disposición de paneles y anclajes
- Drenaje y reacondicionamiento

A continuación, se muestra la estimación económica realizada para cada uno de los bloques que componen el proyecto:

BLOQUE	UNIDAD DE OBRA	IMPORTE (€)	MEDICIÓN	COSTE TOTAL
<b>BLOQUE I: TRABAJOS PREVIOS</b>	Desbroce de la zona de trabajo (m <sup>2</sup> )	1,75	250 m <sup>2</sup>	437,50 €
	Excavación de la ladera (m <sup>3</sup> )	38,04	950 m <sup>3</sup>	36.138,00 €
	Transporte y puesta en obra de los equipos de anclaje (Ud)	4435,87	1 Ud	4.435,87 €
	Estabilización provisional del muro	36,16	400 m <sup>2</sup>	14.464,00 €
<b>BLOQUE II: DISPOSICIÓN DE PANELES Y ANCLAJES</b>	Disposición de los paneles prefabricados del Sector 1 (m <sup>2</sup> )	103,73	560 m <sup>2</sup>	58.088,80
	Disposición de los paneles prefabricados del Sector 2 (m <sup>2</sup> )	103,73	105 m <sup>2</sup>	10.891,65
	Ejecución de los anclajes Sector 1 (m)	87,48	760 m	66.484,80 €
	Ejecución de los anclajes Sector 2 (m)	86,87	128 m	11.119,36 €
<b>BLOQUE III: DRENAJE Y REACONDICIONAMIENTO</b>	Instalación de drenes horizontales (m)	63,48	228 m	14.473,44
	Excavación y perfilado en cunetas (m <sup>3</sup> )	3,12	123 m <sup>3</sup>	383,76 €
	Cuneta en coronación (m)	46,06	110 m	5.066,60 €
	Cuneta a pie de talud (m)	35,3	110 m	3.883,00
	Extendido de tierra vegetal (m <sup>3</sup> )	33,58	13 m <sup>3</sup>	436,54 €
<b>COSTE TOTAL DE EJECUCIÓN</b>				<b>226.303,32 €</b>

<b>BLOQUE IV: GESTIÓN DE RESIDUOS (3%)</b>	6,789.10 €
<b>BLOQUE V: SEGURIDAD Y SALUD (3%)</b>	6,789.10 €
<b>ESTIMACIÓN ECONÓMICA TOTAL</b>	239,881.52 €

Tabla 11. Estimación económica total del proyecto. Fuente: Propia

Se estima un coste total de DOSCIENTOS TREINTA Y NUEVE MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y UNO CON CINCUENTA Y DOS CÉNTIMOS, realiza sin tener en cuenta los gastos generales, el IVA y el beneficio industrial.

Tras desglosar la estimación económica que supondría la ejecución del proyecto, se indica la duración en semanas de cada una de las actividades a realizar, así como las actividades precedentes:

<b>ACTIVIDAD</b>	<b>DURACIÓN</b>	<b>PRECEDENCIA</b>
1.1 Desbroce en la zona de trabajo	1	-
1.2 Excavación de roca en laderas	2	-
1.3 Transporte y puesta en obra de los equipos de anclaje	1	1.1, 1.2
1.4 Estabilización provisional del muro	1	1.1, 1.2
2.1 Disposición de los paneles prefabricados Sector 1	5	1.2, 1.3, 1.4
2.2 Disposición de los paneles prefabricados Sector 2	2	2.1, 2.3
2.3 Ejecución de los anclajes del sector 1	5	1.2,1.3, 1.4
2.4 Ejecución de los anclajes del sector 2	2	2.1, 2.3
3.1 Instalación de drenes horizontales	1	2.2, 2.4
3.2 Excavación y perfilado de cunetas	1	3.1
3.3 Cuneta en coronación	1	3.2
3.4 Cuneta a pie de talud	1	3.3
3.5 Extendido de tierra vegetal	1	3.3
4.1 Transporte y gestión de residuos	13	-
5.1 Seguridad y salud	13	-

Tabla 12. Duración y precedencia de las actividades del proyecto. Fuente: Propia



En el Anejo n°7: Valoración económica y programa de trabajos se puede observar con detalle las diferentes unidades de obra consideradas en cada uno de los bloques que componen el proceso de ejecución del proyecto.

Finalmente, se muestra el diagrama de Gantt, en el que se puede observar de manera gráfica la distribución de las actividades a lo largo del tiempo, con una duración total de la obra es de 14 semanas.

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA DEL PUNTO CRÍTICO N°19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)															
DIAGRAMA DE GANTT															
ACTIVIDAD	DESCRIPCIÓN DE LA ACTIVIDAD	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANA 3	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6	SEMANA 7	SEMANA 8	SEMANA 9	SEMANA 10	SEMANA 11	SEMANA 12	SEMANA 13	SEMANA 14
<b>BLOQUE I: TRABAJOS PREVIOS</b>															
1.1	Desbroce de la zona de trabajo														
1.2	Excavación de la ladera														
1.3	Transporte y puesta en obra de los equipos de anclaje														
1.4	Estabilización provisional del muro														
<b>BLOQUE II: DISPOSICIÓN DE PANELES Y ANCLAJES</b>															
2.1	Disposición de los paneles prefabricados Sector 1														
2.2	Disposición de los paneles prefabricados Sector 2														
2.3	Ejecución de los anclajes Sector 1														
2.4	Ejecución de los anclajes Sector 2														
<b>BLOQUE III: DRENAJE Y REACONDICIONAMIENTO</b>															
3.1	Instalación de drenes horizontales														
3.2	Excavación y perfilado de cunetas														
3.3	Cuneta en coronación														
3.4	Cuneta a pie de talud														
3.5	Extendido de tierra vegetal														
<b>GESTIÓN DE RESIDUOS</b>															
4.1	Transporte y gestión de residuos														
<b>SEGURIDAD Y SALUD</b>															
5.1	Seguridad y salud														

Figura 23. Diagrama de Gantt del proyecto. Fuente: Propia

## 8. CONCLUSIONES

El objetivo principal del proyecto es asegurar la estabilidad de la ladera tras la excavación llevada a cabo para ampliar el trazado y mejorar el tramo de estudio a lo largo de 110 metros. En la presente memoria se han descrito de forma detallada los distintos anejos que componen el proyecto analizando la estabilidad de la ladera en varias fases del proyecto, con el fin de asegurar su estabilidad en todo momento.

Para analizar la situación de la ladera se han tenido en cuenta una serie de condicionantes que provocan que la solución escogida se base en criterios de diversa índole.

En primer lugar, se analizaron los materiales existentes en el terreno tanto en la zona inicial del tramo como en la final, encontrándose materiales de la formación paja caracterizado por la presencia de rocas sedimentarias como limolitas, arcillolitas, así como por la presencia de láminas de yeso evaporítico. Estos materiales provocan que el macizo rocoso sea de una calidad baja o media, siendo necesario estabilizar la parte interior de la ladera, desechando medidas de estabilización superficiales.

Para llevar a cabo este análisis de los materiales, se ejecutaron distintos trabajos como sondeos, calicatas o la realización de una estación geomecánica. A partir de esta toma de muestras se realizaron diversos ensayos con el fin de determinar distintos parámetros que ayuden a la toma de decisiones.

Una parte fundamental en el proyecto se basa en el análisis de la estabilidad de taludes, para ello, se han realizado proyecciones estereográficas para la rotura planar, rotura por vuelco y rotura en cuña, observándose que estos fenómenos no suponen un riesgo en ninguno de los 3 casos.

Debido a la excavación del terreno en los dos sectores que forman el tramo de estudio, se observan factores de seguridad inferiores a lo recomendado o estipulado, por lo que es necesario llevar a cabo una solución para este fenómeno. Con este fin se ha realizado un estudio de soluciones, planteando y analizando diversas soluciones propuestas en bases a criterios económicos, medioambientales, técnicos y funcionales. La valoración de cada uno de los criterios se aun en una matriz obteniendo distintas puntuaciones.

Finalmente, se opta por la creación de un muro de paneles prefabricados transportados hasta obra que posteriormente se anclan a la roca mediante bulones o anclajes pasivos. Esta alternativa se basa en 3 fases, la primera de ellas se centra en la ejecución de trabajos previos, seguido de la instalación de paneles y anclajes y finalizando con las obras pertinentes de drenaje y reacondicionamiento del terreno.

Una vez desarrollada la solución escogida es necesario realizar una programación de los trabajos, así como un pequeño estudio del coste que supondría llevar a cabo el proyecto, arrojando una cantidad de DOSCIENTOS TREINTA Y NUEVE MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y UNO CON CINCUENTA Y DOS CÉNTIMOS sin tener en cuenta ni el beneficio industrial, ni los gastos generales ni el I.V.A., la duración completa de la obra se sitúa en 14 semanas.



TRABAJO FINAL DE GRADO

*ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL  
PUNTO CRÍTICO Nº19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE  
LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)*

---

*ANEJO Nº1: ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL*

**Titulación:** *Grado en Ingeniería Civil*

**Curso académico:** *2019/2020*

**Autor:** *Sergio Alba Quesada*

**Tutor:** *Francisco Javier Torrijo Echarri*

*Valencia, julio de 2020*



## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA CARRETERA.....	3
3. SITUACIÓN ACTUAL.....	5
4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	5

## 1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se expondrá la situación geográfica del tramo de carretera que se pretende remodelar y mejorar, así como la evolución e historia de dicha carretera desde su construcción hasta su situación actual, teniendo en cuenta el impacto que supone sobre la población.

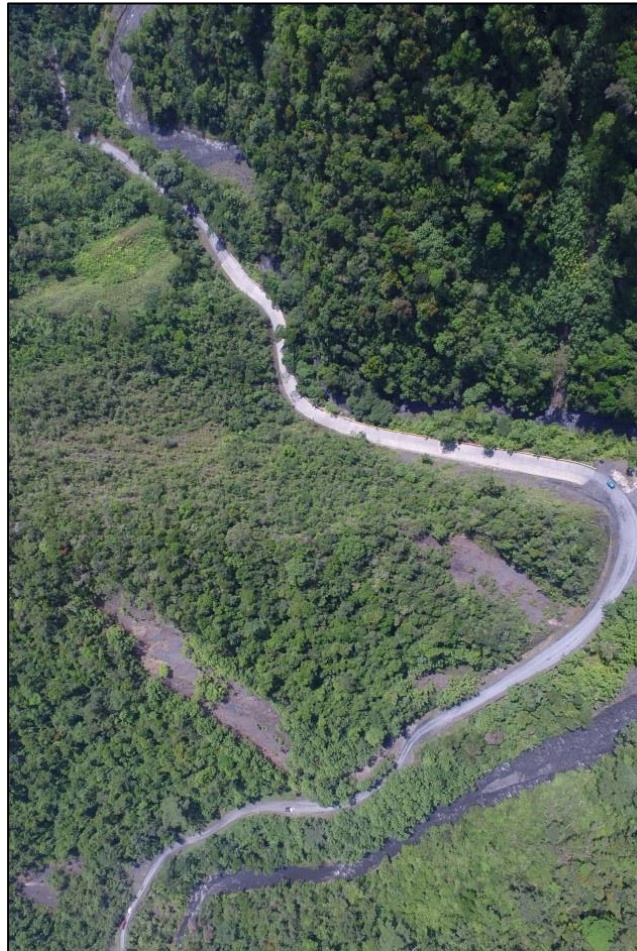


Figura 1. Entorno de la carretera troncal de Boyacá. Fuente: <https://www.esteyco.com/>

## 2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA CARRETERA

La carretera troncal de Boyacá se sitúa en la provincia de occidente en el departamento de Boyacá en Colombia. El tramo de estudio se encuentra entre las poblaciones de Pauna y San Pablo de Borbur en una zona de difícil acceso y con un paisaje dominado por un relieve quebrado y montañoso compuesto por laderas rocosas con altas pendientes. El tramo a estudiar se ubica en las coordenadas geográficas: 5° 38'05'' N, 74° 02'42'' W.



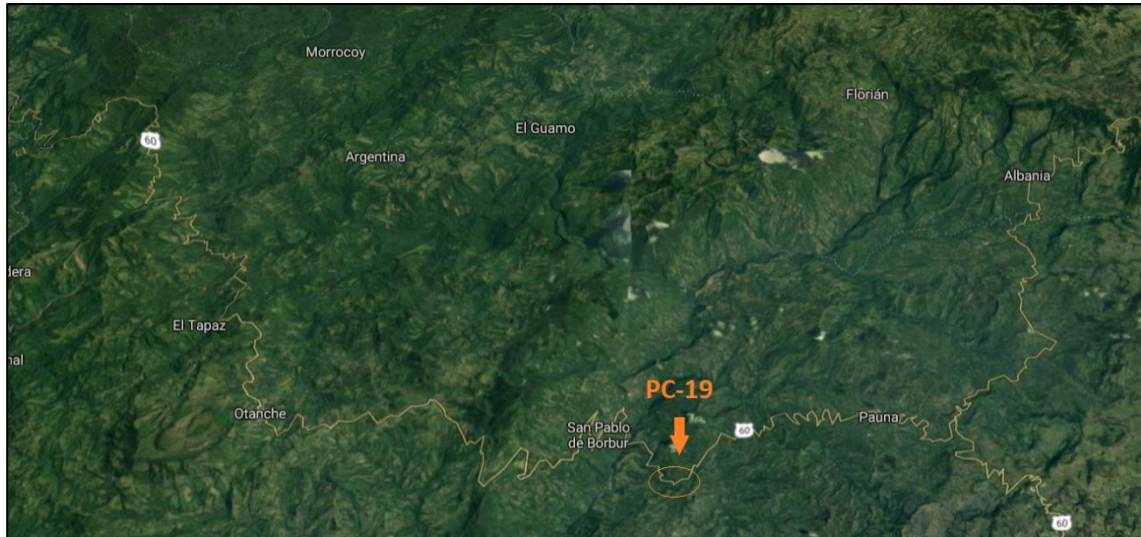


Figura 2. Localización del Punto de estudio englobado dentro de la región; Fuente: Google Earth

La carretera que discurre por el tramo presenta un mal estado de conservación, siendo una carretera sin pavimentar sin apenas señales y medidas de seguridad para los usuarios.

El tramo de estudio además de situarse en un entorno de laderas con fuerte pendientes, tiene diversas peculiaridades. Una de ellas es la localización del río Minero en la parte inferior de la ladera, dicho río tiene cierta relevancia para la zona y sus habitantes puesto que existen alrededor de él un número considerable de puestos de trabajo. Este hecho provoca que la carretera sea una vía de conexión muy utilizada entre los habitantes de la zona, realizando desplazamientos entre pequeños núcleos de población.

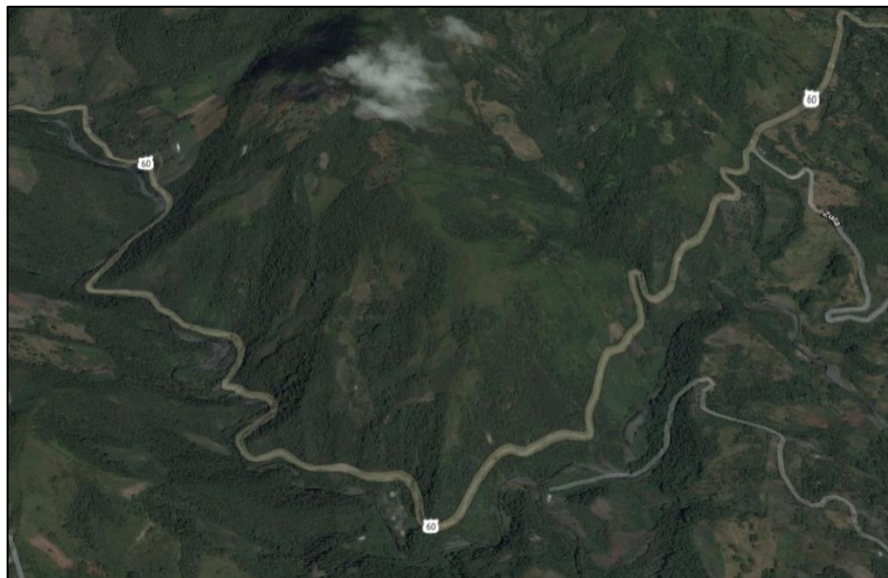


Figura 3. Localización exacta de la carretera; Fuente: Google Earth

Por otro lado, en el inicio del tramo se encuentra la entrada a una mina de esmeraldas explotada por diversas empresas del sector, que vierten a diario sobre el río Minero estériles y residuos sobrantes. Este hecho provoca que una parte de la población se dedique a lavar estos

residuos en busca de piedras preciosas, por lo que la afluencia de personas se ve incrementada por este hecho.

### 3. SITUACIÓN ACTUAL

La provincia de occidente se encuentra situado en la parte central del país, por ella transcurre la Ruta Nacional 60, la cual se divide en 3 tramos o comúnmente denominados transversales. En concreto el tramo de estudio se ubica en la Transversal de Boyacá, un corredor de la Red Nacional de Vías de Colombia diseñado para comunicar la región del Magdalena Medio con la Orinoquía, entre las localidades de Puerto Boyacá y Páez. Esta vía comunica importantes ciudades intermedias como Chiquinquirá y Miraflores con la ciudad de Tunja, la capital del departamento de Boyacá.

En la actualidad posee 380 km de longitud y es objeto de inversión por parte del gobierno colombiano con el objeto de mejorar las infraestructuras en la región. Esta mejora se ve motivada por las características de suelo del departamento, siendo muy apto para la producción de alimentos y la cría de ganado. Todo ello unido, provoca que la región necesita una mejora en las carreteras con el fin de mejorar la conectividad, facilitar su salida hacia otras regiones del país y reducir el tiempo de los desplazamientos.

No obstante, la realidad es distinta, debido a la alta inversión, así como por la complejidad de las obras que se deben llevar a cabo para reparar dicha troncal debido a derrumbes en las laderas, la transversal de Boyacá se ha situado como foco de las críticas por parte de los habitantes de la zona, reclamando mejoras para los diversos tramos que la componen.

Sin embargo, dichas mejoras no se están produciendo como era de esperar, con multitud de retrasos y obras que no se ejecutan de manera adecuada, lo cual provoca un amplio descontento entre la población local y un retraso en cuanto al avance económico y social de la región frente a otras zonas.

### 4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1) Web del instituto nacional de vías de Colombia (1º consulta enero de 2020). Enlace:

<https://www.invias.gov.co/>.

2) Visor de Mapas de carreteras de INVIAS (1º consulta enero 2020) Enlace en:

<https://hermes.invias.gov.co/carreteras/>.

3) Núñez, G.E (2015). *Vía transversal, puerta al desarrollo, al turismo y a la dignidad de Boyacá*.

Diario La Economía. Enlace en: <https://diariolaeconomia.com/regiones-y-fronteras/item/1200-via-transversal-puerta-al-desarrollo-al-turismo-y-a-la-dignidad-de-boyaca.html>





TRABAJO FINAL DE GRADO

*ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL  
PUNTO CRÍTICO Nº19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE  
LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)*

---

*ANEJO Nº2: ANEJO FOTOGRÁFICO*

**Titulación:** *Grado en Ingeniería Civil*

**Curso académico:** *2019/2020*

**Autor:** *Sergio Alba Quesada*

**Tutor:** *Francisco Javier Torrijo Echarri*

*Valencia, julio de 2020*



# ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. FOTOGRAFÍAS.....	3

## 1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se muestran fotografías reales tomadas por los equipos que trabajaron en la remodelación y reparación de la carretera durante el año 2016. Por otro lado, se han extraído fotografías de páginas web y documentos para ofrecer una visión de la situación de la zona

## 2. FOTOGRAFÍAS

A continuación, se muestran fotografías de la zona en la que se enclava el punto nº19 sobre el que versa el presente trabajo:

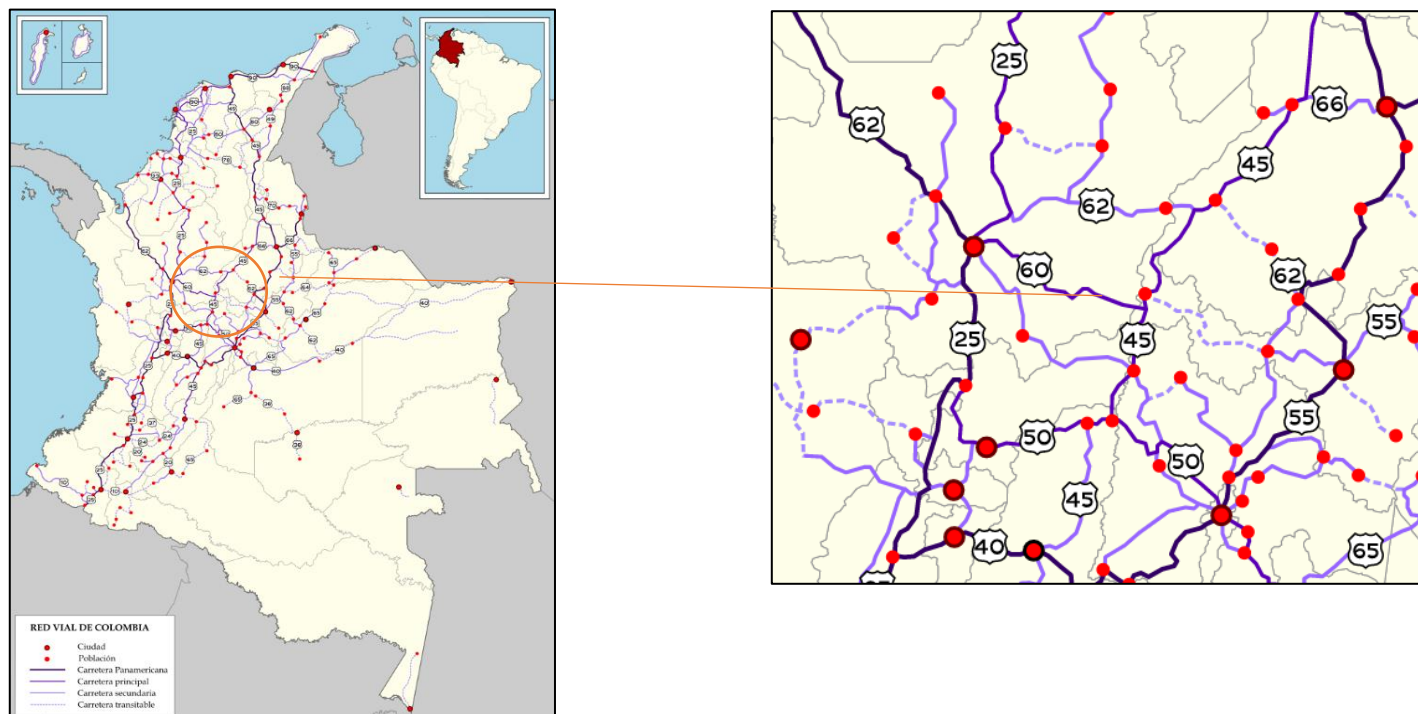


Figura 1. Localización de la ruta 60 en la red de carreteras de Colombia.

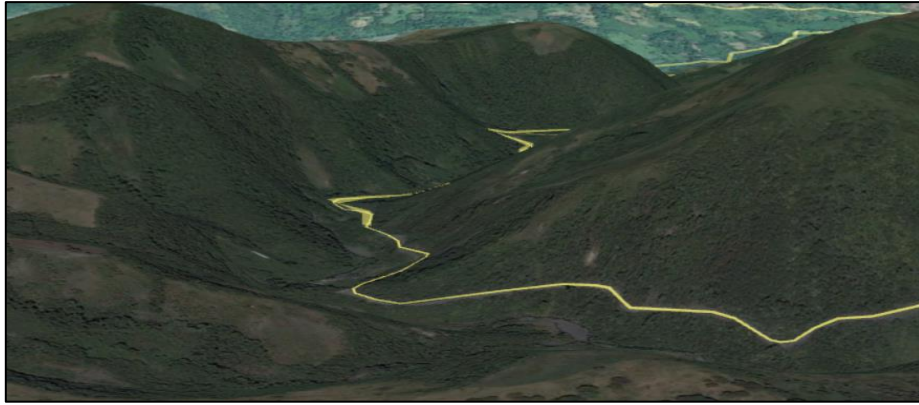


Figura 2. Orografía de la zona. Fuente: Google



Figura 3. Sectores con taludes compuestos por lutita



Figura 4. Talud inferior con elevada vegetación





Figura 5. Zona central de la vía



Figura 6. Testigos extraídos de los sondes



Figura 7. Localización de la Estación Geomecánica



Figura 8. Entrada a la mina de esmeraldas en el inicio de la curva, Fuente: Propia





TRABAJO FINAL DE GRADO

*ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL  
PUNTO CRÍTICO Nº19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE  
LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)*

---

*ANEJO Nº3: ESTUDIO GEOLÓGICO*

**Titulación:** *Grado en Ingeniería Civil*

**Curso académico:** *2019/2020*

**Autor:** *Sergio Alba Quesada*

**Tutor:** *Francisco Javier Torrijo Echarri*

*Valencia, julio de 2020*





## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1 OBJETIVO .....	3
1.2 ALCANCE DEL ESTUDIO .....	3
2. MARCO GEOLÓGICO Y LITOLÓGÍA.....	3
2.1 UNIDADES LITOLÓGICAS Y ESTRATIGRAFÍA .....	4
2.2 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL .....	5
2.3 GEOMORFOLOGÍA LOCAL.....	6
3. SISMOLOGÍA.....	7
4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	8

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 OBJETIVO

El objetivo del presente estudio es la caracterización geológica de la zona en la que se emplaza el punto crítico N.º 19 del tramo Otanche- Pauna de la carretera troncal de Boyacá. Esta caracterización se realizará tanto a nivel regional como a nivel local, con el objetivo de realizar posteriormente una campaña geotécnica y obtener la solución más acorde al tipo de terreno existente en la zona.

## 1.2 ALCANCE DEL ESTUDIO

El alcance del presente estudio comprende el análisis del marco geológico, en el cual se exponen las distintas unidades litológicas, la geomorfología, la geología regional y local de la zona de estudio.

# 2. MARCO GEOLÓGICO Y LITOLOGÍA

Con el objetivo de llevar a cabo la caracterización geológica de la zona de estudio se empleará el Mapa Geológico del Departamento de Boyacá, obtenido del servicio geológico de Colombia. En concreto se empleará la geología de la plancha 190 Chiquinquirá, la cual se adjunta en los apéndices a escala 1:100.000.

Esta plancha abarca la siguiente superficie:

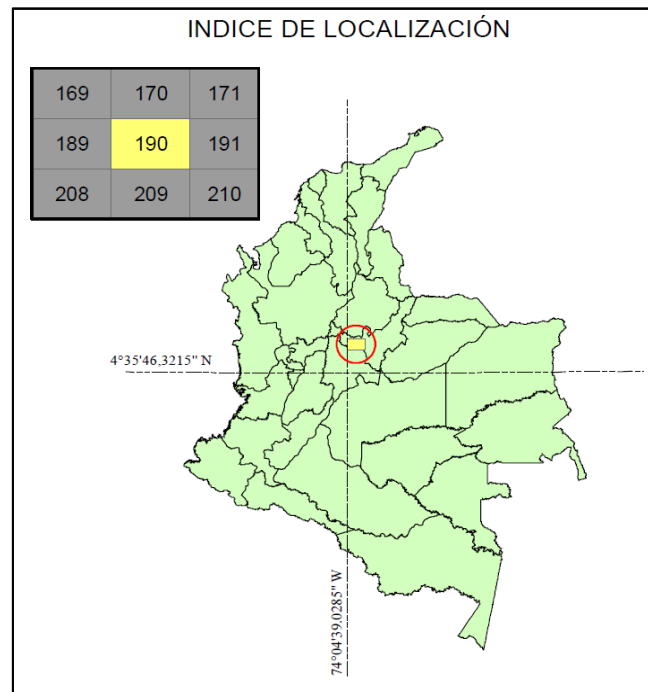


Figura 1. Localización de la Plancha 190 Chiquinquirá. Fuente: Servicio geológico de Colombia

Se observa que la plancha 190 caracteriza tanto una parte del departamento de Boyacá como del departamento de Cundinamarca.

El tramo a estudiar presenta una longitud aproximada de 190 metros ubicándose en el flanco oriental del Anticlinal de Muzo y a su vez en el flanco occidental de Sinclinal del Almedro. Respecto al ambiente de sedimentación es probable que se produjera una acumulación bajo un mar somero en un medio reductor con circulación restringida.

## 2.1 UNIDADES LITOLÓGICAS Y ESTRATIGRAFÍA

El esquema geológico regional de la zona de Pauna y alrededores, muestra en general materiales del cretácico inferior, cretácico superior, paleógeno y neógeno. En concreto en la zona de estudio encontramos la formación paja (K1p) perteneciente al cretácico inferior.

### Formación Paja

Se describe como una secuencia de lodolitas color gris oscuro rica en fósiles, también se observan arcillolitas abigarradas con nódulos y láminas de yeso evaporítico y limolitas silíceas en capas delgadas en su porción media.

La formación paja es una formación geológica del Mesozoico que data de las edades Hauteriviense hasta el aptiano tardío del Cretácico Inferior, propia de la parte central de Colombia. Esta formación se encuentra a lo largo de la zona de estudio como se observa en la siguiente imagen extraída de la plancha 190:

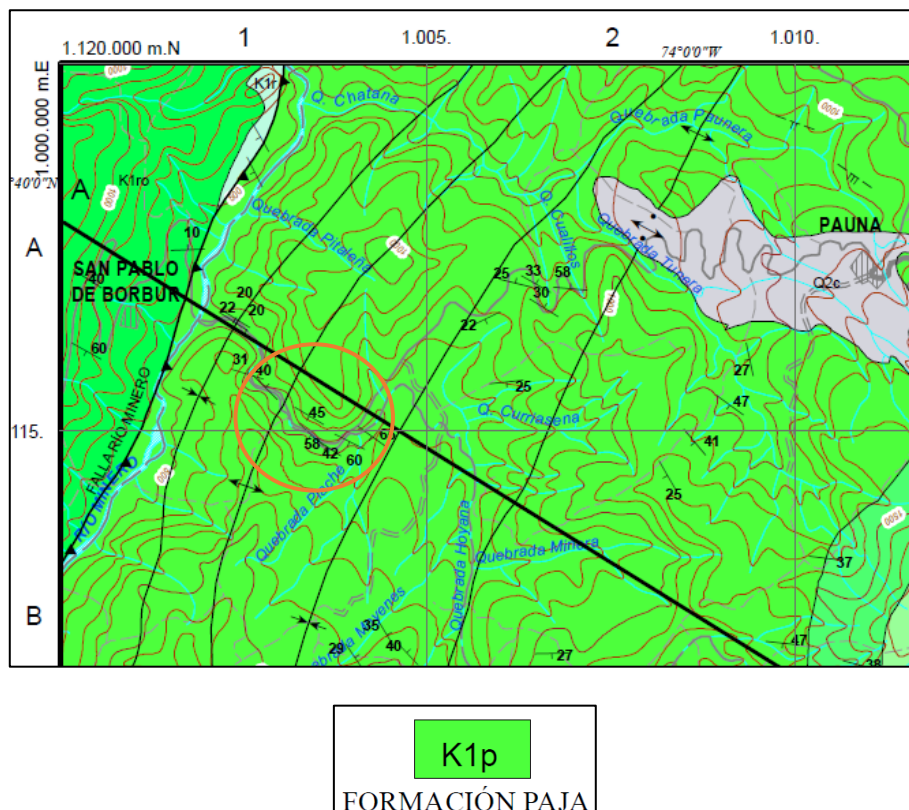


Figura 2. Mapa Geológico Regional a escala 1:100.000. Fuente: INGEOMINAS, 2005

Las unidades litológicas pertenecientes a la formación paja que afloran en la zona de estudio son:

#### Lodolitas

Es el material con mayor presencia en la zona de estudio, se observan lodolitas de color gris oscuro a negro, carbonosas y ricas en fósiles que afloran directamente a la superficie. Es un tipo de roca sedimentaria compuesta por arcillas y limos, siendo este término genérico para designar indistintamente las limolitas y arcillolitas.

#### Arcillolitas

Se observan lodolitas siliciclástica con una presencia dominante de arcillas. Este tipo de lodolita es una lodolita de grano más fino con presencia de minerales arcillosos.

#### Limolitas silíceas

Es común encontrar en el terreno de estudio limolitas en capas tubulares con laminación plana paralela. De forma general la limolita y la arcillolita se encuentran formando capas alternas.

#### Nódulos y Láminas de yeso evaporítico

En la porción media, se encuentran láminas de yeso evaporítico. Un tipo de roca sedimentaria originada a partir de la cristalización de sales de potasio asociadas a minerales como carbonatos y yeso, típicas de procesos de precipitación por evaporación de aguas marinas y con gran presencia en la parte central de Colombia.

## 2.2 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

El enclave en que se ubica el punto de estudio se caracteriza por un paisaje dominado por un relieve quebrado y montañoso dado por laderas rocosas con pendientes altas y relieve escarpado ha fuertemente quebrado. La presencia de cimas agudas y pendientes con sectores cubiertos parcialmente por coluviones es constante, conformando pendientes menores a las de las laderas rocosas.

El bloque estructural del sector de Pauna – Otanche se caracteriza como una zona tectónicamente compleja, con presencia de fallas regionales inversas de cabalgamiento, acompañadas de numerosos pliegues alargados con ejes en el mismo sentido de las fallas regionales, conocidos de este a oeste como:

- Anticlinal de Nazareth con dirección N40° E
- Sinclinal de Santa Bárbara
- Anticlinal de Coscuez y Sinclinal de Coscuez
- Falla del río Minero, cuya expresión en superficie tiene un trazo sinuoso en dirección general N 200 E
- Sinclinal del Almendro

- Anticlinal del Alto La Chapa
- Sinclinal y Anticlinal de Muzo
- Anticlinal de Pauna
- Sinclinal de Coper

A pesar de que no se detectó presencia de nivel freático en el enclave del punto de estudio, se destaca la proximidad del río Minero, el cual pertenece a la cuenca hidrográfica del río Magdalena.

### 2.3 GEOMORFOLOGÍA LOCAL

La zona de estudio se localiza al oeste del departamento de Boyacá, en el bloque estructural de Pauna-Otanche. En él se observan una serie de fallas regionales inversas de cabalgamiento, acompañadas de un gran número de pliegues alargados con ejes en el mismo sentido de las fallas regionales.

Es clara la presencia de fallas con trazos NE-SW, como la que evidencia el fuerte alineamiento del Río Minero en el sector y en otras localidades sobre la vía, siendo fallas de carácter inverso con una importante componente de rumbo y alto ángulo, en algunos casos enmascaradas bajo depósitos de ladera recientes y con acomodamientos neotectónicos que se reflejan en zonas muy tectonizadas e inestables, localmente estas lutitas presentan plegamientos menores que afectan la estabilidad del sector.

En la siguiente imagen se observan las diferentes fallas, así como sus dimensiones aproximadas:

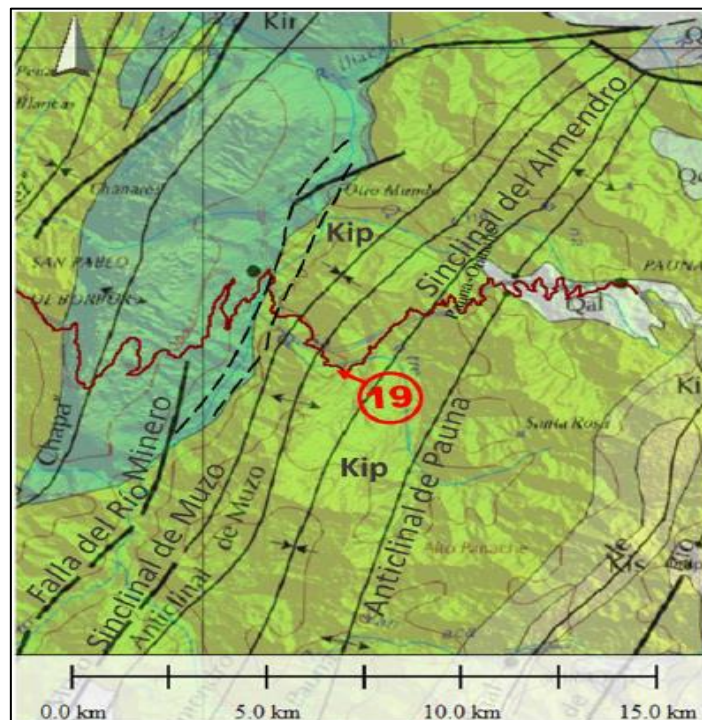


Figura 2. Detalle Geológico de la zona de estudio; Fuente: INGEOMINAS, 1999.

Observando el Mapa Geológico, de Este a Oeste en la proximidad a la zona de estudio encontramos las siguientes fallas:

- Falla del Río Minero con un trazo sinuoso en la dirección general N 200 E

Respecto a los pliegues, se encuentran numerosos pliegues alargados en el mismo sentido de las fallas de la Región en la zona de estudio:

- Sinclinal y Anticlinal de Muzo
- Sinclinal del Almendro
- Anticlinal de Pauna

### 3. SISMOLOGÍA

Para el estudio de la peligrosidad sísmica de la zona se consultará el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), en el cual se indican diversos datos de interés para conocer la sismología de la zona y sus condicionantes.

El punto de estudio se localiza en el departamento de Boyacá, en concreto en el municipio de San Pablo Borbur, consultado la NSR-10 encontramos los siguientes parámetros:

<b>Municipio</b>	<b>Aa</b>	<b>Av</b>	<b>Ae</b>	<b>Ad</b>	<b>Amax</b>	<b>Zona de amenaza sísmica</b>
San Pablo Borbur	0.15	0.15	0.15	0.08	0.18	Intermedia

Tabla 1. Parámetros sísmicos del municipio de Pauna. Fuente: NSR-10.

Aa: Aceleración horizontal pico efectiva

Av: Velocidad horizontal pico efectiva

Amax: Aceleración máxima

Ae: Aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada

Ad: Aceleración pico efectiva, para el umbral de daño

La NSR-10 dictamina en el apartado A.2.3 las zonas de amenaza sísmica presentes en Colombia, para ello establece una serie de rangos para clasificarlas:

#### Zona de amenaza sísmica baja

Lugares donde tanto Aa como Av son  $\leq 0.10$

#### Zona de amenaza sísmica intermedia

Lugares en donde Aa o Av, o ambos son  $\geq 0.10$  y ninguno de los dos excede de 0.20

### Zona de amenaza sísmica alta

Lugares en donde Aa o Av, o ambos son  $\geq 0.20$

En el caso de Pauna, los valores tanto para Aa como Av son de 0.15, por lo que se dictamina que la zona de amenaza sísmica es intermedia como se observa en el siguiente mapa:

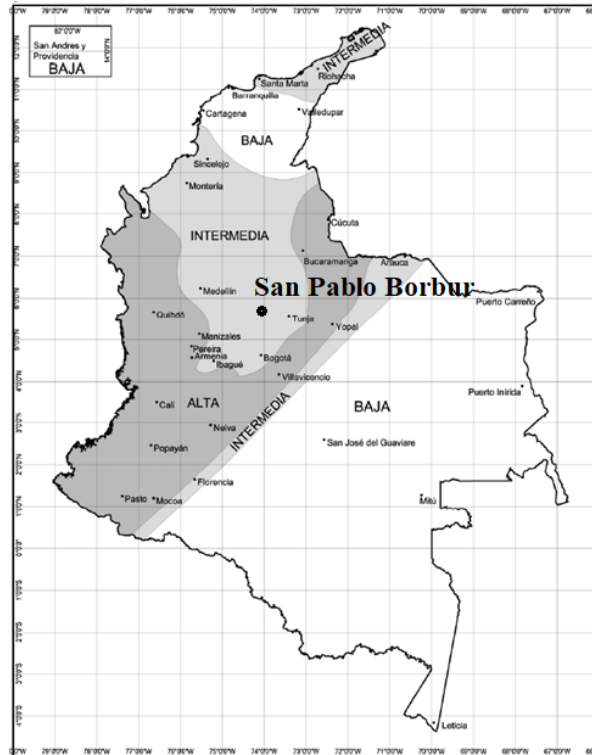


Figura 3. Zonas de amenaza sísmica en función de Aa y Av; Fuente: NSR-10

## 4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

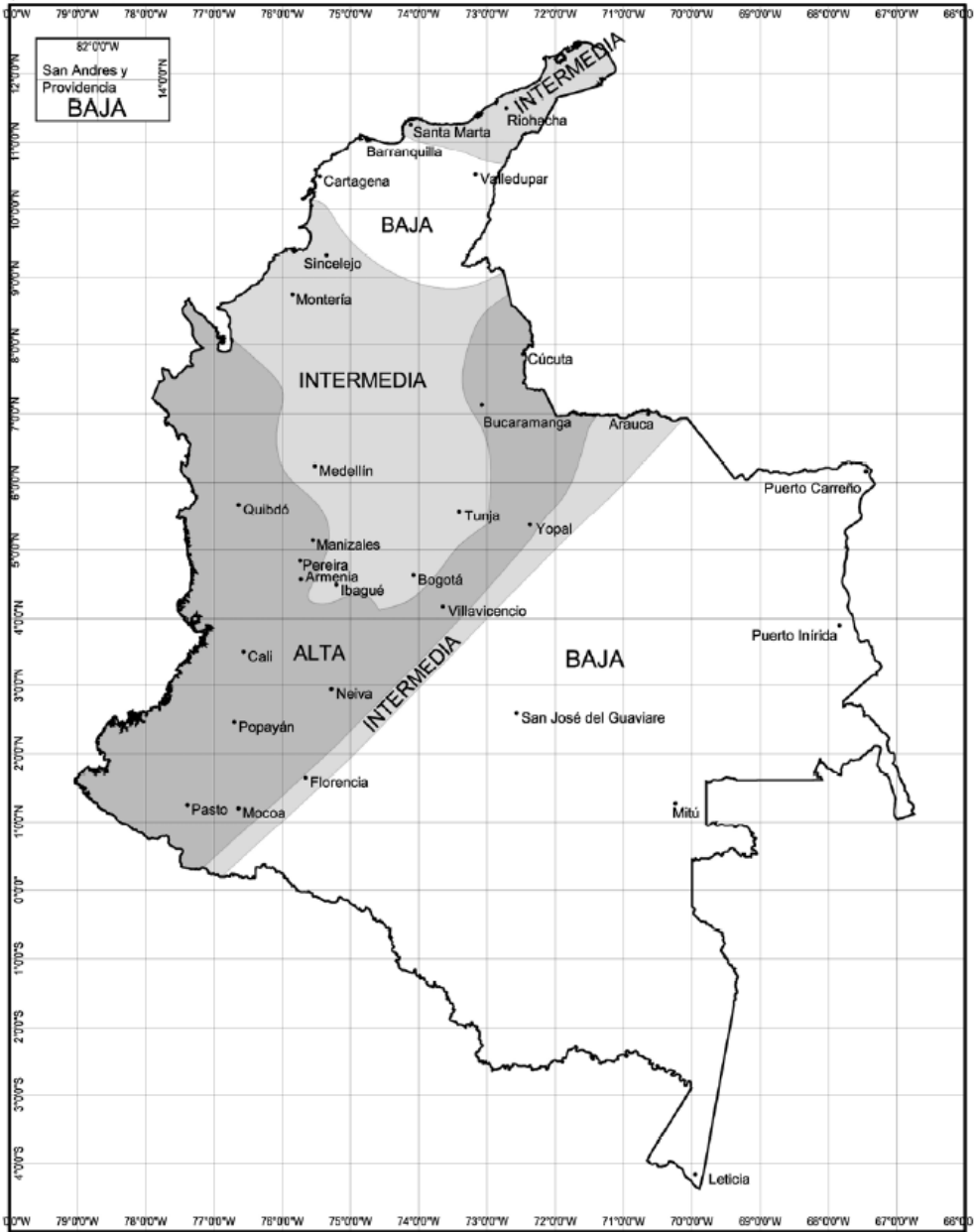
- 1) MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- 2) SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO (2005). *Geología de la Plancha 190 Chiquinquirá*.
- 3) INSTITUTO COLOMBIANO DE GEOLOGÍA Y MINERÍA (2006). *Geología del Cinturón Esmeraldífero occidental Planchas 169, 170, 189 y 190*.
- 4) INSTITUTO COLOMBIANO DE GEOLOGÍA Y MINERÍA (2006). *Memoria Geología del Cinturón Esmeraldífero occidental*.
- 5) SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO (2000). *Mapa Geológico del departamento de Boyacá*.
- 6) González, L.P.; Espinosa, A. B (2012). *Hallazgo de yacimientos de sales de potasio en Colombia*.







APÉNDICE II. ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA EN FUNCIÓN DE  $A_a$  Y  $A_v$





## TRABAJO FINAL DE GRADO

### *ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL PUNTO CRÍTICO N°19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)*

---

#### *ANEJO N°4: ESTUDIO GEOTÉCNICO*

**Titulación:** *Grado en Ingeniería Civil*  
**Curso académico:** *2019/2020*  
**Autor:** *Sergio Alba Quesada*  
**Tutor:** *Francisco Javier Torrijo Echarri*

*Valencia, julio de 2020*



# ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN .....	3
1.1 OBJETO .....	3
1.2 ALCANCE.....	3
1.3 LOCALIZACIÓN DEL PUNTO DE ESTUDIO.....	3
1.4 ANTECEDENTES.....	4
2. TRABAJOS REALIZADOS.....	5
2.1 TRABAJOS DE CAMPO .....	5
2.1.1 INTRODUCCIÓN.....	5
2.1.2 SONDEOS A ROTACIÓN.....	6
2.1.3 ESTACIÓN GEOMECÁNICA .....	8
2.1.4 CALICATAS MECÁNICAS.....	9
2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO .....	10
3. CARACTERÍSTICAS Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO .....	11
3.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO .....	12
3.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO SUPERFICIAL.....	14
3.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ROCA ALTERADA .....	15
4. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	15
4.1 INTRODUCCIÓN .....	15
4.2 SECTORES .....	16
4.2.1 SECTOR 1, HASTA EL PK 0+110.....	16
4.2.2 SECTOR 2, A PARTIR DEL PK 0+110 .....	17
4.3 INESTABILIDAD DE TALUDES .....	17
4.3.1 REPRESENTACIÓN DE LOS DATOS .....	18
4.3.2 ROTURA PLANA O PLANAR SLIDING.....	19
4.3.3 ROTURA POR CUÑA O WEDGE SLIDING .....	21
4.3.4 ROTURA POR VUELCO O TOPPLING .....	23
5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	25

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 OBJETO

El objeto del presente informe geotécnico es el análisis y descripción geotécnica de la zona de estudio en la que se ubica el punto crítico N°19 situado en el kilómetro 33+900 - 34+090 de la carretera troncal de Boyacá en el tramo Otanche-Pauna (Colombia).

## 1.2 ALCANCE

El estudio comprende una breve descripción de la geología y litología de los materiales que forman el subsuelo, una descripción de los trabajos de campo y de los ensayos realizados, así como sus resultados y la caracterización geotécnica de los materiales que se encuentran en los taludes del margen de la vía.

## 1.3 LOCALIZACIÓN DEL PUNTO DE ESTUDIO

Las características del punto de estudio son las siguientes:

Designación del punto crítico	PC 19
Punto kilométrico del trazado de la ruta	33+900 a 34+090
Carretera	Otanche-Chiquinquirá
País	COLOMBIA
Departamento	BOYACÁ
Municipio	PAUNA
Coordenadas (UTM MAGNA SIRGAS)	1003506/1114949
Plancha IGAC	190-I-A

Tabla 1. Características del punto de estudio. Fuente: Propia

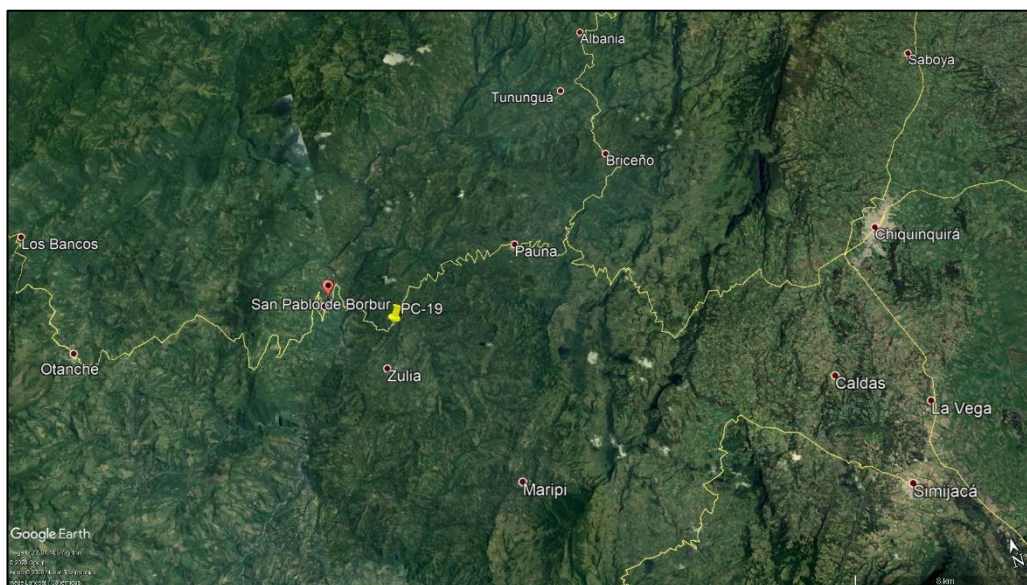


Figura 1. Localización del punto de estudio. Fuente: Google Earth



Figura 2. Localización detallada del punto de estudio. Fuente: Google Earth

## 1.4 ANTECEDENTES

No se dispone de una campaña de exploración del subsuelo procedente de la información de antecedentes recibida. Por otro lado, no se ha encontrado información geotécnica específica de esta zona.

No obstante, existe un documento en el que se caracteriza el ámbito de estudio de la zona de manera superficial:

- “PROYECTO ESTUDIOS Y DISEÑOS, GESTIÓN SOCIAL, PREDIAL, AMBIENTAL Y MEJORAMIENTO DEL PROYECTO TRANSVERSAL DE BOYACÁ”, redactado en 2010 y con la siguiente caracterización del ámbito de estudio:

Sector	Tipo de suelo o roca	Morfología	Proceso erosivo presente	Potencialidad
Sector paralelo a la Q, Planche	Lutitas calcáreas intercaladas con niveles de arenisca arcillosa, ocasionales paquetes de caliza	Contrapendiente estructural de morfología moderada a fuerte	Ocasional caída de bloques. No existe bombeo de aguas, socavamiento del talud inferior	Aumento en la caída de bloques

## 2. TRABAJOS REALIZADOS

### 2.1 TRABAJOS DE CAMPO

#### 2.1.1 INTRODUCCIÓN

El punto crítico nº 19 es un tramo curvo de carretera de 190 m de longitud en el cual encontramos un camino de acceso a una mina de esmeraldas, siendo este un punto singular del trazado. La ladera adyacente a la carretera se presenta abrupta, compuesta por lutitas recubiertas por suelos coluviales. Para la elaboración del presente estudio y con el fin de considerar los condicionantes expuestos anteriormente, se cuenta con los datos e imágenes de 3 trabajos distintos:

- 2 sondeos mecánicos verticales a rotación
- 2 calicatas
- 1 estación geomecánica

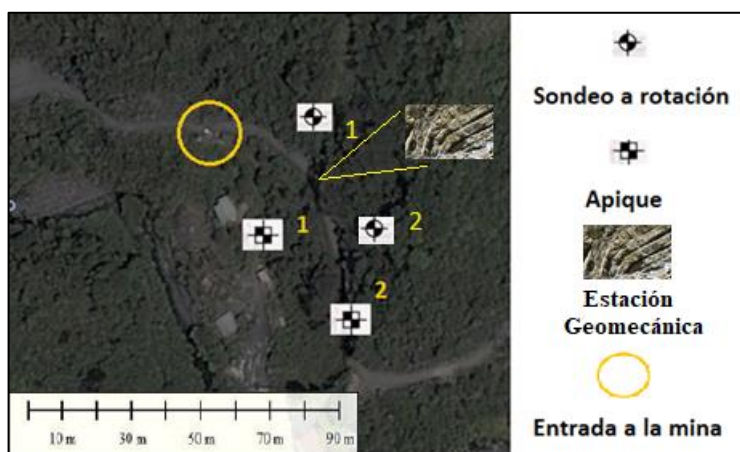


Figura 3. Localización detallada del punto de estudio. Fuente: Google Earth

A continuación, se indica las coordenadas de los diferentes trabajos que se realizaron:

Trabajo	Coordenadas
Sondeo 1	5° 38'07'' N, 74°02'42'' W
Sondeo 2	5° 38'04'' N, 74°02'41'' W
Calicata 1	5° 38'05'' N, 74° 02'44'' W
Calicata 2	5° 38'03'' N, 74° 02'41'' W
Estación Geomecánica	5° 38'05'' N, 74° 02'42'' W

Tabla 2. Coordenadas de los trabajos de campo. Fuente: Propia

En primer lugar, se realizaron 2 calicatas mediante el uso de retroexcavadora común. La calicata nº1, mostró un relleno fino granular poco consolidado, otro clastosoportado de gravas y fragmentos de lutita, sobre bloques dislocados de lutitas alteradas.

En el caso de la calicata nº2, mostró varias capas de rellenos granulares sobre bloques dislocados, alterado y oxidados de lutitas laminadas. La litología de las calicatas se mostrará en las siguientes páginas.

Por otro lado, en la zona de estudio se llevó a cabo un sondeo mecánico vertical a rotación de 10 metros de profundidad junto a un sondeo complementario que se detallará más adelante.

## 2.1.2 SONDEOS A ROTACIÓN

### Sondeo 1

Se realizó un sondeo mecánico de 10 m de profundidad con un diámetro de 76 mm de perforación y un testigo de 72 mm, arrojando los siguientes resultados:

Profundidad	Litología	Descripción del suelo
0		Material granular angular de color negro, con alto contenido de arenas y finos del mismo color. Alta presencia de arcillas
0,25		
0,5		
0,75		
1		
1,25		
1,5		
1,75		Material de formación de color negro con presencia de lutitas de color negro, materiales de consistencia muy dura, plasticidad baja, contiene material de arcillas y limos de color amarillo
2		
2,25		
2,5		
2,75		
3		
3,25		
3,5		Materiales de la formación paja, compuestos por lutitas negras con nódulos arenosos, limolitas arenosas y algunos niveles de areniscas arcillosas y calizas en capas delgadas, de consistencia dura y baja plasticidad
3,75		
4		
4,25		
4,5		
4,75		
5		
5,25		
5,5		
5,75		
6		
6,25		
6,5		
6,75		
7		
7,25		
7,5		
7,75		
8		
8,25		
8,5		
8,75		
9		
9,25		
9,5		
9,75		
10		

Figura 4. Columna del sondeo a rotación 1. Fuente: Propia

Se detectó la presencia de rellenos y suelos hasta 2 m de profundidad, tapizando un macizo rocoso fracturado formado por los materiales de la formación Paja.

### Sondeo 2

Posteriormente, se realizó otro sondeo a rotación de 15 metros de profundidad con un diámetro de perforación de 72 mm y un testigo de 63.5 mm, con el fin de complementar el estudio geotécnico y obtener más información. En concreto el segundo sondeo se sitúa en la zona de cimentación de la estructura.



Profundidad	Litología	Descripción del suelo
0		<p><b>Depósito coluvial.</b> Depósito matriz soportado, conformado por gravas de tamaño menor a 7 cm, subangulosos a subredondeados. Los clastos corresponden a rocas fácilmente disgregables con la mano, de color gris.</p> <p>La matriz la constituye una arcilla plástica de color gris. Se observan variaciones de color, como amarillo, rojo y negro, correspondientes a zonas de mayor alteración debido al agua, teniendo una relación matriz/clastos 60/40.</p>
0,5		
1		
1,5		
2		
2,5		
3		
3,5		
4		
4,5		
5		
5,5		
6		
6,5		
7		
7,5		
8		
8,5		
9		
9,5		
10		
10,5		
11		
11,5		
12		
12,5		
13		
13,5		
14		<p><b>Lutitas.</b> Roca sedimentaria sana, con estratificación planar, de color negro a gris oscuro, que evidencia intercalaciones de arcillolitas con lentes de limolitas. Se observan altos contenidos en carbonatos y grafito. Se trata de una roca de baja competencia y dureza, con intenso fracturamiento (muy frágiles), con fractura irregular a planar</p>
14,5		
15		
15,5		
16		
16,5		
17		
17		

Figura 5. Columna del sondeo a rotación 2. Fuente: Propia



Figura 6. Testigos del sondeo a rotación 2. Fuente: Propia



El testigo extraído se dividió en 5 cajas con 3 metros de muestra cada uno. Tras la extracción, el testigo muestra 13,6 m de material, formado por materiales lutíticos muy alterados y fragmentados en una matriz arcillosa, sobre un macizo rocoso fracturado formado por lutitas con estratificación planar como se muestra en las fotografías.

La pérdida de material se encuentra en los primeros metros del sondeo, en concreto en las cajas 1 y 2 con un 88% y un 96% de material recuperado respectivamente.

### 2.1.3 ESTACIÓN GEOMECÁNICA

Se ha llevado a cabo una estación geomecánica junto al margen interior de la vía en el sector 1 con el fin de establecer en el afloramiento rocoso una zona de observación en la que realizar un estudio sobre el tipo de roca presente, las condiciones de alteración y demás observaciones.

Entre los datos más significativos encontramos los valores medios obtenidos de la dirección de buzamiento y buzamiento de la familia de diaclasas y de los planos de estratificación presentes en el macizo, con el fin de conocer que discontinuidades afectan a la roca y cuál es su orientación preferente.

En la siguiente tabla se muestran los datos citados anteriormente:

Sitio	19	Punto GPS	GM 19.1									
Tipo	Dir Buz	Buz	Frecuencia	Longitud (M)	Abertura	Rugosidad	Relleno	Alteración	Humedad	Superficie	Observación	
Estratificación	130	55	1cm	5 - 10M	-----	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable	
Estratificación	135	63	1cm	5 - 10M	-----	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable	
Diaclasa 1	320	38	50cm	3 - 5M	1 - 2mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable	
Diaclasa 1	352	35	50cm	3 - 5M	1 - 2mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable	
Diaclasa 1	357	45	200cm	1M	1 - 2mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable	
Diaclasa 2	23	30	200cm	1M	1 - 2mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable	
Diaclasa 2	24	40	20cm	1 - 3M	0 - 1mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable	
Diaclasa 2	10	63	20cm	1 - 3M	0 - 1mm	Baja	Arcilla	Alta	Baja	Plana lisa	Desfavorable	

Figura 7. Resultados obtenidos por la estación geomecánica. Fuente: Propia

Los datos tomados por la estación geomecánica se utilizarán para el análisis de la estabilidad de taludes.



Figura 8. Localización de la estación geomecánica. Fuente: Propia

## 2.1.4 CALICATAS MECÁNICAS

### Calicata 1

La calicata nº1 se ejecutó con una profundidad de 1 metro. En ella se aprecian los siguientes materiales:

<b>Profundidad</b>	<b>Material</b>
0-0.15 metros	Relleno fino granular de lodolitas negras
0.15-0.25 Metros	Relleno granular de gravas de arenisca en matriz limosa de color amarillo
0.25-0.55 Metros	Relleno clastosoportado de lutitas negra grises laminada en fragmentos de hasta 20 cm en matriz lodosa
0.55-0.8 Metros	Bloques dislocados de lodolitas laminadas en matriz lodosa
0.8-1 metros	Lodolita con laminación plana paralela meteorizada altamente oxidada

Tabla 3. Descripción de la calicata nº1. Fuente: Propia

En la siguiente foto se observa en la fotografía de la izquierda un relleno fino granular, mientras que en la fotografía derecha se aprecian bloques dislocados de lodolitas meteorizadas.

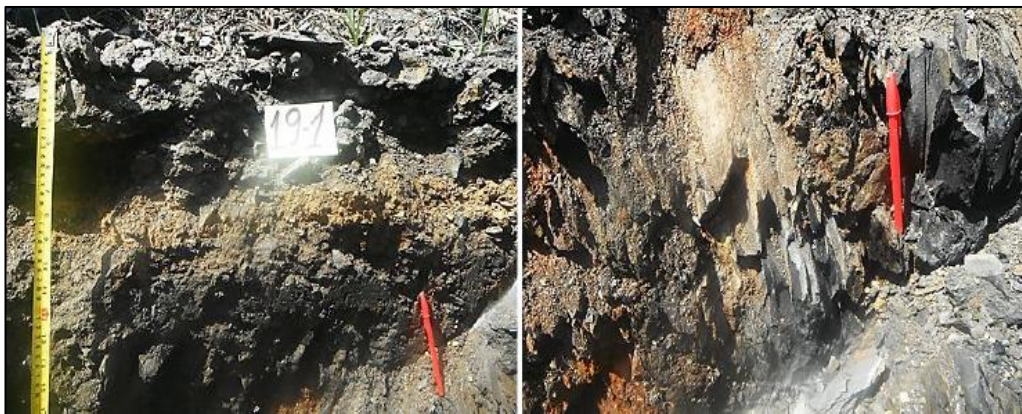


Figura 9. Emplazamiento de la calicata nº1. Fuente: Propia

### Calicata 2

La calicata nº2 se ejecutó con una profundidad de 1,4 metros. En ella se aprecian los siguientes materiales:

<b>Profundidad</b>	<b>Material</b>
0-0.2metros	Relleno fino granular semicompactado con matriz lodosa y fragmentos de lutita
0.2-0.35 Metros	Relleno granular semicompactado, contiene fragmentos de varios centímetros de limolitas y areniscas
0.35-0.70 Metros	Relleno grueso granular compuesto por fragmentos centimétricos de lutitas, lodolita laminada en matriz lodosa de color gris oscuro
0.70-1.1 metros	Bloques dislocados basculados de lodolita laminada de color gris oscuro
1.1-1.4 metros	Capas delgadas de lodolita con laminación plano-paralela de color negro con algunos niveles de nódulo calcáreos

Tabla 4. Descripción de la calicata nº2. Fuente: Propia

En la siguiente fotografía se observan rellenos delgados de fragmentos de lutita en matriz li-mosa alterada, sobre bloques de lutitas en la zona en la que se ejecutó la segunda calicata.

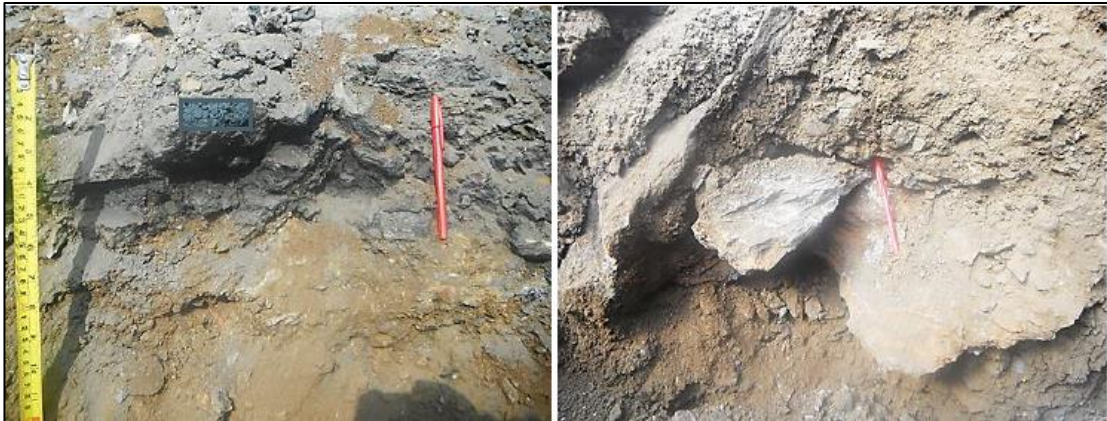


Figura 10. Emplazamiento de la calicata nº2. Fuente: Propia

## 2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Tras realizar los distintos trabajos de campo, se obtuvieron diversas muestras para ser analizadas en profundidad y arrojar parámetros característicos del terreno.

Dichos parámetros servirán para caracterizar geotécnicamente el terreno que se encuentra en la zona, tanto el macizo rocoso como el suelo superficial. En concreto se realizaron los siguientes ensayos para cada trabajo de campo:

### Sondeo 1

- Granulometría
- Ensayo Peso Seco ( $\gamma_{seco}$ ) y Peso Total ( $\gamma_{total}$ )
- Ensayo Compresión simple (en Kpa,  $kg/cm^2$  y libras por pulgada cuadrada (PSI))

### Sondeo 2

- Granulometría
- Límites de Atterberg (LL, LP e IP)
- Humedad
- Ensayo Peso Seco ( $\gamma_{seco}$ ) y Peso Total ( $\gamma_{total}$ )
- Clasificación USCS
- Ensayo SPT

### Calicata 2

- Humedad óptima corregida
- Peso unitario seco
- Límites de Atterberg (LL, LP e IP)

- Clasificación USCS

Ensayos	Sondeo 1				Sondeo 2	
	M2	M4	M6	M7	M1	M2
<b>Granulometría (%)</b>						
Nº4	2,7	22,6			70,9	78,2
Gravas	97,3	77,4			29,1	21,8
Arenas	2,2	17,2			25,3	19,9
Finos	0,5	5,4			45,6	58,3
<b>Compresión simple</b>						
MPa			23,90	15,60		
Kg/cm <sup>2</sup>			243,60	159,20		
PSI			3468	2266		
<b>Peso Seco (t/m<sup>3</sup>)</b>	2,16			2,08	2,13	
<b>Peso Total (t/m<sup>3</sup>)</b>	2,42			2,13	1,89	
<b>Humedad (%)</b>					12,7	
<b>Límite Líquido (%)</b>					22,2	20,2
<b>Límite Plástico (%)</b>					20,1	17,4
<b>Índice de Plasticidad (%)</b>					2,1	2,8
<b>Clasificación USCS</b>					GM	GL
<b>Ensayo SPT (valor medio)</b>					23	

Tabla 5. Resultados de los sondeos. Fuente: Propia

M: Muestra

Ensayos	Calicata 2
<b>Peso Unitario Seco máximo corregido (kN/m<sup>3</sup>)</b>	19,75
<b>Límite Líquido (%)</b>	25
<b>Límite Plástico (%)</b>	17
<b>Humedad óptima corregida (%)</b>	12,7
<b>Índice de Plasticidad (%)</b>	8
<b>Clasificación USCS</b>	GP-GM

Tabla 6. Resultados de la calicata 2. Fuente: Propia

### 3. CARACTERÍSTICAS Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO

De forma previa a la caracterización geotécnica del emplazamiento sobre el que se asienta la solución propuesta, es necesario aclarar que existen dos sectores diferenciados dentro de la zona de estudio. Se tiene:

#### **Primer sector (Desde el PK 0+30 hasta el PK 0+110)**

Caracterizado por un contexto rocoso con pendientes superiores a 40-45º de forma general.



### Segundo sector (A partir del PK 0+110 hasta el final del tramo, PK 0+140)

Predominan los suelos coluviales y pendientes menos acentuadas que en el primer sector (menores a 40°).

## 3.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO

El macizo rocoso que aflora está formado por materiales lutíticos con intercalaciones de areniscas carbonatadas y discontinuidades con buzamientos desfavorables.



Figura 11. Primer sector del estudio. Fuente: Propia

Para caracterizar el macizo rocoso se utilizará la clasificación geomecánica de Bieniawski, la cual se basa en 5 parámetros con una puntuación variable para cada uno de ellos como se muestra a continuación:

- Resistencia Roca Sana (Mpa)
- RQD:  $\frac{\sum \text{Testigos o núcleos de sondeo de longitud mayor a 10cm}}{\text{Longitud total de la maniobra}} 100\%$
- Presencia de agua
- Estado de las juntas
- Separación de las juntas

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos del sector 1, se indica un valor de resistencia a compresión simple de la matriz rocosa de 15 MPa. Dicho valor se considera representativo de una matriz sana para una matriz rocosa lutítica con un alto contenido en carbonatos. Se destaca también una ligera presencia de humedad en el macizo, pero sin presencia de nivel freático próximo en la zona.

Se destaca un valor de RQD inferior al 50% lo cual indica el grado de fracturación del macizo rocoso, en el rango de valores 25-50 encontramos una calidad del macizo rocoso pobre. A continuación, se muestra cómo se obtuvo el índice RMR:

RESISTENCIA ROCA SANA (MPa)	< 1	1 - 5	5 - 25	25 - 50	50 - 100	100 - 250	> 250
	0	1	2	4	7	12	15
RQD (%)	< 25	25 - 50	50 - 75	75 - 90	90 - 100		
	3	8	13	17	20		
SEPARACIÓN JUNTAS (cm)	< 6	6 - 20	20 - 60	60 - 200	> 200		
	5	8	10	15	20		
ESTADO DE LAS JUNTAS	relleno blando e < 5 mm continuas	relleno e < 5 mm abiertas continuas	lig rugosas e < 1 mm borde blando	lig rugosas e < 1 mm borde duro	muy rugosas discontinuas borde sano		
	0	10	20	25	30		
PRESENCIA DE AGUA	FLUJO	GOTEO	HÚMEDO	LÍG.HUM	SECO		
	0	4	7	10	15		
BASE ROCK MASS RATING (RMR <sub>base</sub> ) =						53	

Figura 12. Resultado del índice RMR. Fuente: Propia

CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI o RMR					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	≤20

Tabla 7. Clasificación geomecánica de Bieniawski. Fuente: Propia

En relación con la clasificación de Bieniawski, se observa que estamos ante un macizo de media a buena calidad, con un valor de RMR de 53.

Por otro lado, a partir del RMR se decidió calcular el índice GSI. El índice de resistencia geológica fue desarrollado por Hoek en 1994 para subsanar los problemas detectados con el uso del RMR para evaluar la resistencia de macizos rocosos según el criterio generalizado de Hoek-Brown.

Para obtener dichos parámetros se suele utilizar la gráfica de caracterización del macizo rocoso en función de los bloques, la trabazón y las condiciones de las juntas. No obstante, ya que se ha calculado el valor de RMR, se aplicará una fórmula en base a éste para obtener el valor de GSI:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \text{ (para valores de RMR } > 23)$$

Obteniendo un valor de 48 (los valores se sitúan en un rango de 1-100).



Desde el punto de vista geotécnico y con el fin de caracterizar el macizo rocoso se ha adoptado el criterio de Hoek y Brown, el cual permite la obtención de los parámetros de cálculo necesarios. A partir de este criterio, del programa RockData, de las diferentes consultas realizadas y de las observaciones realizadas en campo se tienen los siguientes valores:

<b>Resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (<math>\sigma_{ci}</math>)</b>	15 MPa
<b>Parámetro de la roca intacta (<math>m_i</math>)</b>	9
<b>Índice de resistencia geológica (GSI)</b>	48
<b>Factor de perturbación (D)</b>	0
<b>Peso unitario (<math>kN/m^3</math>)</b>	22

Tabla 8. Parámetros de cálculo macizo rocoso. Fuente: Propia

### 3.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO SUPERFICIAL

El terreno superficial aflora de forma delgada en el primer sector, no obstante, en el segundo se observa un estrato con mayor potencia compuesto de rocas lutíticas descompuestas, así como de fragmentos rocosos duros dentro de una matriz limosa de muy baja plasticidad a pesar de disponer un elevado contenido en finos.

Esta caracterización se debe a la meteorización del macizo, así como a los movimientos de flujo a lo largo de la historia morfológica del lugar de estudio, afectados por circulaciones de agua y abundante actividad orgánica relacionada con la vegetación presente en todo el lugar.



Figura 13. Vegetación en la zona. Fuente: Propia

En función de los resultados de ensayos de laboratorio llevados a cabo, de la observación de estos materiales en campo, de los ensayos de penetración y del ángulo de reposo que adoptan en la ladera de hasta 40°, se adoptan los siguientes parámetros de cálculos para los suelos más superficiales:

- $c=10$  kPa
- $\phi =33^\circ$
- $ru=0.10$
- $\gamma= 18$  kN/m<sup>3</sup>

En el caso del primer sector en el que se llevó a cabo el sondeo nº1, se detectó un suelo superficial con las siguientes características basadas en ensayos, consultas y observaciones de campo:

- $c=10$  kPa
- $\phi =30^\circ$
- $ru=0.10$
- $\gamma= 19$  kN/m<sup>3</sup>

### 3.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ROCA ALTERADA

En el segundo sector, entre el estrato nº1 de suelo coluvial y el estrato nº3 de roca sana detectada en profundidad, se encuentra un estrato de material lutítico con un alto grado de alteración y fragmentación con un espesor entre los 6-7 metros.

Desde el punto de vista geotécnico y con el fin de caracterizar coherentemente los afloramientos se ha adoptado el criterio de Hoek y Brown, el cual permite la obtención de los parámetros de cálculo necesarios. A partir de este criterio, del programa RockData y de las consultas y observaciones realizadas en campo se tienen los siguientes valores:

<b>Resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (sigci)</b>	5 MPa
<b>Parámetro de la roca intacta (mi)</b>	9
<b>Índice de resistencia geológica (GSI)</b>	25
<b>Factor de perturbación (D)</b>	0
<b>Peso unitario (kN/m<sup>3</sup>)</b>	20

Tabla 9. Parámetros de cálculo macizo rocoso. Fuente: Propia

## 4. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES

### 4.1 INTRODUCCIÓN

La implantación del trazado de la carretera hacia el interior de la ladera necesaria para salvar la valla y la entrada a la mina que se encuentra en el inicio de la curva de estudio, conlleva la formación de desmontes en ambos sectores, en los que predominan macizos rocosos en el primer sector, y materiales tipo suelo y rocas con un alto grado de alteración en el segundo sector.

Con el objetivo de limitar el movimiento de tierras y rellenos, se proyecta una excavación de taludes verticales, los cuales necesitan medidas estabilizadoras en ambos sectores como se comprobará en los siguientes apartados. Estas medidas estabilizadoras mediante el uso de paneles prefabricados con anclajes activos, permitirán la formación de taludes de 4 a 8 metros de altura en el primer sector (sector rocoso) y de 2 a 4 metros en el segundo (suelos coluviales).

## 4.2 SECTORES

### 4.2.1 SECTOR 1, HASTA EL PK 0+110

En el primer sector aflora un macizo rocoso con un buzamiento de las discontinuidades muy desfavorable, formado por lutitas fracturadas de color negro bajo una capa superficial de suelo eluvial-coluvial de un espesor entre 1 y 2 metros dependiendo del PK en el que se observe. La pendiente en este sector se encuentra en general por encima de los 40-45°, llegando hasta los 90°.

Realizando un modelado en 2D del perfil representativo de la ladera y analizando la estabilidad de la ladera utilizando el programa Slide de la casa Rocscience, se observa un factor de seguridad por debajo de los límites recomendados para el análisis de la situación tanto en condiciones normales como en condiciones sísmicas extremas.

Las condiciones sísmicas se basan en un coeficiente de 0.09 en dirección horizontal y de 0.045 en vertical. Para el coeficiente horizontal se ha utilizado  $\frac{1}{2} * Amax$  y en el caso del coeficiente vertical  $\frac{1}{4} * Amax$ , siendo la  $Amax$  en la zona de estudio de 0.18.

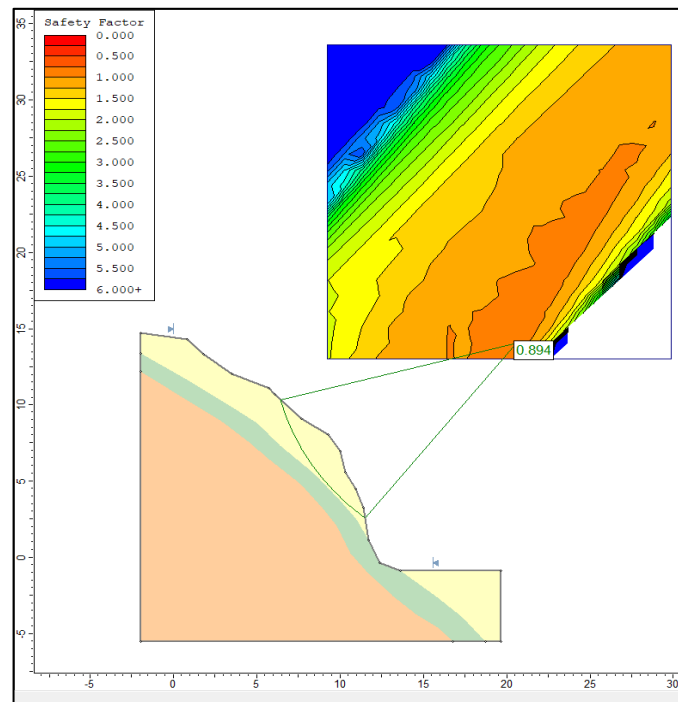


Figura 14. Factor de seguridad con sismo del perfil 1. Fuente: Dips

Se tiene un factor de seguridad de 0.894 en el caso de condiciones normales y un factor de seguridad de 0.789 en el caso de condiciones sísmicas extremas.

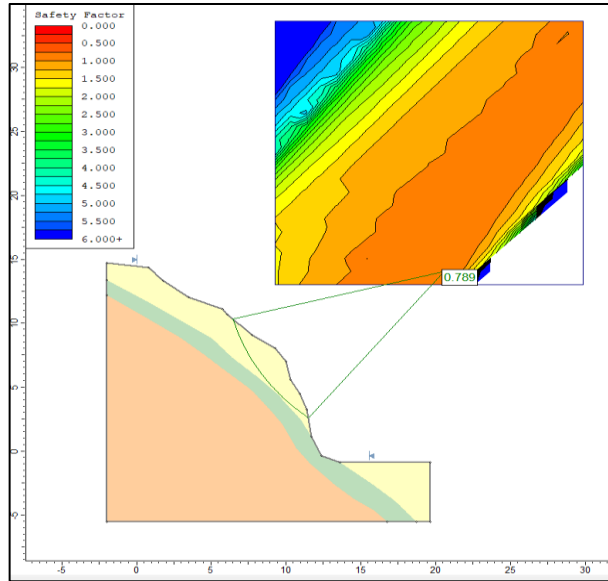


Figura 15. Factor de seguridad sin sismo del perfil 1. Fuente: Dips

A tenor del perfil del terreno podemos indicar que, debido a los desmontes necesarios, la elevada pendiente en la que existe riesgo de desprendimientos rocosos y los factores de seguridad calculados, si se pretende ampliar el ancho del vial y ejecutar un talud, van a ser necesarias medidas de estabilización para la ladera en el sector 1.

#### 4.2.2 SECTOR 2, A PARTIR DEL PK 0+110

En el segundo sector formado por suelos coluviales sobre rocas alteradas, encontramos pendientes más tendidas de 40-45°, produciéndose una situación de equilibrio estricto. Empleando de nuevo el programa Slide y modelando una ladera representativa de este sector, se obtiene un factor de seguridad de 1.189 en condiciones normales y un factor de seguridad de 1.036 en condiciones sísmicas extremas.

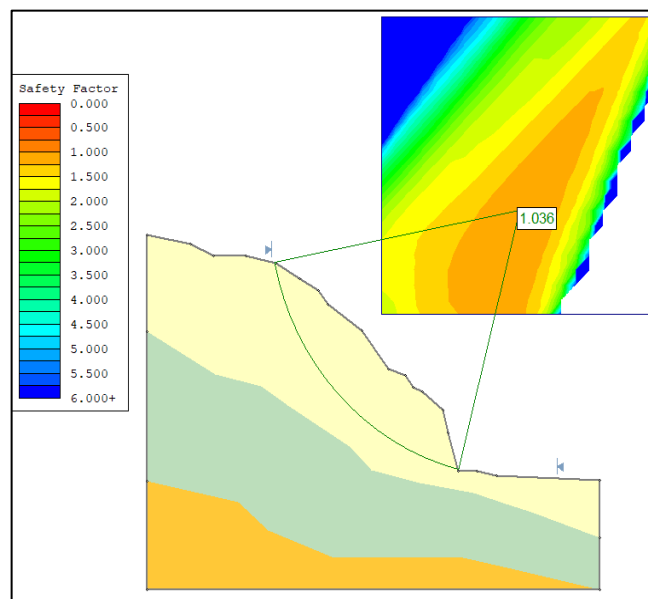


Figura 16. Factor de seguridad con sismo del perfil 2. Fuente: Propia

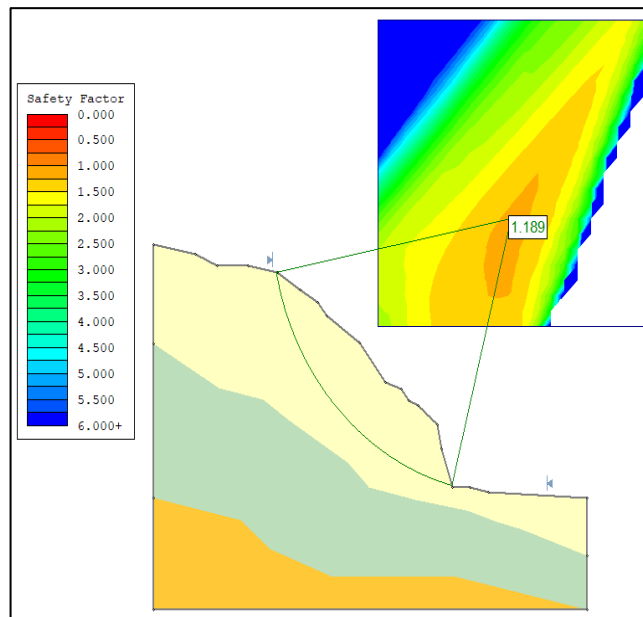


Figura 17. Factor de seguridad sin sismo del perfil 2. Fuente: Propia

A pesar de que el riesgo de desprendimientos de rocas en este sector es menor que en el primero, teniendo en cuenta los factores de seguridad, la calidad de los materiales y la pendiente, se recomienda la excavación de taludes al abrigo de estructuras de contención con el propósito de no fomentar desestabilizaciones al pie de la ladera y activar movimientos internos en los suelos coluviales.

### 4.3 INESTABILIDAD DE TALUDES

Se procederá a analizar la inestabilidad del talud “tipo” del sector 1 a partir de los datos obtenidos por la estación geomecánica situada en dicho sector. Para realizar este análisis se utilizará el programa DIPS de la compañía Rocscience y se basará en 3 tipos de inestabilidad:

- Rotura plana o Planar Sliding
- Rotura por cuña o Wedge Sliding
- Rotura vuelco o Direct Toppling

### 4.3.1 REPRESENTACIÓN DE LOS DATOS

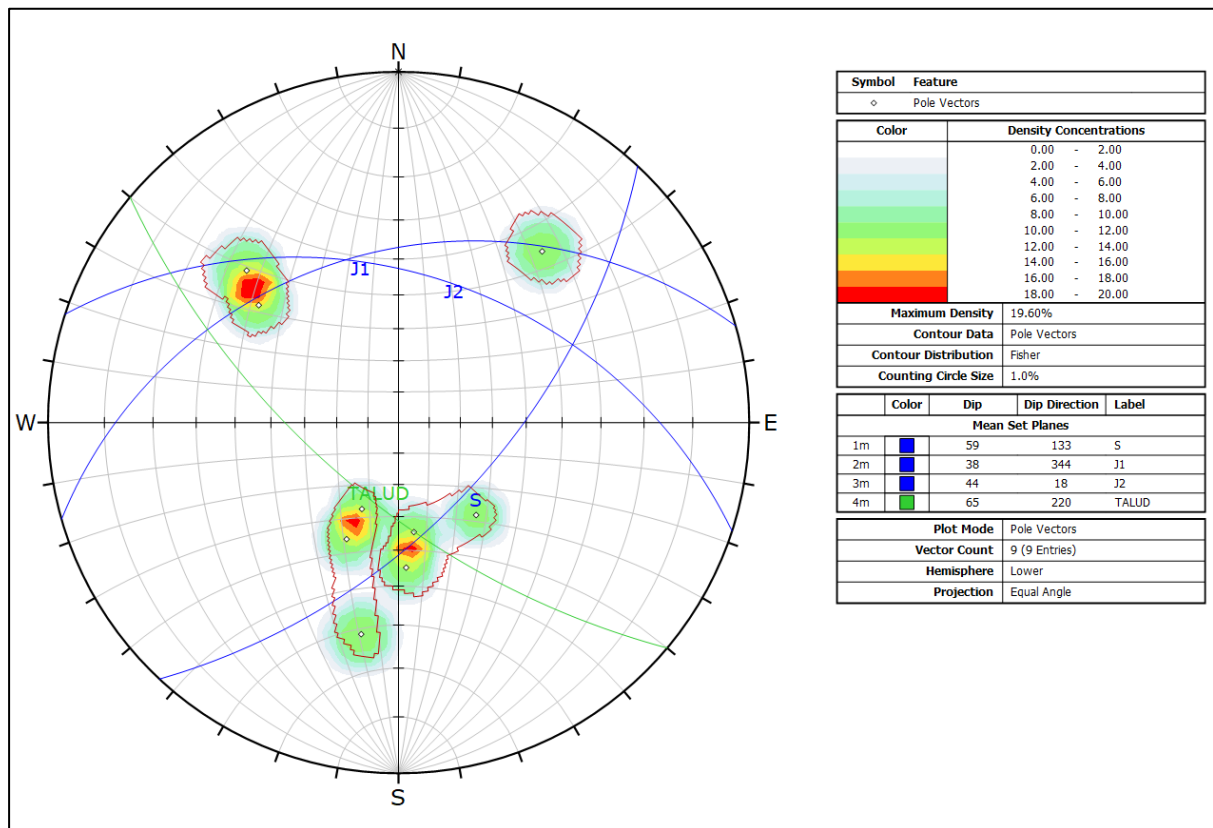


Figura 18. Representación de polos y planos en Dips. Fuente: propia

La representación de los datos obtenidos en la estación geomecánica se corresponde con la siguiente tabla dentro del programa:

ID	DIP	DIP Direction	Set
1	55°	130°	1
2	63°	135°	1
3	38°	320°	2
4	35°	352°	2
5	45°	357°	2
6	30°	23°	3
7	40°	24°	3
8	63°	10°	3
9	65°	220°	4

Tabla 10. Datos base del programa Dips. Fuente: propia

En el estudio cinemático realizado en superficie se presentan 3 fracturas correspondientes al primer sector, dos familias principales de fracturas (diaclasas) y una estratificación laminar muy penetrativa y desfavorable.



Tras esto se agrupan los datos en familias, tal como se tiene en la siguiente tabla con un plano resultante:

Familia	Polos correspondientes (ID)	Plano resultante	
		Dip	Dip Direction
Diaclasa J1	3, 4, 5 (Set 1)	38	344
Diaclasa J2	6, 7, 8 (Set 2)	44	18
Estratificación S	1, 2 (Set 3)	59	133
Talud	9 (Set 4)	65	220

Tabla 11. Familias y planos resultantes. Fuente: Propia

#### 4.3.2 ROTURA PLANA O PLANAR SLIDING

La rotura plana es un tipo de inestabilidad de taludes en roca que se produce cuando una masa rocosa desliza respecto al resto del macizo a través una discontinuidad que aflora en el exterior del talud, existiendo en todo momento una superficie de contacto entre la masa deslizando y el macizo rocoso.

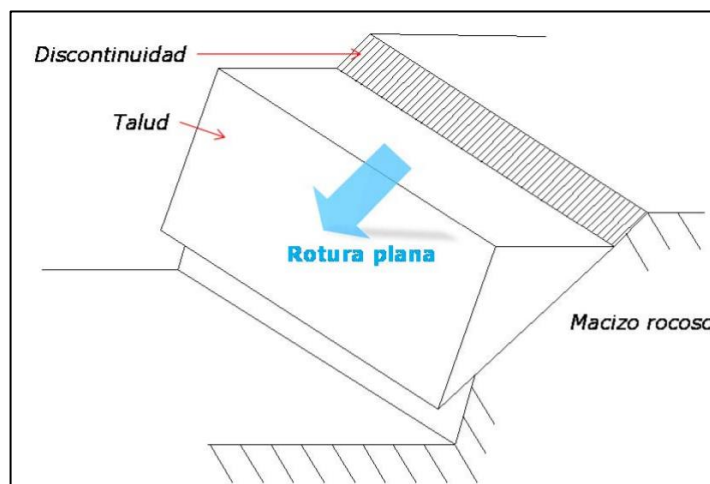


Figura 19. rotura plana. Fuente: Documento “análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por rotura plana”

No obstante, no todas las discontinuidades producen roturas planares, se deben cumplir una serie de condiciones cinemáticas tales como:

- La dirección de buzamiento de la discontinuidad (plano) debe ser “sensiblemente” paralela a la dirección de buzamiento del talud. En general, la diferencia entre la dirección de buzamiento de la discontinuidad y la dirección de buzamiento del talud debe encontrarse un rango de  $\pm 20^\circ$ .
- El buzamiento de la discontinuidad ( $\beta_{disc}$ ) debe ser menor que el buzamiento de la ladera ( $\beta_{talud}$ ), de forma que la discontinuidad debe aflorar en la ladera.
- El buzamiento de la discontinuidad ( $\beta$ ) debe ser mayor que el ángulo de rozamiento ( $\phi$ ) del plano de deslizamiento (se suele tomar el de la superficie de la discontinuidad).

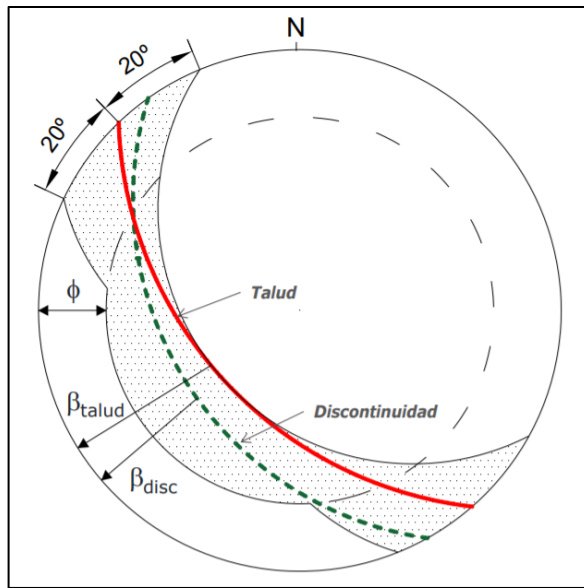


Figura 20. Análisis cinemático de la estabilidad de un talud en roca por rotura plana. Fuente: Documento “análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por rotura plana”

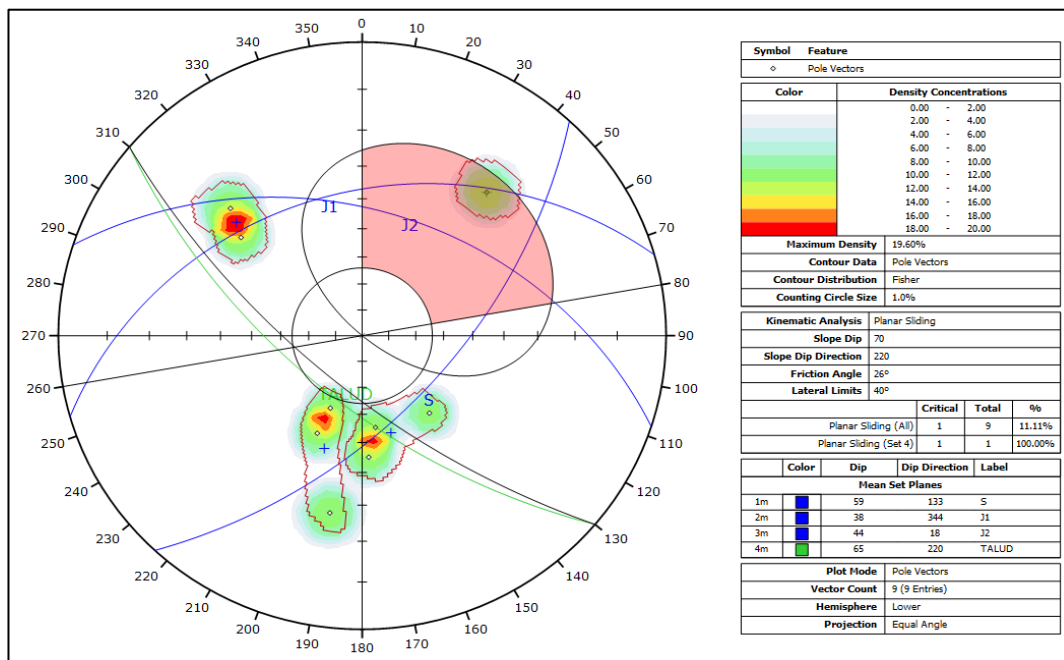


Figura 21. Riesgo de rotura plana en el talud “tipo” del sector 1. Fuente: Dips.

En el caso de la rotura plana, los datos arrojan que no existe riesgo de rotura plana puesto que la dirección de buzamiento de la discontinuidad no presenta una dirección similar a la dirección de buzamiento del talud.

Las intersecciones que se producen entre las discontinuidades y el talud no cumplen con las condiciones necesarias para producir una rotura plana. Desde el punto de vista geométrico, el buzamiento de las discontinuidades no se encuentra en un rango de  $\pm 20^\circ$  a la dirección de buzamiento del talud, evidenciando el paralelismo necesario para que se produzca una rotura, lo cual se muestra en la imagen superior.

### 4.3.3 ROTURA POR CUÑA O WEDGE SLIDING

La rotura cuneiforme es un tipo de inestabilidad de taludes en roca en el que una masa rocosa desliza respecto al resto del macizo a través de dos planos de discontinuidad, de forma que la recta intersección resultante buza hacia el exterior del talud, existiendo de forma constante una arista de contacto entre la masa deslizante y el macizo rocoso.

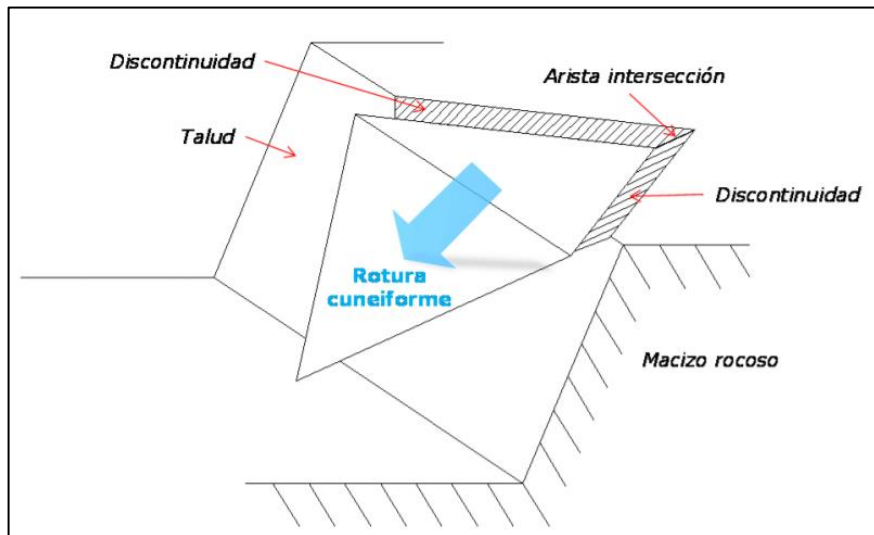


Figura 22. Rotura cuneiforme. Fuente: Documento “análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por rotura cuneiforme”.

No obstante, no todas las discontinuidades presentes en un macizo pueden llegar a ocasionar una rotura cuneiforme. Para que esto se produzca, es necesario que se cumplan dos condiciones estructurales:

- La línea intersección debe aflorar en la superficie del talud, por lo que su rumbo (dirección) debe ser “similar” a la dirección de buzamiento del talud (más bien, no debe localizarse de forma opuesta a la dirección de buzamiento del éste) y su inmersión ( $\beta_{arista}$ ) debe ser menor que el buzamiento del talud ( $\beta_{talud}$ ).
- La inmersión de la línea intersección ( $\beta_{arista}$ ) debe ser mayor que el ángulo de rozamiento ( $\phi$ ) de los planos de deslizamiento (normalmente se toma el ángulo de rozamiento o fricción de las dos discontinuidades; si estos valores son muy diferentes, se puede hacer la media).

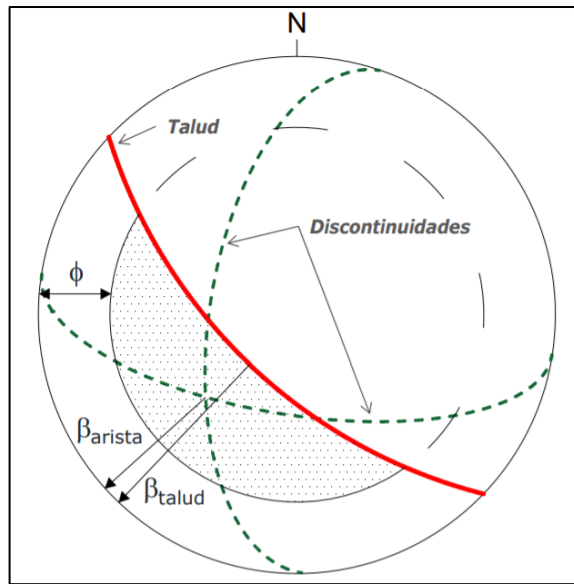


Figura 23. Análisis cinemático de la estabilidad de un talud en roca por rotura cuneiforme. Fuente: Documento “análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por rotura cuneiforme”.

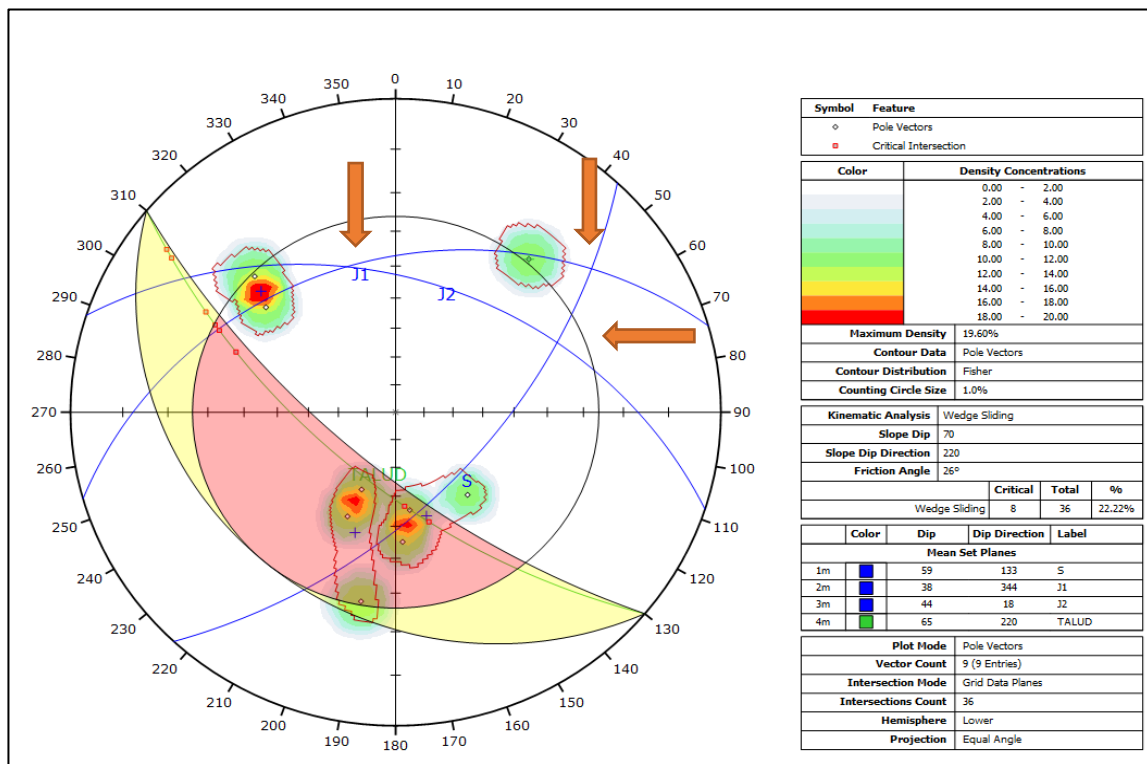


Figura 24. Riesgo de rotura cuneiforme en el talud “tipo” del sector 1. Fuente: Dips

En caso de la rotura cuneiforme se observa que no existe riesgo de rotura debido al aspecto geométrico. Las intersecciones que se observan tienen una dirección opuesta al talud y no se producen en la zona con riesgo de rotura.

#### 4.3.4 ROTURA POR VUELCO O TOPPLING

La rotura por vuelco o toppling es un tipo de inestabilidad de taludes en roca en el que el mecanismo de fallo se produce en macizos subdivididos por la fracturación del macizo en diversos bloques o columnas con cierta orientación vertical, de tal forma que existe la posibilidad de giro alrededor de un punto fijo y el deslizamiento entre los propios bloques de roca.

Este tipo de rotura aparece principalmente cuando el plano de discontinuidad (estratificación, falla etc.) es similar en cuanto al rumbo al plano del talud y presenta un fuerte buzamiento hacia la zona interior del macizo.

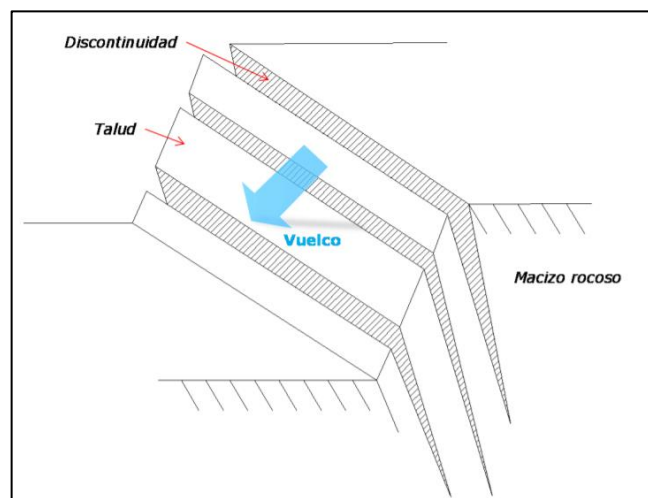


Figura 25. Rotura por vuelco. Fuente: Documento “análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por vuelco (toppling)”

No obstante, no todas las discontinuidades presentes en un macizo pueden llegar a ocasionar una rotura por vuelco. Para que esto se produzca, es necesario que se cumplan dos condiciones estructurales:

- La dirección de buzamiento de las discontinuidades (equiparadas a planos) debe ser ligeramente ortogonal a la dirección de buzamiento del talud. Por lo general, la dirección de las discontinuidades potenciales de generar vuelco (toppling) deben estar dentro de un rango de  $\pm 20^\circ$ .
- La inmersión de la normal a los planos de discontinuidad (en proyección estereográfica, la inmersión del polo de dichos planos) debe ser menor que la inclinación resultante de restar al buzamiento del talud el ángulo de rozamiento de los planos de deslizamiento (normalmente se toma el ángulo de rozamiento o fricción de las discontinuidades).

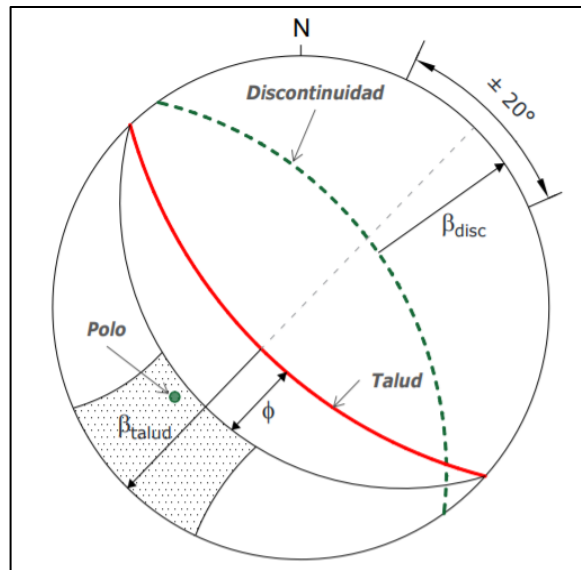


Figura 26. Análisis cinemático de la estabilidad de un talud en roca con rotura por vuelco. Fuente: Documento “análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por vuelco (toppling)”

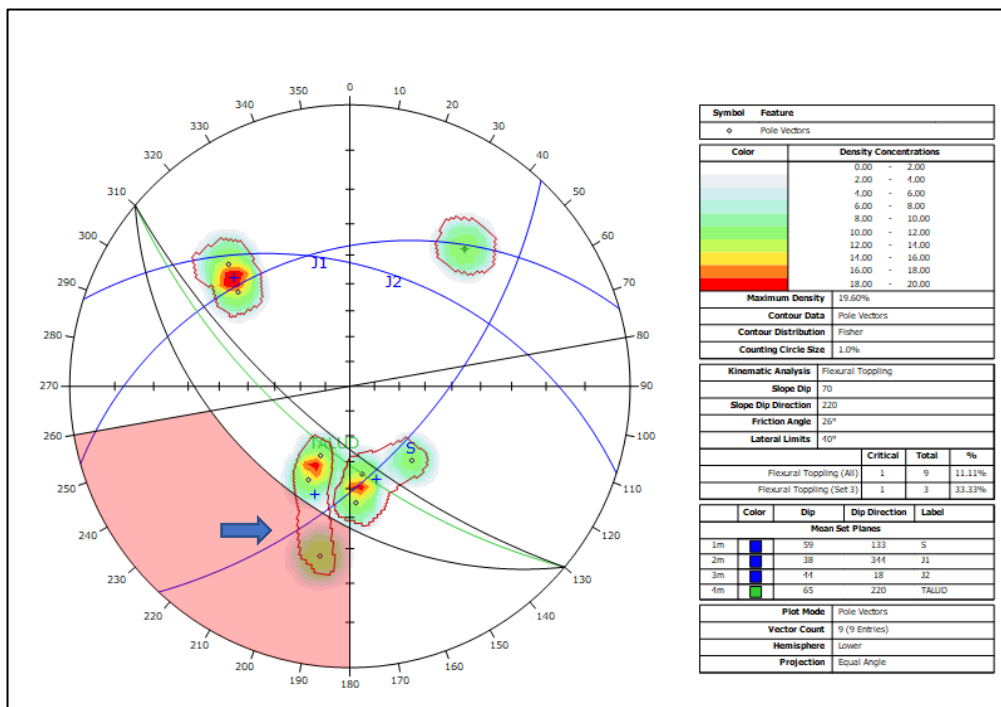


Figura 27. Riesgo de rotura por vuelco en el talud “tipo” del sector 1. Fuente: Dips

Para que sea posible un vuelco deben cumplirse las dos condiciones estructurales expuestas anteriormente. En este caso la dirección familia J2 sí que cumple con el rango de  $\pm 20^\circ$  paralela a la superficie del talud, sin embargo, no se cumple la segunda condición.

La inmersión del polo de J2 no es menor que la inclinación resultante de estar al buzamiento del talud el ángulo de rozamiento de los planos de deslizamiento. Por ello el polo no se encuentra en la zona sombreada de rojo y no presenta riesgo de vuelco.



## 5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Las referencias, fuentes de información, así como los programas empleados para la redacción del estudio geotécnico son los nombrados a continuación:

- 1) Garzón Roca, J.; Torrijo Echarri, FJ. (2018). *Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por rotura plana.*
- 2) Garzón Roca, J.; Torrijo Echarri, FJ. (2018). *Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por vuelco (toppling).*
- 3) Garzón Roca, J.; Torrijo Echarri, FJ. (2018). *Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por rotura cuneiforme.*
- 4) Rocscience Inc. *Dips 6.008 (2013) y manual de usuario del programa.*
- 5) Rocscience Inc. *Slide 6.005 (2010) y manual de usuario del programa.*
- 6) Google. *Google Earth Pro 7.0 (2020).*
- 7) Braja M. Das (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering.*
- 8) Hoek (1995). *Estimación de macizos rocosos en la práctica.*



TRABAJO FINAL DE GRADO

*ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL  
PUNTO CRÍTICO Nº19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE  
LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)*

---

*ANEJO Nº5: ESTUDIO DE SOLUCIONES*

**Titulación:** *Grado en Ingeniería Civil*

**Curso académico:** *2019/2020*

**Autor:** *Sergio Alba Quesada*

**Tutor:** *Francisco Javier Torrijo Echarri*

*Valencia, julio de 2020*



## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	2
2. CONDICIONANTES Y CRITERIOS.....	3
3. EXPOSICIÓN DE ALTERNATIVAS.....	5
3.0 ALTERNATIVA 0: NINGÚN TIPO DE ACCIÓN.....	5
3.1 ALTERNATIVA 1: MALLA HEXAGONAL DE ACERO REFORZADA .....	6
3.2 ALTERNATIVA 2: MURO DE GAVIONES .....	7
3.3 ALTERNATIVA 3: MURO DE GRAVEDAD.....	8
3.4 ALTERNATIVA 4: MURO DE PANELES PREFABRICADOS CON ANCLAJES .....	9
4. VALORACIÓN DE ALTERNATIVAS Y ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA .....	11
5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	12

# 1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente estudio es el análisis de las posibles alternativas a plantear para la estabilización de la ladera del punto N°19 del tramo Otanche-Pauna de la carretera troncal de Boyacá (Colombia), un tramo que presenta un trazado curvo en el que se sitúa una mina de esmeraldas y un trasiego de personas continuo.

De forma previa al presente informe se han realizado los estudios geológico y geotécnico con el fin de caracterizar y conocer en la medida de lo posible el comportamiento del terreno y su composición. No obstante, para mejorar el entendimiento del presente estudio se indican las principales características a considerar:

- La ladera tanto en el sector 1 como en el 2 se presenta abrupta, con pendientes a partir de 40-45° para el sector 1 seguido por una pendiente menos acentuada ( $\leq 40^\circ$ ) en el sector 2.
- Los materiales presentes en la ladera corresponden esencialmente a la formación Paja caracterizada por presentar lutitas recubiertas de suelos coluviales.
- No existe riesgo de rotura plana, rotura cuneiforme y rotura por vuelco. Por lo que no es necesario disponer una medida específica para mitigar estos riesgos.
- El estudio de la estabilidad de taludes mediante el programa Dips revela los siguientes factores de seguridad para una ladera tipo:
  - Sector 1 con condiciones normales: 0.874
  - Sector 1 con condiciones sísmicas extremas: 0.764
  - Sector 2 con condiciones normales: 1.189
  - Sector 2 con condiciones sísmicas extremas: 1.036

En total se proponen 5 alternativas para la resolución del problema. Cada una de ellas se desarrolla a continuación, así como sus ventajas e inconvenientes si se ejecutarán. Finalmente se optará por la solución óptima, teniendo en cuenta los diferentes criterios que se exponen a lo largo de este anejo.

# 2. CONDICIONANTES Y CRITERIOS

La transversal de Boyacá es un corredor que forma parte de la Red Nacional de vías de Colombia, con una longitud de 855 km y con importantes ciudades intermedias a lo largo de su recorrido como Chiquinquirá o Tunja. En la actualidad es objeto de inversión por parte del gobierno colombiano para la mejora y modernización de su sistema de carreteras.

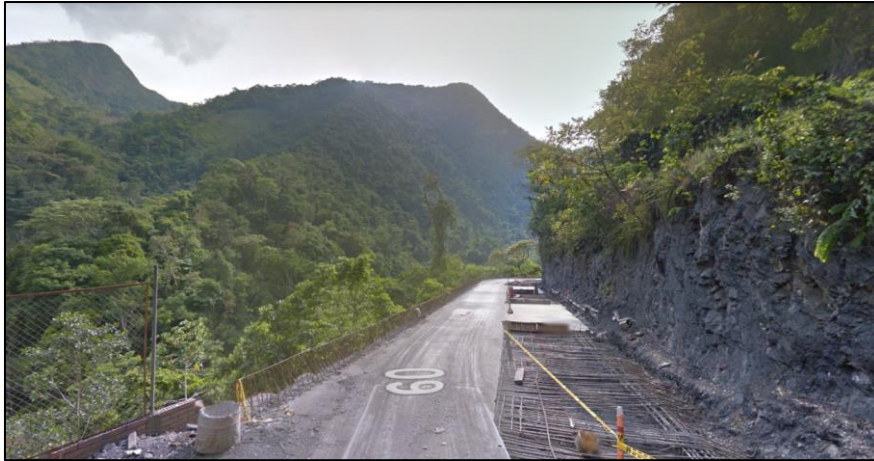


Figura 1. Trabajos de reparación en la carretera Chiquinquirá-Otanche. Fuente: Google Maps

Dada la lejanía de la zona y debido a su compleja orografía, para la elección de una de las diferentes alternativas, hay que tener en cuenta diferentes criterios para poder hacer un análisis global de lo que implica su ejecución tanto en el presente como su impacto en el futuro.

Debido a la exigencia de salvar la entrada a la mina, es necesario mover el trazado de la carretera hacia la montaña produciendo excavaciones de diferente importancia y taludes de altura variable en ambos sectores.

A continuación, se describirán los criterios que se van a tener en cuenta para el análisis de las alternativas:

- **Criterio económico:** La inversión que se realice en la alternativa escogida debe ser viable desde el punto de vista económico. No sólo hay que centrarse en el coste de ejecución, sino también en las pérdidas económicas que se producirán al no elegir otra opción y en el futuro mantenimiento de la solución ejecutada.
- **Criterio medioambiental:** La afección al medio ambiente presenta cada vez más relevancia en la sociedad, se debe prever la afección inicial al medio ambiente, así como el impacto que genere en el futuro tras su ejecución.
- **Criterio funcional:** Se valorarán las alternativas en función de la efectividad y funcionalidad de la solución que se plantea, tanto a corto como a largo plazo. Además, se considerará la adecuación de la solución al terreno de la zona.
- **Criterio técnico:** Se tendrá en cuenta el grado de dificultad a la hora de ejecutar cada una de las opciones desde el punto de vista constructivo. Además, en la medida de lo posible se tendrán en cuenta los posibles condicionantes o imprevistos que puedan surgir para cada una de las alternativas.

Cada uno de los criterios conllevará un valor asociado de 1 a 5 con el fin de establecer una matriz comparativa en la parte final del presente anejo. La valoración se basa en:

- Puntuación 1: La alternativa no cumple con el criterio o no se ve afectado.
- Puntuación 2: La alternativa cumple de forma deficiente con el criterio expuesto.
- Puntuación 3: La alternativa cumple de forma admisible con el criterio expuesto.
- Puntuación 4: La alternativa cumple de forma apropiada con el criterio expuesto.
- Puntuación 5: La alternativa cumple de forma muy adecuada o óptima con el criterio expuesto.

### 3.EXPOSICIÓN DE ALTERNATIVAS

Se proponen un total de 5 alternativas para llevar a cabo la estabilización de la ladera, las cuales se describen a continuación indicando las ventajas e inconvenientes que conllevan en función de los criterios y condicionantes expuestos anteriormente.

Así pues, las alternativas propuestas son:

- *Alternativa 0: No realizar ninguna acción*
- *Alternativa 1: Malla hexagonal de acero reforzado*
- *Alternativa 2: Muro de gaviones*
- *Alternativa 3: Muro de gravedad*
- *Alternativa 4: Muro de paneles prefabricados con anclajes*

#### 3.0 ALTERNATIVA 0: NINGÚN TIPO DE ACCIÓN

Como punto inicial debe plantearse la posibilidad de no realizar ninguno tipo de intervención para el problema existente, en especial si ninguna de las alternativas satisface lo suficiente los criterios expuestos anteriormente.

A continuación, se exponen las ventajas e inconvenientes de no realizar ninguna intervención correctora ante el problema que se plantea.

##### VENTAJAS

- No hay ningún tipo de gasto económico ni impacto al medio ambiente.
- El tráfico de la zona no se ve afectado.

##### INCONVENIENTES

- Al no actuar el problema persistirá, manteniéndose el riesgo de deslizamiento de la ladera y el deterioro de la carretera, lo cual puede suponer un coste mayor a futuro si ocurre algún tipo de incidente.
- La zona no tendrá el mismo desarrollo a nivel económico y social debido al no mejoramiento de la carretera respecto a otras zonas.



Criterio	Valoración
Criterio económico	2
Criterio medioambiental	5
Criterio funcional	-
Criterio técnico	-

Tabla 1. Valoración de la alternativa 0. Fuente: Propia

### 3.1 ALTERNATIVA 1: MALLA HEXAGONAL DE ACERO REFORZADA

La primera de las alternativas es la disposición de una malla que cubra toda la ladera. Se ejecutaría una malla hexagonal de triple torsión con anclajes intermedios en diferentes puntos, todo ello reforzado con cables de acero.

La malla conseguiría retener los fragmentos de roca desprendidos, guiándolos hacia el pie de la ladera de tal manera que no se depositen en la carretera. Es un sistema de protección activa contra desprendimientos y permite la estabilización superficial de la ladera.

La colocación de la malla produce un efecto de sostenimiento y soporte al empuje producido por el terreno, consiguiendo además que las cargas se distribuyan de manera más uniforme.



Figura 2. Colocación de malla triple torsión anclada. Fuente: Propia  
<http://geotecnia.info/index.php/taludes-malla-quiado-triple-torsion/>

#### VENTAJAS

- La malla se adapta al terreno independientemente de su perfil.
- Solución con menos coste respecto a la que incluyen elementos de hormigón.
- Se evitan los desprendimientos rocosos que puedan darse en la ladera.
- No se realizan excavaciones ni retirada de material.

## INCONVENIENTES

- La malla presenta una capacidad de soporte desigual. Las uniones de paños de mallas se presentan como puntos de debilidad dentro de la red.
- Es posible la acumulación de material al pie de la ladera, lo cual puede llegar a dificultar el tránsito de vehículos por la misma, teniendo que retirar el material cada cierto tiempo.
- Dificultad en la disposición de la malla debido a la vegetación, el perfil del terreno y los materiales potencialmente inestables que existen en el tramo.
- Solución indicada para taludes con desprendimientos menores.
- No es una solución indicada para la estabilización interior de la ladera, sólo superficial.

Criterio	Valoración
Criterio económico	5
Criterio medioambiental	5
Criterio funcional	2
Criterio técnico	2

Tabla 2. Valoración de la alternativa 1. Fuente: Propia

## 3.2 ALTERNATIVA 2: MURO DE GAVIONES

Una de las alternativas aplicables es la creación de un muro de gaviones escalonado a lo largo del tramo estudiado, el cual sirve para contener las tierras que caerían si se dejaran en talud libre. Dicho muro se formaría a través de la colocación de gaviones electrosoldados de 1 y 1,5 metros de altura con una abertura de malla de 8 cm.

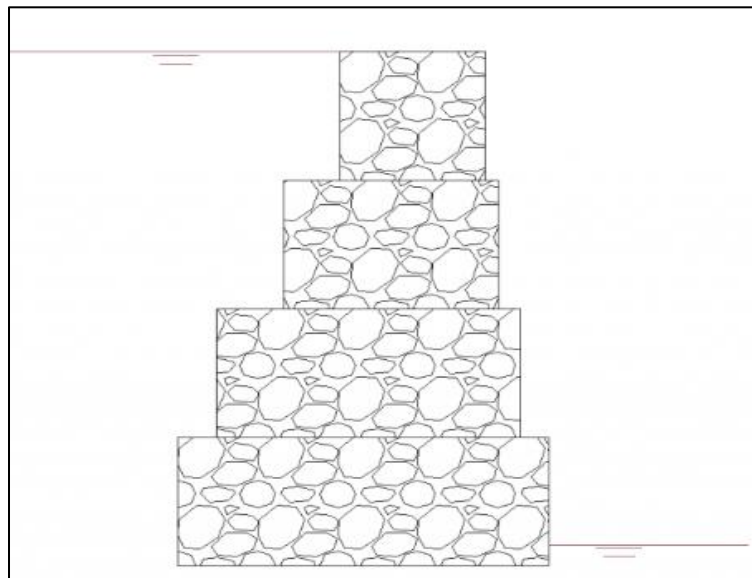


Figura 3. Esquema tipo del muro de gaviones. Fuente: Propia

En cuanto a la disposición, la anchura se reduciría 0,5 m en cada hilada superior, teniendo la hilada de la coronación 1 m de ancho. Se dispondrá un escalón mínimo de 0,15 m en paramento exterior para poder utilizar encofrados en la fase de montaje del muro. Para su colocación a lo largo del recorrido se realizaría un estudio para conocer las diferentes alturas a las que hay que llegar a lo largo del trazado.

## VENTAJAS

- Los gaviones funcionan como una zanja drenante permitiendo que el agua discorra por los huecos dispersando la presión sobre el muro. Con el paso del tiempo se rellenan los huecos con vegetación o barro, lo que permite que se llenen los vacíos intersticiales y se refuerce la estructura.
- Elevada resistencia y versatilidad en los diseños.
- Los gaviones soportan los movimientos y asentamientos diferenciables.
- Construcción sencilla y económica frente a soluciones que emplean hormigón en masa.
- Menos impacto que las soluciones in situ, se integran mejor con el medio ambiente.

## INCONVENIENTES

- Posible lavado del terreno sobre el que asienta, lo que puede provocar un descalce del muro.
- Si las rocas se desgastan o desplazan por la parte interior de las cestas, toda la pared se debe desarmar hasta llegar a la zona dañada. Si se producen daños en la parte baja de un muro de gaviones con una altura considerable, es necesario la eliminación de la parte superior, lo cual puede ser costoso y conlleva mucho tiempo de mantenimiento.
- De forma general el mantenimiento debe realizarse con mayor periodicidad frente a otras soluciones.

Criterio	Valoración
Criterio económico	4
Criterio medioambiental	4
Criterio funcional	3
Criterio técnico	4

Tabla 3. Valoración de la alternativa 2. Fuente: Propia

## 3.3 ALTERNATIVA 3: MURO DE GRAVEDAD

Se propone la ejecución de un muro de contención de hormigón en masa, el cual sea capaz de soportar los empujes y resista por gravedad. El alzado del muro se empotra en la zapata de cimentación que distribuye los esfuerzos sobre el terreno.

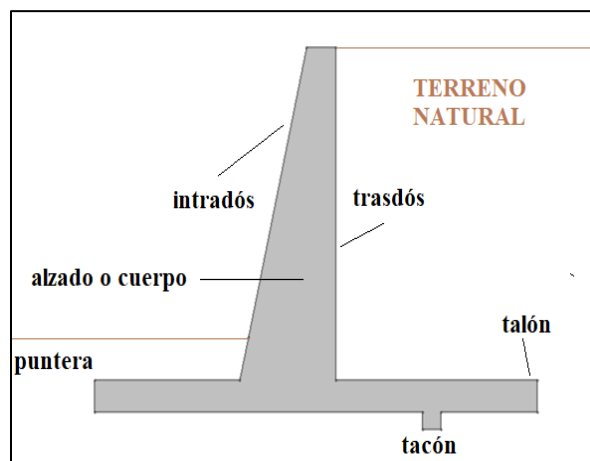


Figura 4. Esquema muro de gravedad. Fuente: Propia

## VENTAJAS

- Proceso constructivo normalizado y empleado.
- La estructura ofrece una buena resistencia frente a los esfuerzos que se transmiten en el trasdós de la ladera sin ser necesario otros elementos como anclajes, mallas o dispositivos para disipar los esfuerzos.

## INCONVENIENTES

- Volumen considerable de maquinaria, hormigón y otros materiales (encofrados, ferrallado, esperas para las armaduras etc.), implicando un impacto visual y medioambiental considerable.
- Solución económicamente desaconsejable frente a otras soluciones para la altura del proyecto (hasta 8 metros). Sería necesario construir un muro con altura variable debido al perfil del terreno, lo que dificultaría su construcción.
- Se pueden dar dificultades en la evacuación del agua acumulada en el trasdós, provocando un aumento de las presiones.
- Debido a la tipología de la solución (muro vertical) es necesario realizar una excavación de importancia hasta el punto en el que se sitúa la estructura.

<b>Criterio</b>	<b>Valoración</b>
Criterio económico	3
Criterio medioambiental	2
Criterio funcional	5
Criterio técnico	3

Tabla 4. Valoración de la alternativa 3. Fuente: Propia

## 3.4 ALTERNATIVA 4: MURO DE PANELES PREFABRICADOS CON ANCLAJES

Por último, la alternativa nº4 propone la ejecución de un muro mediante módulos prefabricados anclados al macizo rocoso mediante anclajes pasivos. Esta solución incluiría una red de drenes californianos, así como una cuneta en la coronación del talud con el fin de drenar el agua de escorrentía producida por la lluvia o la posible infiltración al terreno.



Figura 5. Ejemplo similar con muro de paneles anclados. Fuente: <https://mamgeotecnia.com/murosdescendentes/>

### VENTAJAS

- Reducción de tiempo de ejecución y de la mano de obra frente a otras técnicas puesto que no es necesario personal especializado para su construcción.
- Menor inversión en materiales, los módulos se fabrican con exactitud evitando el despilfarro de materiales.
- Mejora en la calidad de los materiales y versatilidad en el diseño de los paneles.
- Mayor seguridad en el trabajo frente a otras técnicas como la ejecución de muros de hormigón o de gaviones.
- Evacuación del agua gracias a la red de drenes californianos.

### INCONVENIENTES

- Necesidad de disponer de espacio suficiente para que la maquinaria requerida pueda maniobrar y realizarse el acopio de materiales
- Se requiere especial cuidado en las tareas de transporte y colocación de los módulos, puesto que son piezas fabricadas en taller y deben ser transportadas hasta el lugar elegido para ser izadas después.
- Es necesario realizar importantes excavaciones en el terreno, para ello se tendrían que proyectar estructuras de contención tanto en la fase de obra como en la fase de servicio de manera permanente

## 4. VALORACIÓN DE ALTERNATIVAS Y ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA

Una vez expuestas todas las alternativas para la situación de estudio, se procede con el análisis y justificación de la solución escogida basándose en los diferentes criterios mencionados en el apartado 2 del presente estudio. Por ello, se indican a continuación las principales conclusiones extraídas de cada una de las alternativas, relacionando unas con otras y justificando la mejor solución para el proyecto.

- Se considera la alternativa 0 como una solución indicada si ninguna de las alternativas propuestas es viable o no puede implantarse de manera correcta.
- La alternativa 1 estabiliza sólo la ladera de manera superficial, sin incidir en la estabilidad interior del macizo rocoso.
- La alternativa 3 conlleva el traslado de maquinaria para ejecutar la solución in situ además de un tiempo mayor de ejecución y personal que otras alternativas. Todo ello provoca un coste superior frente a otras soluciones.
- La alternativa 2 se presenta como una solución adecuada para el objetivo del proyecto, sin embargo, se pueden presentar serios problemas si se produce un lavado del terreno.
- La alternativa 1 y 2 requieren de un proceso de mantenimiento y revisión más frecuente que el resto de soluciones, lo cual puede presentar complicaciones debido a la accesibilidad de la zona y a la distancia (55 kilómetros) hasta una ciudad de relevancia como Chiquinquirá.
- Las alternativas 2, 3 y 4 conllevan la excavación de taludes en la ladera lo cual puede llegar a desestabilizarla y producir un colapso. Es relevante indicar que la excavación en el caso de la alternativa 2 es de menor volumen debido al escalado de los gaviones para constituir el muro.
- Las alternativas 2 y 4 se realizan ensamblando piezas prefabricadas o constituidas en taller como en el caso de la estructura metálica de los gaviones, siendo por tanto soluciones con mayor calidad.
- Las alternativas 3 presenta problemas en relación a la evacuación del agua provocada por las lluvias de la zona, la cual puede acumularse en el trasdós del muro.
- La alternativa 1 y 4 presenta dificultades técnicas en el anclaje a las lutitas. En el caso de la alternativa 1 se pueden dar dificultades al extender el mallado por la ladera.

A partir de las conclusiones extraídas se establece la siguiente matriz comparativa entre las 5 alternativas con el fin de seleccionar la alternativa a ejecutar.



<b>Criterio</b>	<b>Alt 0</b>	<b>Alt 1</b>	<b>Alt 2</b>	<b>Alt 3</b>	<b>Alt 4</b>
<b>Criterio económico</b>	2	5	4	3	4
<b>Criterio medioambiental</b>	5	5	4	2	3
<b>Criterio funcional</b>	0	2	3	5	5
<b>Criterio técnico</b>	0	2	4	3	3
<b>Total</b>	7	14	14	13	15

Tabla 5. Valoración de las alternativas. Fuente: Propia

A la vista del análisis multicriterio realizado, se decide optar por la alternativa nº4: “Muro de paneles prefabricados con anclajes pasivos”, la cual se desarrollará en el anejo N°6 “DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA”

## 5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Las referencias, fuentes de información, así como los programas empleados para la redacción del estudio geotécnico son los nombrados a continuación:

- 1) YEPES, V. (2016). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*.
- 2) Blog de Víctor Yepes. (1º consulta en febrero de 2020). Disponible en: <https://victoryepes.blogs.upv.es/>
- 3) Garrido De La Torre, Mª Elvira; Serón Gáñez, José Bernardo; Castello Fenollosa, Jose Carlos. (2019). Temas de Diseño Geotécnico de Cimentaciones y Muros: *Tipología de Muros*. Universidad Politécnica de Valencia



TRABAJO FINAL DE GRADO

*ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL  
PUNTO CRÍTICO N°19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE  
LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)*

---

*ANEJO N°6: DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA*

**Titulación:** *Grado en Ingeniería Civil*  
**Curso académico:** *2019/2020*  
**Autor:** *Sergio Alba Quesada*  
**Tutor:** *Francisco Javier Torrijo Echarri*

*Valencia, julio de 2020*



# ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN .....	3
2. PLANTEAMIENTO Y DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN .....	3
2.1 INSTALACIÓN DE PANELES.....	3
2.1.1 DISEÑO DE LOS PANELES .....	3
2.1.2 DISPOSICIÓN DE LOS PANELES .....	5
2.1.3 SOSTENIMIENTO PROVISIONAL DEL MURO.....	7
2.2 ANCLAJES.....	9
2.2.1 INTRODUCCIÓN.....	9
2.2.2 EJECUCIÓN Y TIPOLOGÍA DEL ANCLAJE.....	9
2.2.3 SOLICITACIONES EN LOS ANCLAJES .....	11
2.3 DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE.....	14
2.3.1 TIPOLOGÍA DE DREN.....	15
3. MODELIZACIÓN DE LA SOLUCIÓN.....	15
3.1 INTRODUCCIÓN.....	15
3.2 ESTABILIDAD DEL SECTOR 1.....	16
3.3 ESTABILIDAD SECTOR 2 .....	17
4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	18
5. LISTADO DE CÁLCULOS.....	19
5.1. SLIDE .....	19
5.2. ANCLAJES.....	32
5.3 SOSTENIMIENTO PROVISIONAL .....	33

## 1.INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se desarrolla la solución seleccionada con el fin de estabilizar la ladera del punto nº19 del tramo Otanche-Pauna de la carretera troncal de Boyacá (Colombia). La solución escogida se basa en la creación de un muro de paneles prefabricados anclados al terreno mediante bulones o anclajes pasivos, con el fin de estabilizar el talud ejecutado en la ladera.

En primer lugar, se plantea el desarrollo general de la solución indagando en el diseño de los paneles prefabricados, la red de drenaje que se colocará en el trasdós del muro y finalmente en los anclajes.



Figura 1. Anclajes permanentes al terreno. Fuente: <https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/anclaje/>

## 2.PLANTEAMIENTO Y DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN

La solución se basa en el uso de paneles prefabricados a lo largo de los 2 sectores de estudios. El uso de paneles anclados en el terreno busca estabilizar el interior de la ladera frente a movimientos internos y externos con el fin de evitar desprendimientos rocosos o el desmoronamiento del talud.

En función de la evolución de la orografía del terreno y sus características a lo largo del tramo de estudio, se consideran necesario diferentes modelos de paneles prefabricados para poder adaptar la solución al terreno de la manera más adecuada.

### 2.1 INSTALACIÓN DE PANELES

#### 2.1.1 DISEÑO DE LOS PANELES

Se han propuesto 3 modelos de paneles prefabricados con anclajes pasivos en la zona central de los paneles con las siguientes características:

##### Modelo 1

El Modelo 1 cuenta con los siguientes parámetros y características:

- Longitud: 3 metros
- Anchura: 1.5 metros
- Espesor: 0.2 metros
- Peso específico del Hormigón: 25 kN/m<sup>3</sup>
- Ferrallado: 12 mm

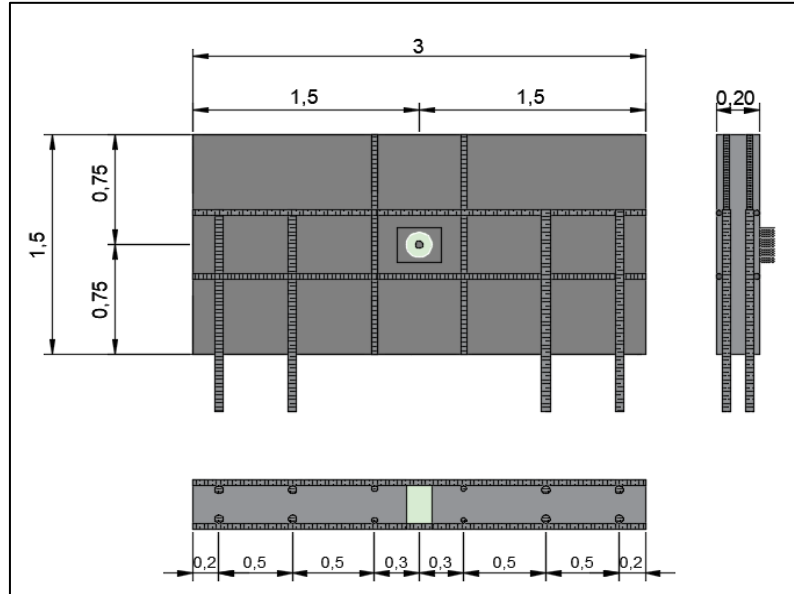


Figura 2. Esquema panel prefabricado Modelo 1. Fuente: Propia

### Modelo 2

El Modelo 2 cuenta con los siguientes parámetros y características:

- Longitud: 3 metros
- Anchura: 2 metros
- Espesor: 0.2 metros
- Peso específico del Hormigón: 25 kN/m<sup>3</sup>
- Ferrallado: 12 mm

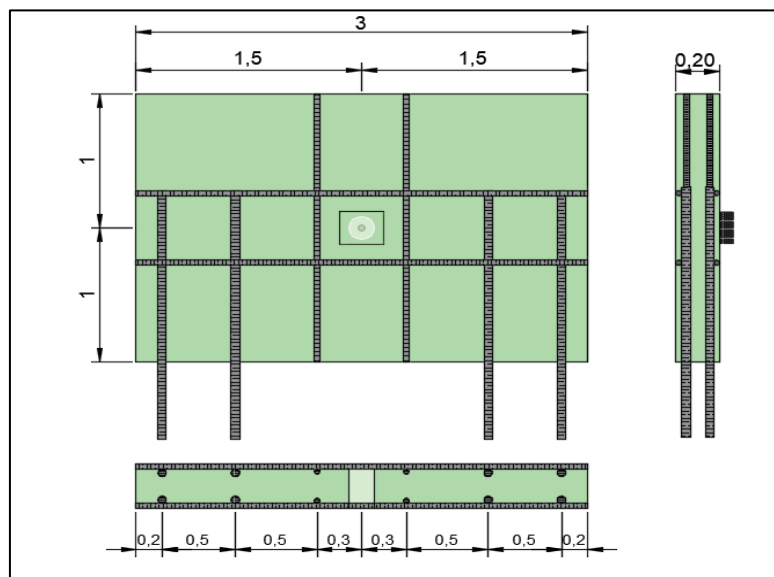


Figura 3. Esquema panel prefabricado Modelo 2. Fuente: Propia

### Modelo 3

El Modelo 3 cuenta con los siguientes parámetros y características:

- Longitud: 4 metros
- Anchura: 2 metros
- Espesor: 0.2 metros
- Peso específico del Hormigón: 25 kN/m<sup>3</sup>
- Ferrallado: 10 mm

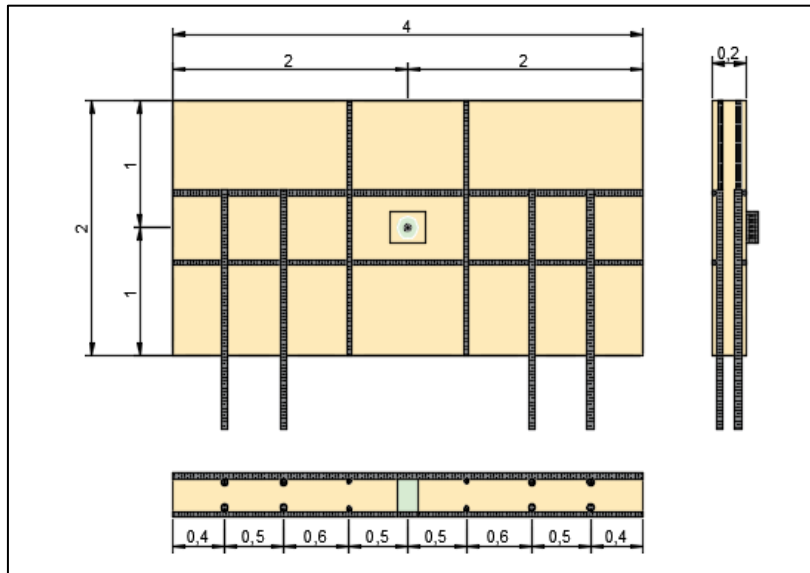


Figura 4. Esquema panel prefabricado (Modelo 3). Fuente: Propia

#### 2.1.2 DISPOSICIÓN DE LOS PANELES

A continuación, se muestra la disposición tipo de los paneles en una sección representativa del tramo de estudio, tanto para el sector 1 (figura 5) como para el sector 2 (figura 6).

En el caso del sector 1 se ha representado una sección de 18 metros con 6 columnas de módulos prefabricados de altura variable. La unión y consolidación de los paneles como una estructura continua se efectúa mediante 2 formas.

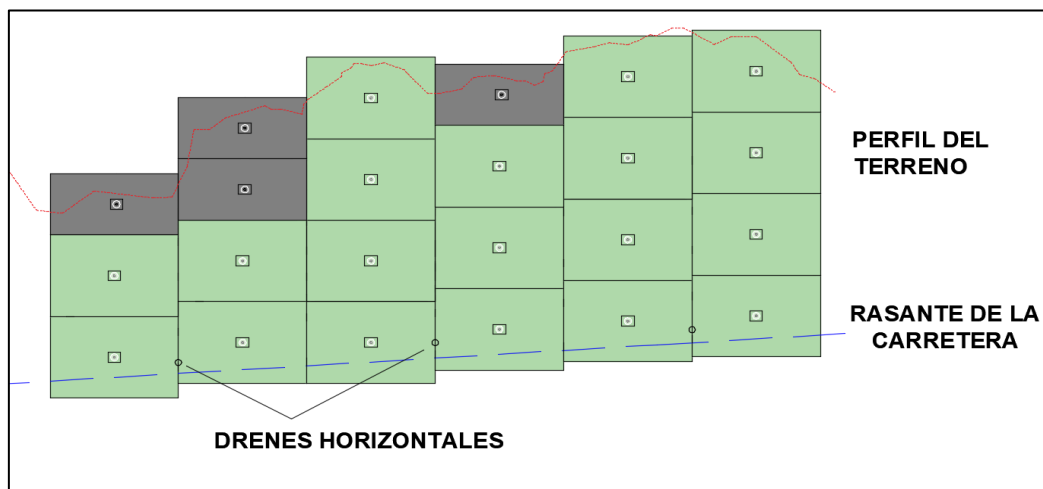


Figura 5. Esquema de la disposición de los paneles en el sector 1. Fuente: Propia



En primer lugar, mediante la unión de los paneles a la roca empleando anclajes pasivos efectuados en la zona central del panel. Por otro lado, se han dispuesto barras de acero embebidas en el hormigón con el objetivo de efectuar uniones entre los paneles de manera vertical, consolidando de esta manera la rigidez de la estructura.

Las barras empleadas, presentan las siguientes características para el modelo 1:

Diámetro	32 mm
Longitud de la barra	1 metro
Tipo de barra	B500S

TABLA 1. Características de las barras de unión

Las barras utilizadas presentan las siguientes características para el modelo 2:

Diámetro	32 mm
Longitud barra	1.30 metro
Tipo de barra	B500S

TABLA 2. Características de las barras de unión

En el caso del modelo 3 las barras empleadas presentan las siguientes características:

Diámetro	32 mm
Longitud de la barra	1.30 metro
Tipo de barra	B500S

TABLA 3. Características de las barras de unión

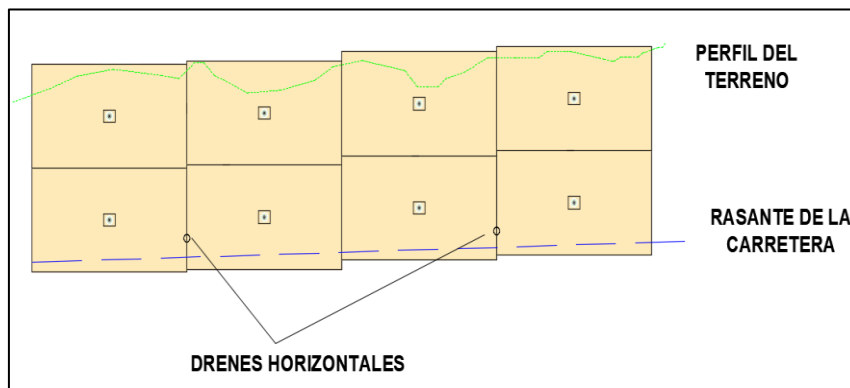


Figura 6. Esquema de la disposición de los paneles en el sector 2. Fuente: Propia

Del mismo modo se ha indicado la disposición de los drenes a lo largo del tramo, con una separación de 6 u 8 metros entre cada uno.

Es necesario indicar que el panel base sobre el que se asienta la columna de paneles carece de las barras de unión en la zona inferior del panel, puesto que están en contacto con el terreno.

Los paneles se dispondrán mediante una grúa autopropulsada con capacidad de elevación de 30 toneladas y 27 metros de altura de trabajo. Se ha optado por esta capacidad de elevación a partir del siguiente cálculo:

- Hormigón del panel: 25kN/m<sup>3</sup>
- Dimensiones del panel más grande: 4x2x0,2
- Volumen del panel: 1,6 m<sup>3</sup>
- Peso del panel en kN y Toneladas: 25\*1,6 = 40 kN / 4,1 t

Respecto a la altura de trabajo el izado de los paneles no sobrepasa los 10-12 metros debido a la altura máxima del muro en el sector 1 que se sitúa en 8 metros.

### 2.1.3 SOSTENIMIENTO PROVISIONAL DEL MURO

Con el fin de asegurar la estabilidad del muro de paneles a lo largo de la fase de montaje, así como tras la excavación del terreno, se propone una estabilización provisional a través de paneles de madera de dimensiones variables unidos a puntales dispuestos de contrapesos en el extremo del mismo.

Este sistema será desmontable y permitirá la formación del muro desde la parte inferior hasta la superior (zona más inestable), retirando los paneles de manera progresiva e instalando los paneles anclados a la roca.

Con la instalación progresiva y alterna de los paneles se busca asegurar la estabilidad del talud en todo momento. Dada la altura máxima de los sectores se proponen las siguientes medidas para los paneles:

**Panel 1:** 2,5x1,5x0,2 metros

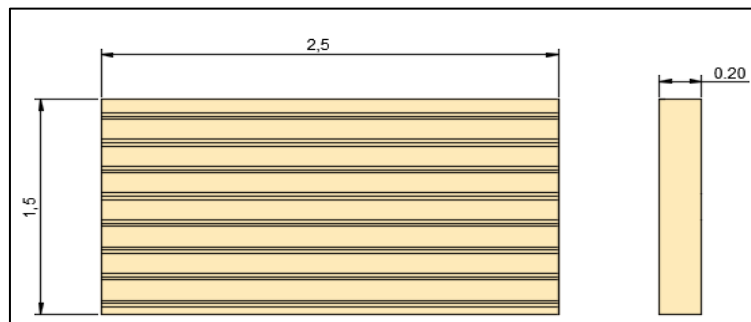


Figura 7. Esquema del panel 1. Fuente: Propia

**Panel 2:** 2x1x0,2 metros

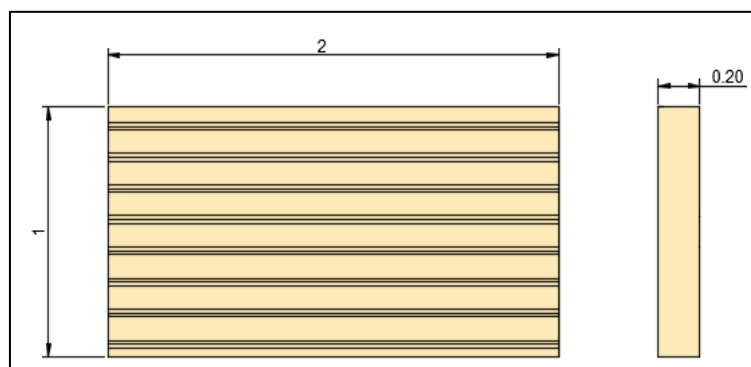


Figura 8. Esquema del panel 2. Fuente: Propia

### Sector 1

En el sector 1 la altura máxima no sobrepasa los 8 metros, concentrando una zona de mayor inestabilidad en la parte superior del muro, por ello, se propone la instalación provisional de 2 niveles de 1,5 m altura para la modelización de una sección tipo. Se tiene la siguiente configuración de cargas para una sección tipo:

- Nivel 1: Carga de 20 kN/m<sup>2</sup>
- Nivel 2: Carga de 25 kN/m<sup>2</sup>

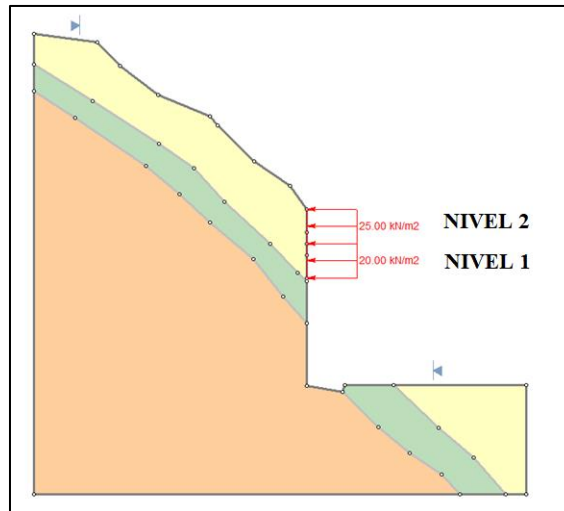


Figura 9. Configuración de cargas para el panel 1. Fuente: Propia

Con la colocación de los 2 niveles paneles en la parte superior del muro, se tiene un FS de 1.310 en el caso de condiciones normales, y un FS de 1.107 en el caso de condiciones sísmicas.

### Sector 2

La altura máxima se sitúa en los 4 metros, no obstante, la zona de mayor inestabilidad se dispone en los últimos 2 metros por lo que se establecerán 2 niveles de paneles de 1 m de altura en esa zona. A continuación, se muestra una modelización de la solución estableciendo cargas permanentes para los distintos niveles. Se propone la siguiente configuración de cargas para una sección tipo:

- Nivel 1: Carga de 30 kN/m<sup>2</sup>
- Nivel 2: Carga de 30 kN/m<sup>2</sup>

Con la colocación de los 2 niveles en la parte superior del muro, se tiene un FS de 1.361 en el caso de condiciones normales, y un FS de 1.171 en el caso de condiciones sísmicas.

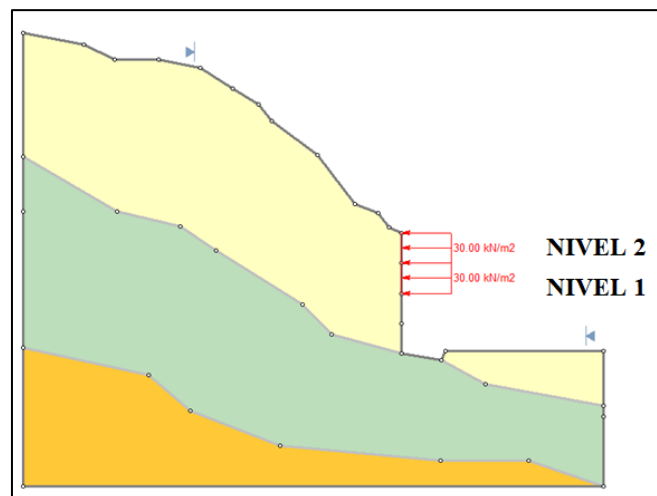


Figura 10. Configuración de cargas para el panel 2. Fuente: Propia

## 2.2 ANCLAJES

### 2.2.1 INTRODUCCIÓN

Los anclajes son dispositivos constituidos por cables o barras rígidas integradas en la roca de la ladera o en diversas partes de un muro capaces de transmitir una carga de tracción a una zona del terreno capaz de soportar dicho esfuerzo.

Los anclajes se emplean para diversas funciones como estabilización de terreno, arriostramiento de estructuras de contención, refuerzo de estructuras o en la absorción de esfuerzos en las cimentaciones.

Respecto a la tipología de anclajes presentes en la actualidad existen 2 formas de clasificarlos. La primera de ellas en función de su forma de trabajar y la segunda por su tiempo de actuación.

En la primera categoría se tiene:

- Anclaje activo: Es un tipo de anclaje que tras ser instalado se pretensa hasta llegar a su carga admisible utilizando cables tensados. En base a ello, el terreno se comprime entre la zona de anclaje y la placa de apoyo.
- Anclaje pasivo: El anclaje pasivo entra en tracción por sí solo al presentarse la fuerza exterior y oponerse la cabeza al movimiento del terreno o la estructura, siendo susceptible por tanto de sufrir desplazamientos grandes. Se emplean bulones o pernos y no suelen pasar los 10 metros de longitud.
- Anclaje mixto: Se realiza un pretensado de la armadura por debajo de la carga admisible, reservando una parte de su capacidad resistente a otras eventuales solicitaciones. Se emplean cables tensados

En función de su tiempo de actuación, se tiene:

- Anclaje permanente: Forman parte de la estructura final y se dimensionan con coeficientes de seguridad más elevados que en el caso de los anclajes temporales.
- Anclaje temporal: Se utiliza como un medio auxiliar durante la fase de construcción, estabilizando la estructura durante un tiempo determinado que varía entre 9 meses y 2 años en función de la norma consultada. Tras este período temporal se disponen los elementos resistentes que los sustituyen.

Se ha optado por la utilización de anclajes pasivos permanentes, un tipo de anclaje sometido a una carga inicial menor que en el caso del activo, comprendida entre el 10 y el 25% de la máxima prevista en el proyecto para el mismo.

### 2.2.2 EJECUCIÓN Y TIPOLOGÍA DEL ANCLAJE

El objetivo del proyecto es la estabilización de la ladera a lo largo de los 110 metros que componen el tramo de estudio siendo el empleo de anclajes la medida escogida para ello. Se han utilizados bulones pasivos frente al anclaje activo, entre las razones para ello, destacan:

- Reducción notable de las tensiones que se producen en el cuerpo del talud.
- Los esfuerzos, deformaciones y fuerzan se transmiten de forma más contenida en la zona de contacto entre el bulbo y los materiales.

- La estructura presenta su capacidad de soporte en un plazo de tiempo menor que en el caso del anclaje activo.
- Ejecución más sencilla que en los anclajes activos

Los bulones o barras de anclaje más utilizadas en la actualidad son las barras Dywidag y las barras Gewi o similar. Se optará por utilizar un modelo de barra Gewi del grupo *Dywidag-sistemas* con las siguientes características:

Modelo	Diámetro nominal ( $\varnothing$ ) (mm)	Resistencia a tracción $f_{0,2k}/f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Sección (mm <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Carga al límite elástico $F_{yk}$ (kN)	Carga al límite de rotura $F_{tk}$ (kN)	Sección en la que se emplean
GEWI B500B	32	500/550	804	8	402	442	2
GEWI B500B	50	500/550	1,963	8	982	1.080	1

Tabla 4. Características de las barras utilizadas en los anclajes pasivos. Fuente:

<https://www.dywidag-sistemas.com>

Para la perforación se empleará un taladro con diámetro de 68 milímetros en el caso de la barra de 32mm y de 100 mm para la barra con diámetro 50 milímetros.

La ejecución de los anclajes es un proceso que consta de las siguientes fases de trabajo:

- Replanteo de la zona en la que se ubican las perforaciones
- Transporte hasta pie de obra de la maquinaria y los materiales necesarios para llevar a cabo la operación
- Perforación de la roca mediante un equipo de perforación a rotopercusión y su posterior limpieza.
- Colocación del bulón y ejecución del bulbo del anclaje en el fondo de la perforación
- Inyección de la lechada a baja presión hasta el fondo de la perforación
- Colocación de la placa de reparto y los tornillos o elementos de sujeción

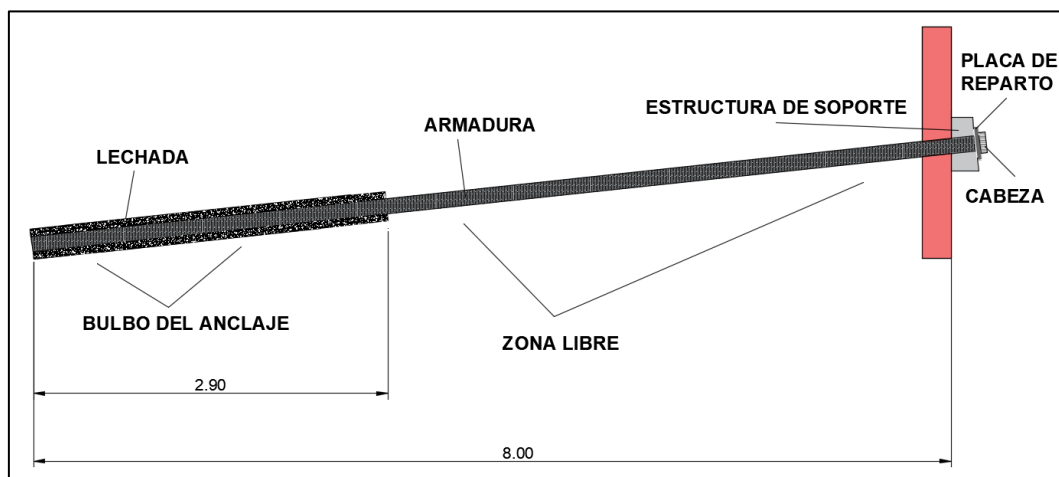


Figura 11. Esquema en detalle del anclaje pasivo con barras de 32 mm. Fuente: Propia

Respecto a las medidas y características de los elementos que componen el anclaje, se tiene:

- Lechada: 25 MPa
- Bulbo de anclaje: 2,9 metros
- Zona libre: 5,10 metros
- Barra: GEWI B500B de 32 mm
- Diámetro de la perforación: 68 mm

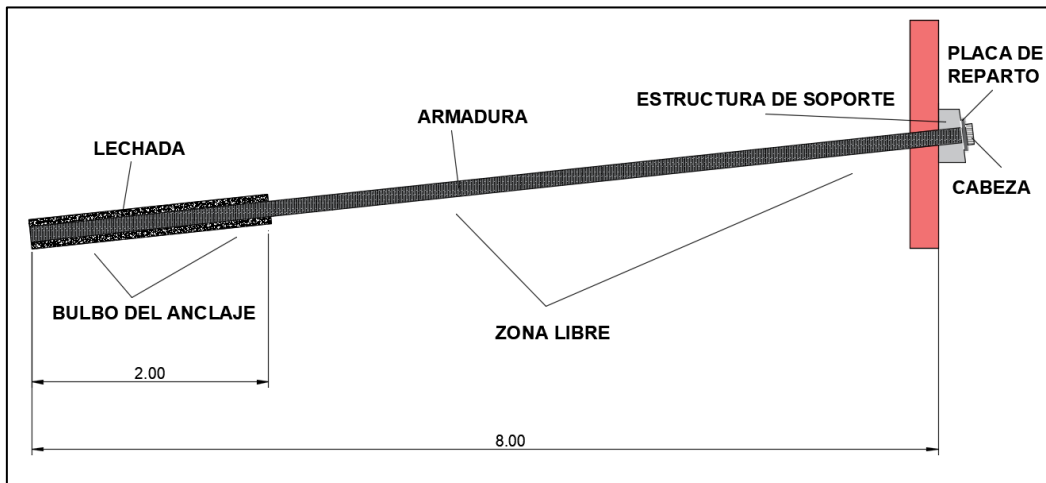


Figura 12. Esquema en detalle del anclaje pasivo con barras de 50 mm. Fuente: Propia

Respecto a las medidas y características de los elementos que componen el anclaje, se tiene:

- Lechada: 25 MPa
- Bulbo de anclaje: 2 metros
- Zona libre: 6 metros
- Barra: GEWI B500B de 50 mm
- Diámetro de la perforación: 100 mm

### 2.2.3 SOLICITACIONES EN LOS ANCLAJES

Con el fin de comprobar la efectividad de los anclajes dispuestos en el terreno se han llevado a cabo una serie de comprobaciones basadas en la "Guía para el proyecto y ejecución de anclajes en obras de carretera" y la norma UNE-EN 1537. La evaluación de la estabilidad de los anclajes se ha realizado comprende los siguientes procesos:

1. Mayoración de las cargas actuantes
2. Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción).
3. Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.
4. Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).

\*Para obtención los datos necesarios se utilizará la tabla X del apartado 2.2.2 y las sucesivas tablas que se muestran en el apartado. Se muestran los resultados obtenidos para las barras de 32 mm debido a que son más limitantes.



### Mayoración de las cargas actuantes

En primer lugar, es necesario obtener la carga nominal mayorada  $P_{ND}$  a través de la expresión:

$$P_{ND}: F_1 * P_N \longrightarrow 220 * 1,5 = 330 \text{ kN}$$

Siendo:

$P_{ND}$  = carga nominal mayorada del anclaje

$P_N$ : carga nominal del anclaje: 220 kN

$F_1$ : Coeficiente de mayoración que depende de si el anclaje es provisional o permanente. Su valor está recogido en la siguiente tabla:

TIPO DE ANCLAJE	$F_1$
Permanente	1,50
Provisional	1,20

Tabla 5. Coeficiente  $F_1$  en función del tipo de anclaje. Fuente: Guía para el diseño y la ejecución de anclajes del terreno

### Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción)

Para anclajes permanentes se tiene:

- $P_{ND} / A_T \leq f_{pk} / 1,30$ :  $330 / 0.804 \leq 550 / 1.30 = 410.44 \leq 423.07$  **ADMISIBLE**
- $P_{ND} / A_T \leq f_{yk} / 1,15$ :  $330 / 0.804 \leq 500 / 1.15 = 410.44 \leq 434.78$  **ADMISIBLE**

Siendo:

- $P_{ND}$  = carga nominal mayorada de cada anclaje.
- $A_T$  = sección del tirante.
- $f_{pk}$  = límite de rotura del acero del tirante (550 N/mm<sup>2</sup>)
- $f_{yk}$  = límite elástico del acero del tirante. (500 N/mm<sup>2</sup>)

### Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo

$$P_{ND} / (L_b \cdot P_T) \leq \tau_{lim} / 1,2 \longrightarrow 330 / (2,83202 * 100,51) \leq 7,40020 / 1,2 = 1,159332 \leq 6,16833$$

**ADMISIBLE**

Siendo:

- $P_{ND}$  = carga nominal mayorada de cada anclaje.
- $P_T$  = perímetro nominal del tirante =  $2\sqrt{\pi \cdot A_T}$ :  $2\sqrt{\pi \cdot 804}$ : 100.51 mm
- $A_T$  = sección del tirante: 804 mm<sup>2</sup>
- $F_{CK}$  = resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa. Se considera una resistencia de 25 MPa.
- $\tau_{lim}$  = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa.

$$\tau_{lim} = 6,9 (F_{CK} / 22,5)^{2/3} = 6,9 (25 / 22,5)^{2/3} : 7,4020$$

- $L_b$  = longitud de cálculo del bulbo. La longitud mínima del bulbo se calculará de la siguiente forma:

$$L_b: P_{ND} / (\pi \cdot D_n \cdot A_{adm}): 330 / (\pi \cdot 68 \cdot 0,6061): 2,832024 \text{ metros}$$

En el caso de las barras de 50 mm se tiene una  $L_b: P_{ND} / (\pi \cdot D_n \cdot A_{adm}): 330 / (\pi \cdot 100 \cdot 0,545455): 1,92577 \text{ metros}$

Siendo:

- $D_n$ : Diámetro de la perforación: 68 mm
- $A_{adm}$ : Se determinará utilizando correlaciones empíricas con la expresión
- $A_{lim}$ : adherencia límite  
 $A_{adm}: a_{lim} / F_3 \longrightarrow 0,9 / 1,65: 0,515152$

\* Se ha escogido en  $a_{lim}$  un valor de 0,9 por el procedimiento de inyección escogido IR. Se ha escogido este procedimiento siguiendo las recomendaciones de la "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno" en la que se indican que los anclajes del tipo IR se emplean generalmente en rocas fisuradas blandas y en aluviales granulares gruesos e incluso finos

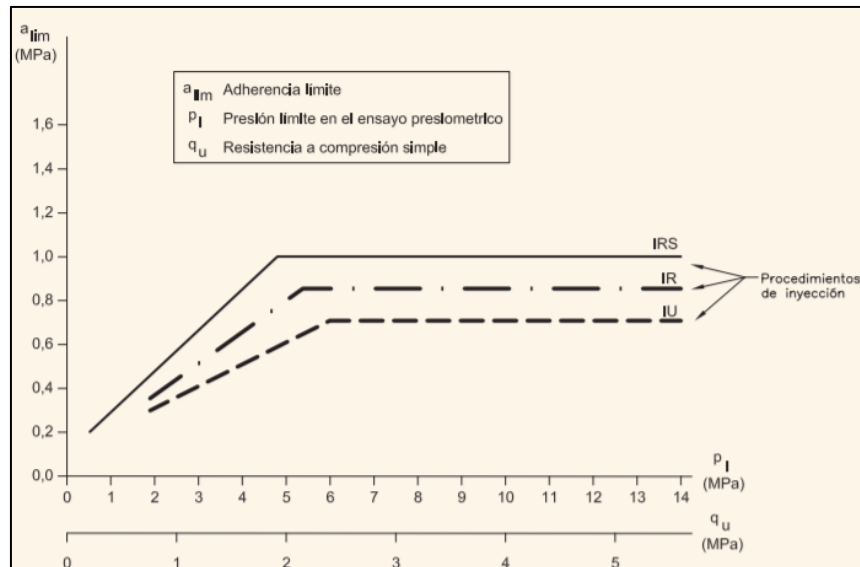


FIGURA 13. Adherencia límite en roca alterada. Fuente: Guía para el diseño y la ejecución de anclajes del terreno.

#### Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno)

$$P_{ND} / (\pi \cdot D_n \cdot L_b) \leq A_{adm} \longrightarrow 330 / (3,14159 \cdot 68 \cdot 2,832024) \leq 0,54545 = 0,54545 \text{ SE CUMPLE}$$

- $P_{ND}$ : 330
- $D_n$ : 68 mm
- $L_b$ : 2,8320
- $A_{adm}$ : 0,6061

## 2.3 DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE

Con el fin de drenar el talud y evacuar el agua procedente de la lluvia se dispone una red de drenaje formada por los siguientes elementos:

- Cuneta de coronación
- Sistema de drenes horizontales
- Cuneta a pie de talud

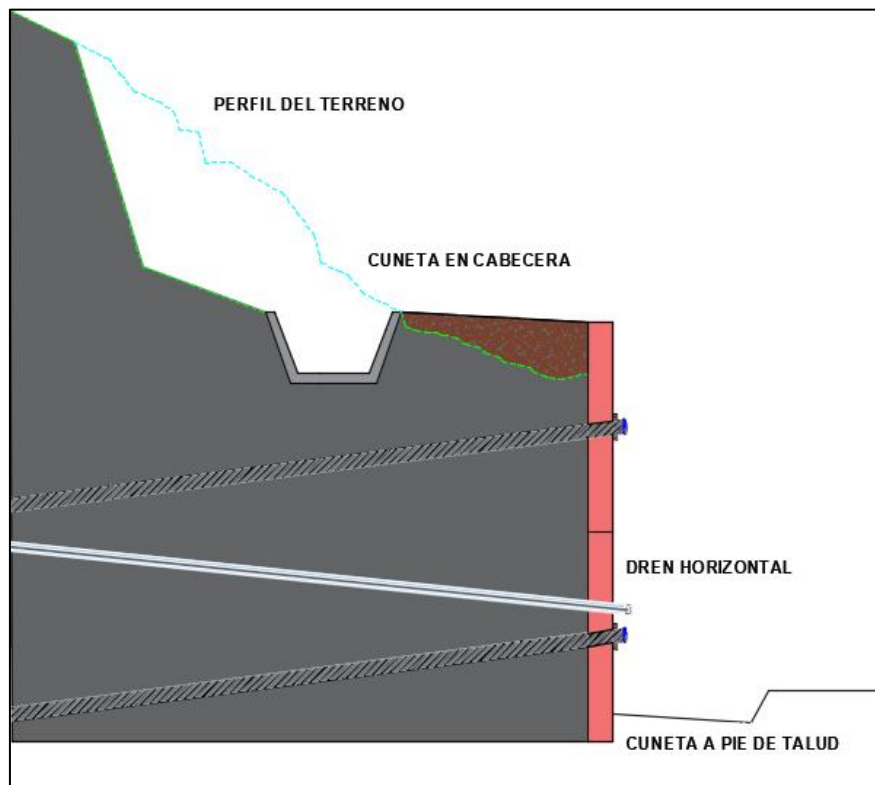


FIGURA 14. Esquema de la red de drenaje de una sección tipo. Fuente: Propia

### Cuneta en cabecera

Se dispondrá en la coronación una cuneta revestida que recoja la escorrentía que pueda recibir de los terrenos de alrededor del talud con las siguientes medidas:

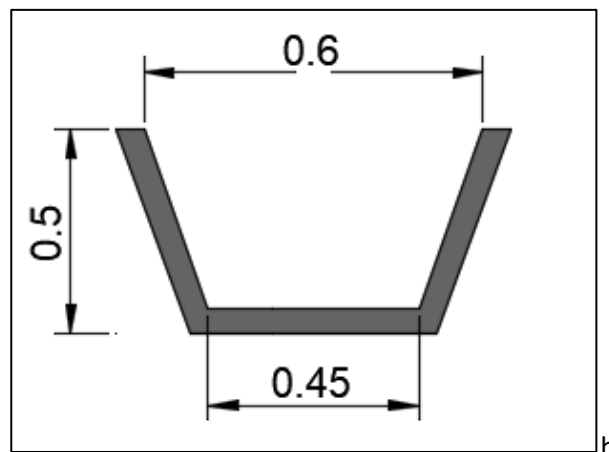


FIGURA 15. Cuneta en coronación. Fuente: Propia

La cuneta contará con una pendiente del 4% y un espesor de 15 cm. En el caso de la cuneta a pie de talud se realizará con una pendiente del 2,5%.

### Cuneta a pie de talud

A pie de talud se dispone una cuneta con una pendiente del 2% y las siguientes medidas:

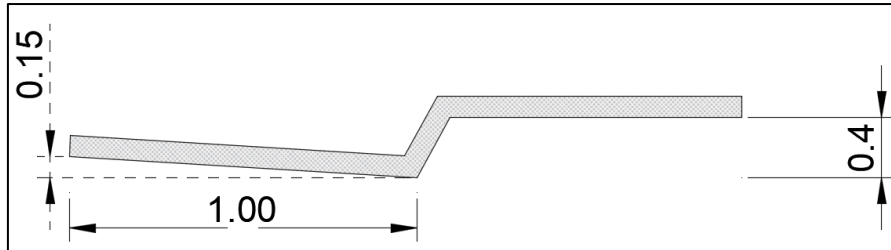


FIGURA 16. Cuneta a pie de talud. Fuente: Propia

## 2.3.1 TIPOLOGÍA DE DREN

Se emplearán drenes californianos para el diseño de la red de drenaje del talud. Para ello se ha escogido un tubo microfisurado Durvinil® RFS del grupo SIREG con las siguientes características:

Tipo de tubo	Microfisurado
Anchura de la microfisura	1 mm
Separación entre microfisuras	18 mm
Pendiente	6%
Separación entre drenes	6/8 metros
Longitud del dren	12 metros
Material	PVC ranurado
Diámetro interior del dren	105 mm
Diámetro exterior del dren	118 mm
Recubrimiento del tubo	Geotextil

TABLA 6. Características técnicas del tubo de drenaje Durvinil de Sireg. Fuente:

[https://www.sireggeotech.it/wp-content/uploads/2018/07/product-specification-RFS-DURVINIL-slotted-drainage-pipes\\_2.pdf](https://www.sireggeotech.it/wp-content/uploads/2018/07/product-specification-RFS-DURVINIL-slotted-drainage-pipes_2.pdf)

Los tubos se fabrican entre ramos de 3 a 6 metros de longitud roscados en ambas extremidades con el fin de poder empalmar diversos tramos utilizando manguitos de unión. La perforación del dren se realizará con un diámetro de 120 mm.

## 3. MODELIZACIÓN DE LA SOLUCIÓN

### 3.1 INTRODUCCIÓN

Una vez expuesto el desarrollo de la solución se procede a comprobar su viabilidad y efectividad empleando el software comercial *Slide* de la firma ROCSCIENCE. Este programa permite analizar y evaluar la estabilidad de una sección de talud en la que se han incluido los elementos y dispositivos planteados en los anteriores apartados.

Se han planteado dos secciones correspondientes al sector 1 y sector 2 del tramo de estudio. En ambas secciones se han planteado dos escenarios, el primero de ellos en condiciones normales y el segundo en condiciones de sismicidad extremas.

En el caso de las condiciones normales de proyecto, tanto la aceleración horizontal como la vertical no se ven afectadas. Sin embargo, para las condiciones sísmicas extremas se ha incluido en el proyecto una aceleración horizontal de 0.09 y una vertical de 0.045.

### 3.2 ESTABILIDAD DEL SECTOR 1

El sector 1 discurre a lo largo de 80 metros en el que encontramos una orografía variable disponiendo taludes verticales entre 4 y 8 metros. En primer lugar, se muestran los resultados arrojados tras el análisis del sector 1 en condiciones normales, se observa un factor de seguridad de 1.599, teniendo por tanto un valor admisible e indicativo de la estabilidad de la ladera.

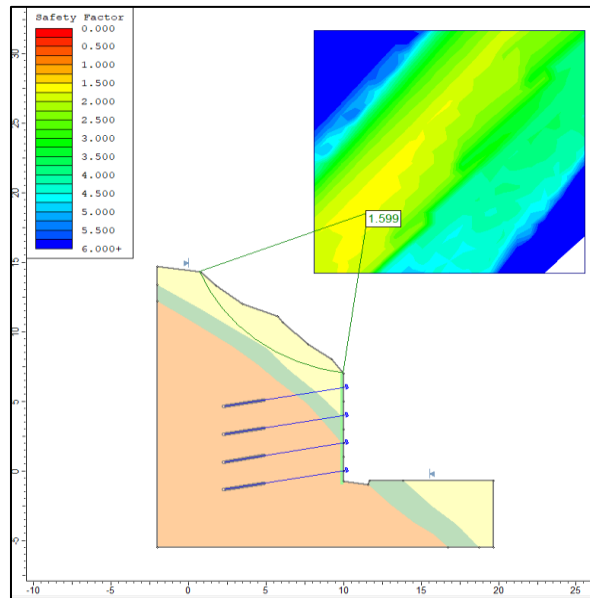


FIGURA 17 Estabilidad del sector 1 en condiciones normales. Fuente: Slide

Tras esto, se han incluido las condiciones sísmicas de la zona de estudio, obteniendo un factor de seguridad de 1.361, teniendo por tanto un valor admisible e indicativo de la estabilidad de la ladera.

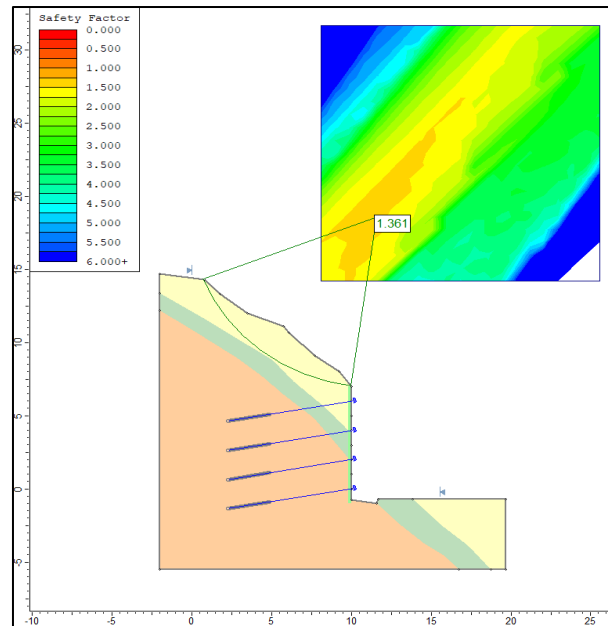


FIGURA 18. Estabilidad del sector 1 en condiciones sísmicas extremas. Fuente: Slide

### 3.3 ESTABILIDAD SECTOR 2

El sector 2 presenta una extensión menor que en el caso del sector 1 en concreto 30 metros, los taludes formados en esta zona presentan una altura variable de entre 2 y 4 metros.

A continuación, se extraen los resultados arrojados tras el análisis del sector 2 en condiciones normales, se observa un factor de seguridad de 1.711, teniendo por tanto un valor aceptable e indicativo de la estabilidad de la ladera.

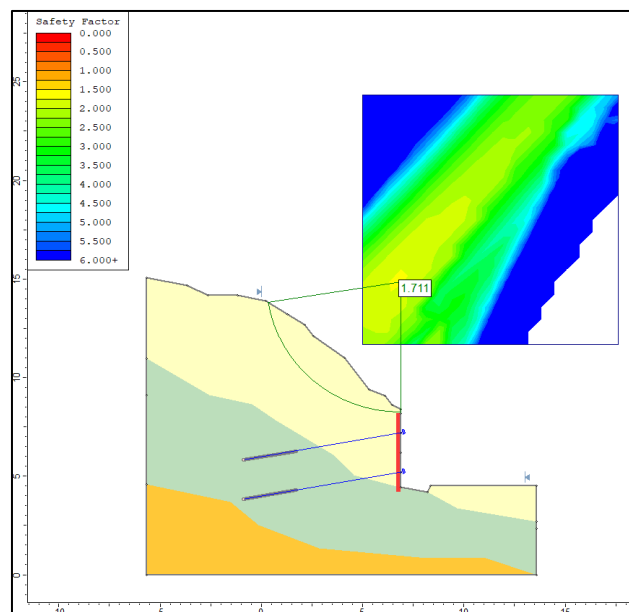


FIGURA 19. Estabilidad del sector 2 en condiciones normales Fuente: Slide

Del mismo modo, se han incluido las condiciones sísmicas de la zona de estudio, obteniendo un factor de seguridad de 1.487, teniendo por tanto un valor aceptable e indicativo de la estabilidad de la ladera.



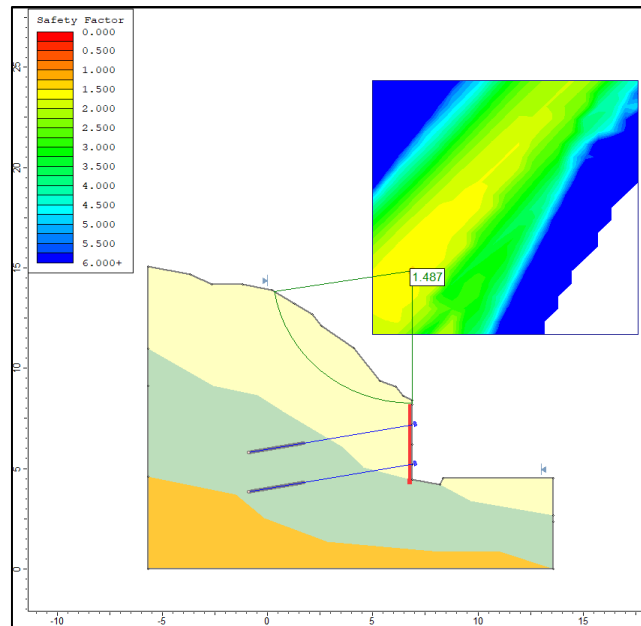


FIGURA 20. Estabilidad del sector 2 en condiciones sísmicas extremas. Fuente: Slide

#### 4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Las referencias, fuentes de información, así como los programas empleados para la redacción son los nombrados a continuación:

- 1) ASOCIACIÓN DE EMPRESAS DE LA TECNOLOGÍA DEL SUELO Y SUBSUELO (2006). *Guía Técnica de Seguridad Micropilotes y Anclajes*.
- 2) MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*.
- 3) UNE-EN 1537 (2015). *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Anclajes*.
- 4) Web de Estructurando (1º consulta febrero 2020). *Como calcular anclajes al terreno tipo Dywidag o Gewi*. Enlace en: <http://estructurando.net/2015/05/25/como-calcular-anclajes-al-terreno-tipo-dywidag-o-gewi/>.
- 5) YEPES, V. (2016). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*.
- 6) Rocscience Inc. *Slide 6.005 (2010) y manual de usuario del programa*.
- 7) MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA (2016). *Norma 5.2-IC. Drenaje superficial*.

## 5. LISTADO DE CÁLCULOS

### 5.1. SLIDE

#### SECTOR 1 CONDICIONES NORMALES

### *Slide Analysis Information*

## *SLIDE - An Interactive Slope Stability Program*

### *Project Summary*

---

File Name: SONDEO 1 CON ANCLAJES COND NORMALES  
Last saved with Slide version: 6.005  
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Date Created: 07/03/2020, 21:16:10

### *General Settings*

---

Units of Measurement: Metric Units  
Time Units: days  
Permeability Units: meters/second  
Failure Direction: Left to Right  
Data Output: Standard  
Maximum Material Properties: 20  
Maximum Support Properties: 20

### *Analysis Options*

---

#### **Analysis Methods Used**

Bishop simplified  
Janbu simplified

Number of slices: 25  
Tolerance: 0.005  
Maximum number of iterations: 50  
Check malpha < 0.2: Yes  
Initial trial value of FS: 1  
Steffensen Iteration: Yes

### *Groundwater Analysis*

---

Groundwater Method: Water Surfaces  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
Advanced Groundwater Method: None

### *Random Numbers*





---

Pseudo-random Seed: 10116  
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

## Surface Options

Surface Type: Circular  
 Search Method: Grid Search  
 Radius Increment: 10  
 Composite Surfaces: Disabled  
 Reverse Curvature: Create Tension Crack  
 Minimum Elevation: Not Defined  
 Minimum Depth: Not Defined

## Material Properties

Property	Mat granular, alto contenido en arenas, finos y arcillas	Mat lutitas, consist muy dura, arcillas y limos amarillos	Macizo	HORMIGÓN
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Generalised Hoek-Brown	Generalised Hoek-Brown	Generalised Hoek-Brown
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	19	20	22	25
Cohesion [kPa]	10			
Friction Angle [deg]	30			
Unconfined Compressive Strength (intact) [kPa]		5000	15000	25000
nmb		0.617951	1.40506	6.99673
ns		0.000240369	0.00309559	0.329193
na		0.531267	0.506582	0.500201
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0.1	0	0	0

## Support Properties

### ANCLAJES SONDEO 1

Support Type: Grouted Tieback  
 Force Application: Passive  
 Out-of-Plane Spacing: 1 m  
 Tensile Capacity: 220 kN  
 Plate Capacity: 220 kN  
 Bond length: 33 percent  
 Bond Strength: 50 kN/m

## List Of Coordinates

### Bolt

X	Y
10.143	6.028
2.26454	4.63881

### Bolt

X	Y
10.143	4.028
2.26454	2.63881

### Bolt

X	Y
10.143	2.028
2.26454	0.638815

**Bolt**

X	Y
10.1404	0.025068
2.26194	-1.36412

**External Boundary**

X	Y
-2	-5.513
16.735	-5.513
18.732	-5.513
19.658	-5.513
19.658	-0.703
13.821	-0.703
11.664	-0.703
11.575	-1
10	-0.75
10	0
10	1
10	2.012
10	3
10	4
10	5
10	6
10	7
9.249	8.054
7.689	9.097
6.064	10.684
5.728	11.101
3.476	12.02
1.79	13.316
0.783	14.335
-2	14.71
-2	13.3662
-2	13.3662
-2	12.1835
-2	12.1835

**Material Boundary**

X	Y
-2	12.1835
-0.199818	11.0188
2.91718	8.90778
4.40018	7.66378
5.74918	6.43678
7.64718	4.82578
8.97418	3.19678
9.8	2.07948

**Material Boundary**

X	Y
-2	13.3662
0.597	11.7599
3.5	9.86991
5.029	8.80991
6.385	7.34191
8.407	5.51091
9.6	4.21705
9.8	4.00014

**Material Boundary**

X	Y
9.8	3
9.8	4.00014
9.8	4.00014
9.8	4.00014
9.8	5

**Material Boundary**

X	Y
10	5
9.8	5
9.8	7
10	7

**Material Boundary**

X	Y
11.575	-1
13.15	-2.544
14.523	-3.701
15.92	-4.629
16.735	-5.513

**Material Boundary**

X	Y
13.821	-0.703
15.786	-2.595
17.328	-3.902
18.732	-5.513

**Material Boundary**

X	Y
9.8	3
10	3

**Material Boundary**

X	Y
9.8	1
9.8	2.07948
9.8	3

**Material Boundary**

X	Y
9.8	1
9.8	-1
10	-1
10	-0.75

**Material Boundary**

X	Y
9.8	1
10	1

## SECTOR 1 CONDICIONES SÍSMICAS

### *Slide Analysis Information* *SLIDE - An Interactive Slope Stability Program*

#### ***Project Summary***

---

File Name: SONDEO 1 CON ANCLAJES COND SÍSMICAS  
Slide Modeler Version: 6.005  
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Date Created: 07/03/2020, 21:16:10

#### ***General Settings***

---

Units of Measurement: Metric Units  
Time Units: days  
Permeability Units: meters/second  
Failure Direction: Left to Right  
Data Output: Standard  
Maximum Material Properties: 20  
Maximum Support Properties: 20

#### ***Analysis Options***

---

##### **Analysis Methods Used**

Bishop simplified  
Janbu simplified

Number of slices: 25  
Tolerance: 0.005  
Maximum number of iterations: 50  
Check  $\alpha < 0.2$ : Yes  
Initial trial value of FS: 1  
Steffensen Iteration: Yes

#### ***Groundwater Analysis***

---

Groundwater Method: Water Surfaces  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
Advanced Groundwater Method: None

#### ***Random Numbers***

---

Pseudo-random Seed: 10116  
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

#### ***Surface Options***

---





Surface Type: Circular  
Search Method: Grid Search  
Radius Increment: 10  
Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Create Tension Crack  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth: Not Defined

#### ***Loading***

---

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.09  
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.045

## Material Properties

Property	Mat granular, alto contenido en arenas, finos y arcillas	Mat lutitas, consist muy dura, arcillas y limos amarillos	Macizo	HORMIGÓN
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Generalised Hoek-Brown	Generalised Hoek-Brown	Generalised Hoek-Brown
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	19	20	22	25
Cohesion [kPa]	10			
Friction Angle [deg]	30			
Unconfined Compressive Strength (Intact) [kPa]		5000	15000	25000
nmb		0.617951	1.40506	6.99673
ns		0.000240369	0.00309559	0.329193
na		0.531267	0.506582	0.500201
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0.1	0	0	0

## Support Properties

### ANCLAJES SONDEO 1

Support Type: Grouted Tieback  
 Force Application: Passive  
 Out-of-Plane Spacing: 1 m  
 Tensile Capacity: 220 kN  
 Plate Capacity: 220 kN  
 Bond length: 33 percent  
 Bond Strength: 50 kN/m

## List Of Coordinates

### Bolt

X	Y
10.143	6.028
2.26454	4.63881

### Bolt

X	Y
10.143	4.028
2.26454	2.63881

### Bolt

X	Y
10.143	2.028
2.26454	0.638815

### Bolt

X	Y
10.1404	0.025068
2.26194	-1.36412



### External Boundary

X	Y
-2	-5.513
16.735	-5.513
18.732	-5.513
19.658	-5.513
19.658	-0.703
13.821	-0.703
11.664	-0.703
11.575	-1
10	-0.75
10	0
10	1
10	2.012
10	3
10	4
10	5
10	6
10	7

9.249	8.054
7.689	9.097
6.064	10.684
5.728	11.101
3.476	12.02
1.79	13.316
0.783	14.335
-2	14.71
-2	13.3662
-2	13.3662
-2	12.1835
-2	12.1835

**Material Boundary**

X	Y
-2	12.1835
-0.199818	11.0188
2.91718	8.90778
4.40018	7.66378
5.74918	6.43678
7.64718	4.82578
8.97418	3.19678
9.8	2.07948

**Material Boundary**

X	Y
-2	13.3662
0.597	11.7599
3.5	9.86991
5.029	8.80991
6.385	7.34191
8.407	5.51091
9.6	4.21705
9.8	4.00014

**Material Boundary**

X	Y
9.8	3
9.8	4.00014
9.8	4.00014
9.8	4.00014
9.8	5

**Material Boundary**

X	Y
10	5
9.8	5
9.8	7
10	7

**Material Boundary**

X	Y
11.575	-1
13.15	-2.544
14.523	-3.701
15.92	-4.629
16.735	-5.513

**Material Boundary**

X	Y
13.821	-0.703
15.786	-2.595
17.328	-3.902
18.732	-5.513

**Material Boundary**

X	Y
9.8	3
10	3

**Material Boundary**

X	Y
9.8	1
9.8	2.07948
9.8	3

**Material Boundary**

X	Y
9.8	1
9.8	-1
10	-1
10	-0.75

**Material Boundary**

X	Y
9.8	1
10	1

## SECTOR 2: CONDICIONES NORMALES

### Slide Analysis Information SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

#### Project Summary

File Name: SONDEO 2 ANCLAJES COND NORMALES  
Last saved with Slide version: 6.005  
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Date Created: 10/03/2020, 16:37:13

#### General Settings

Units of Measurement: Metric Units  
Time Units: days  
Permeability Units: meters/second  
Failure Direction: Left to Right  
Data Output: Standard  
Maximum Material Properties: 20  
Maximum Support Properties: 20

#### Analysis Options

##### Analysis Methods Used

Bishop simplified  
Janbu simplified  
Number of slices: 25  
Tolerance: 0.005  
Maximum number of iterations: 75  
Check malpha < 0.2: Yes  
Initial trial value of FS: 1  
Steffensen Iteration: Yes

#### Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
Advanced Groundwater Method: None





#### Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116  
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

#### Surface Options

Surface Type: Circular  
Search Method: Grid Search  
Radius Increment: 10  
Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Create Tension Crack  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth: Not Defined

#### Material Properties

Property	Déposito coluvial	lutita con alto fracturamiento	HORMIGÓN	Material 4
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Generalised Hoek-Brown	Generalised Hoek-Brown	Generalised Hoek-Brown
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18	20	25	22
Cohesion [kPa]	10			
Friction Angle [deg]	33			
Unconfined Compressive Strength (intact) [kPa]		5000	25000	15000
nmb		0.617951	6.99673	1.40506
ns		0.000240369	0.329193	0.00309559
na		0.531267	0.500201	0.506582
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0.1	0.1	0	0

## Support Properties

---

### ANCLAJES SONDEO 2

Support Type: Grouted Tieback  
Force Application: Passive  
Out-of-Plane Spacing: 1 m  
Tensile Capacity: 200 kN  
Plate Capacity: 200 kN  
Bond length: 33 percent  
Bond Strength: 20 kN/m

## List Of Coordinates

---

### Bolt

X	Y
6.98783	7.2097
-0.890633	5.82052

### Bolt

X	Y
6.985	5.221
-0.893462	3.83181

### External Boundary

X	Y
13.583	4.511
8.349	4.511
8.209	4.191
6.881	4.441
6.881	5.191
6.881	6.191
6.881	7.191
6.881	8.191
6.881	8.415
6.449	8.609
6.104	9.089
5.32738	9.385
4.102	11.016
2.575	12.124
2.131	12.691
1.279	13.205
0.206	13.891
-1.164	14.173
-2.629	14.173
-3.662	14.675
-5.674	15.07
-5.674	10.962
-5.674	9.13
-5.674	4.60354
-5.674	4.60354
-5.674	0

13.583	0
13.583	2.329
13.583	2.68289

### Material Boundary

X	Y
-5.674	10.962
-2.562	9.131
-0.471	8.648
0.728	7.823
3.591	6.051
4.555	5.064
6.67528	4.48456

### Material Boundary

X	Y
-5.674	4.60354
-1.517	3.704
-0.135	2.522
2.842	1.35
8.182	0.855
11.086	0.855
13.583	0

**Material Boundary**

X	Y
8.209	4.191
9.66233	3.38616
13.583	2.68289

**Material Boundary**

X	Y
6.681	6.191
6.681	8.191
6.881	8.191

**Material Boundary**

X	Y
6.881	4.441
6.881	4.191
6.67528	4.191
6.67528	4.48456
6.681	6.191
6.881	6.191

## SECTOR 2: CONDICIONES SÍSMICAS

### *Slide Analysis Information* *SLIDE - An Interactive Slope Stability Program*

**Project Summary**

---

File Name: SONDEO 2 ANCLAJES COND SÍSMICAS  
Last saved with Slide version: 6.005  
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Date Created: 10/03/2020, 16:37:13

**General Settings**

---

Units of Measurement: Metric Units  
Time Units: days  
Permeability Units: meters/second  
Failure Direction: Left to Right  
Data Output: Standard  
Maximum Material Properties: 20  
Maximum Support Properties: 20

**Analysis Options**

---

**Analysis Methods Used**

Bishop simplified  
Janbu simplified  
Number of slices: 25  
Tolerance: 0.005  
Maximum number of iterations: 75  
Check malpha < 0.2: Yes  
Initial trial value of FS: 1  
Steffensen Iteration: Yes

**Groundwater Analysis**

---

Groundwater Method: Water Surfaces  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
Advanced Groundwater Method: None

**Random Numbers**

---

Pseudo-random Seed: 10116  
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3





## Surface Options

Surface Type: Circular  
 Search Method: Grid Search  
 Radius Increment: 10  
 Composite Surfaces: Disabled  
 Reverse Curvature: Create Tension Crack  
 Minimum Elevation: Not Defined  
 Minimum Depth: Not Defined

## Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.09  
 Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.045

## Material Properties

Property	Déposito coluvial	lutita con alto fracturamiento	HORMIGÓN	Material 4
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Generalised Hoek-Brown	Generalised Hoek-Brown	Generalised Hoek-Brown
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18	20	25	22
Cohesion [kPa]	10			
Friction Angle [deg]	33			
Unconfined Compressive Strength (intact) [kPa]		5000	25000	15000
nmb		0.617951	6.99673	1.40506
ns		0.000240369	0.329193	0.00309559
na		0.531267	0.500201	0.506582
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0.1	0.1	0	0

## Support Properties

### ANCLAJES SONDEO 2

Support Type: Grouted Tieback  
 Force Application: Passive  
 Out-of-Plane Spacing: 1 m  
 Tensile Capacity: 200 kN  
 Plate Capacity: 200 kN  
 Bond length: 33 percent  
 Bond Strength: 20 kN/m

## List Of Coordinates

### Bolt

X	Y
6.98783	7.2097
-0.890633	5.82052

### Bolt

X	Y
6.985	5.221
-0.893462	3.83181

### External Boundary

X	Y
13.583	4.511
8.349	4.511
8.209	4.191
6.881	4.441
6.881	5.191
6.881	6.191
6.881	7.191
6.881	8.191
6.881	8.415
6.449	8.609
6.104	9.089
5.32738	9.385
4.102	11.016
2.575	12.124
2.131	12.691
1.279	13.205
0.206	13.891
-1.164	14.173
-2.629	14.173
-3.662	14.675
-5.674	15.07
-5.674	10.962
-5.674	9.13
-5.674	4.60354
-5.674	4.60354
-5.674	0
13.583	0



13.583	2.329
13.583	2.68289

**Material Boundary**

X	Y
-5.674	10.962
-2.562	9.131
-0.471	8.648
0.728	7.823
3.591	6.051
4.555	5.064
6.67528	4.48456

**Material Boundary**

X	Y
-5.674	4.60354
-1.517	3.704
-0.135	2.522
2.842	1.35
8.182	0.855
11.086	0.855
13.583	0

**Material Boundary**

X	Y
8.209	4.191
9.66233	3.38616
13.583	2.68289

**Material Boundary**

X	Y
6.681	6.191
6.681	8.191
6.881	8.191

**Material Boundary**

X	Y
6.881	4.441
6.881	4.191
6.67528	4.191
6.67528	4.48456
6.681	6.191
6.881	6.191

## 5.2. ANCLAJES

### Mayoración cargas actuantes

carga nominal	220
coef de mayoración anclaje permanente	1.5
carga nominal mayorada	330

### Tensión admisible del acero tirante (rotura del tirante a tracción)

168.11	≤	423.0769	CUMPLE
168.11	≤	434.7826	CUMPLE

carga nominal de mayorada	330
fpk	550
fyk	500
At (sección del tirante)	1.963
coeficiente F2	1.3
coeficiente F3	1.15

### Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo

$PND / (Lb. Pt) \leq tlim / 1,2$	→	1.159332	≤	6.16833	CUMPLE
----------------------------------	---	----------	---	---------	--------

Carga nominal mayorada (PND)	330	
Perímetro nominal del tirante (Pt)	$2\sqrt{\pi At}$	100.51
Sección del tirante At	0,804	
Fck (resistencia característica lechada)	25	

$\tau_{lim}$ = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa.	7.402
--	-------

$$\tau_{lim} = 6,9 (F_{ck}/22,5)^{2/3}$$

Lb: longitud de cálculo de bulbo		
pi	3.14159	
Diámetro de la perforación (Dn)		68
Aadm	alim/F3	0.545455
alim (Mpa)		0.9
F3 permanente		1.65

$$L_b: P_{ND} / (\pi \cdot D_n \cdot A_{adm}) \quad \mathbf{2.8320242}$$

### Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo

$$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b) \leq a_{adm}$$

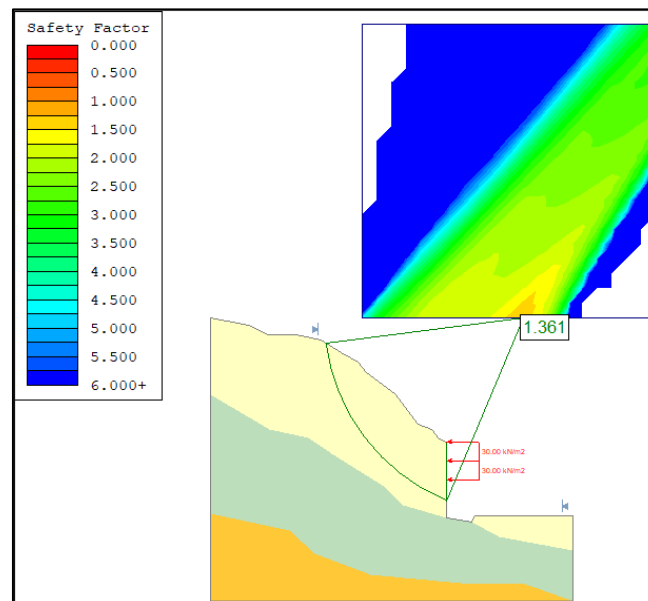
0.545455	≤	0.545455	CUMPLE
----------	---	----------	--------

pi	3.14159
Lb	2.832024
Dn	68
PND	330
F3	1.65
Alim	0.9
Aadm	0.545455

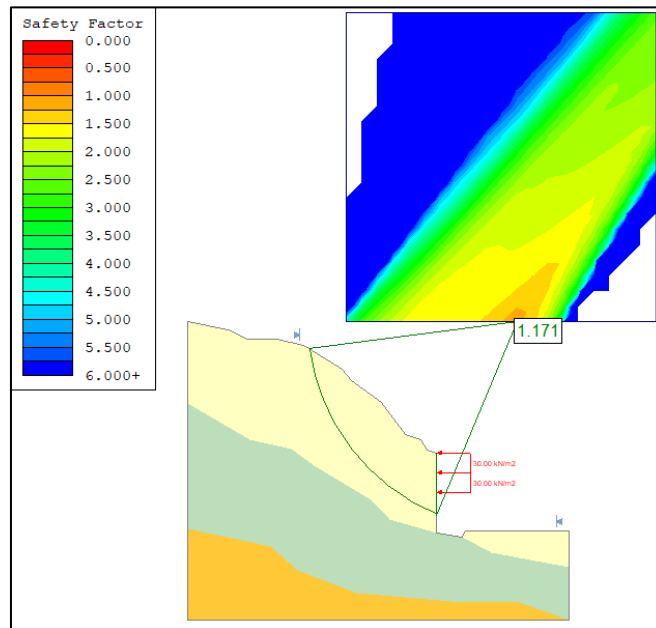
## 5.3 SOSTENIMIENTO PROVISIONAL

### Sector 1

- FS con condiciones normales

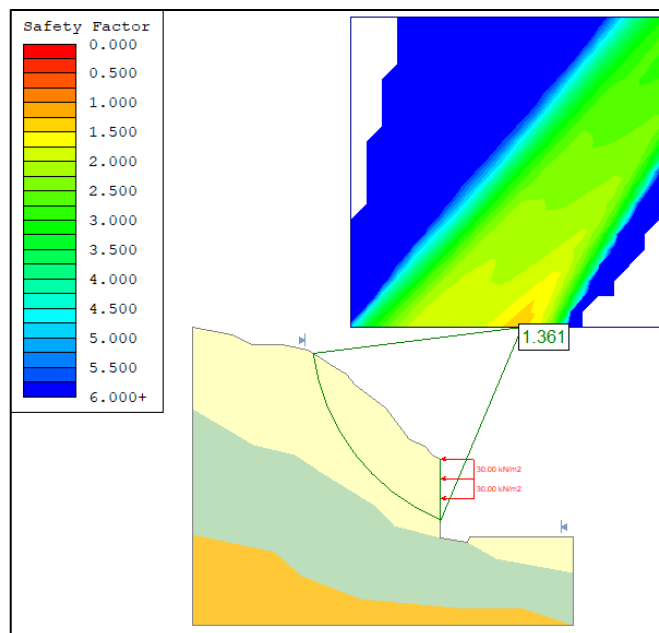


- FS con condiciones sísmicas

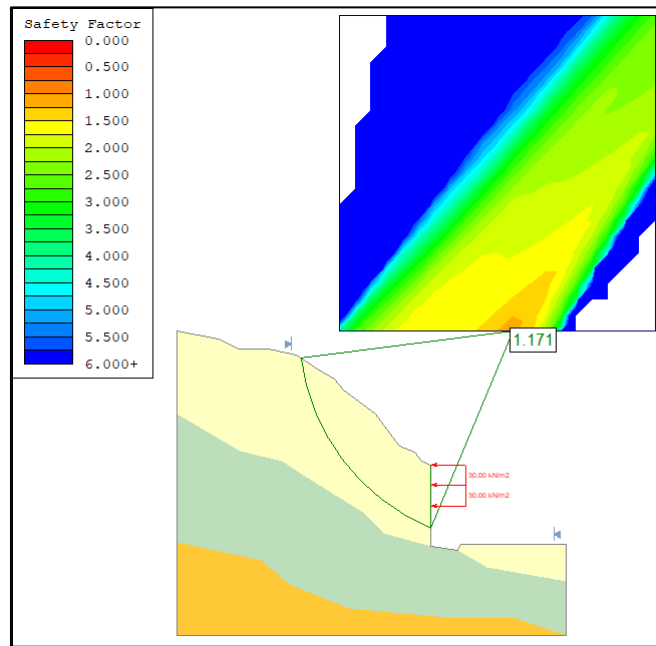


## Sector 2

- FS con condiciones normales



- FS con condiciones sísmicas





TRABAJO FINAL DE GRADO

*ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL  
PUNTO CRÍTICO Nº19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE  
LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)*

---

*ANEJO Nº7: VALORACIÓN ECONÓMICA Y PROGRAMA DE TRABAJOS*

**Titulación:** *Grado en Ingeniería Civil*

**Curso académico:** *2019/2020*

**Autor:** *Sergio Alba Quesada*

**Tutor:** *Francisco Javier Torrijo Echarri*

*Valencia, julio de 2020*



# ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. FASES DEL PROCESO.....	3
2.1. TRABAJOS PREVIOS.....	3
2.2. DISPOSICIÓN DE PANELES Y ANCLAJES.....	5
2.3. DRENAJE Y REACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO .....	6
3. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	7
4. DIAGRAMA DE GANTT .....	16
5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	17

## 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del anejo es describir el proceso de ejecución de la solución escogida previamente en el anejo N.º 6 con el fin de asegurar la estabilidad de la ladera. Se procede a describir las fases que componen la ejecución de la solución, así como la valoración económica aproximada de las mismas empleando un diagrama de Gantt asociado a las tareas correspondientes.

## 2. FASES DEL PROCESO

Para ejecutar la solución, el proceso se ha dividido en 3 fases a partir de las cuales se realiza una valoración económica para cada una de ellas, así como un programa de trabajo. Las fases del proceso de ejecución son:

- Trabajos Previos
- Disposición de paneles y anclajes
- Drenaje y reacondicionamiento

### 2.1. TRABAJOS PREVIOS

La zona que rodea el tramo de estudio se presenta como una zona montañosa con una orografía irregular por lo que trabajos previos de preparación del terreno para poder ejecutar la solución presentan cierta relevancia.

Los trabajos previos se centran en el desbroce de la zona de actuación y en la excavación de los materiales presentes tanto en la vía como en las laderas. La duración de las actuaciones previas a la ejecución del muro de paneles prefabricados ancladas se sitúa en torno a las dos semanas incluyendo el transporte de la maquinaria de perforación hasta la zona.

#### DESBROCE DE LA ZONA

El desbroce de la zona se centra tanto en la retirada de vegetación en la ladera como en la zona próxima a la vía.



Figura 1. Vegetación de la zona. Fuente: Propia



Debido a la lejanía del emplazamiento y a la dificultad de acceso y maniobra de la maquinaria se propone el empleo de retroexcavadoras junto a la ayuda de operarios para agilizar la retirada de la vegetación. El volumen de desbroce que se debe llevar a cabo se sitúa en 250 m<sup>2</sup>

### EXCAVACIÓN DE LA LADERA

Debido a las dimensiones reducidas del espacio de trabajo se propone el traslado del terreno excavado hacia una localización adyacente con el fin de transportar finalmente el terreno hasta un vertedero local.

Respecto al volumen de excavación proveniente de la ladera, se divide en los 2 sectores del estudio:

- Sector 1 con muro de paneles prefabricados de entre 4 y 8 metros: 800 m<sup>3</sup>
- Sector 2 con muro de paneles prefabricados de entre 2 y 8 metros: 150 m<sup>3</sup>

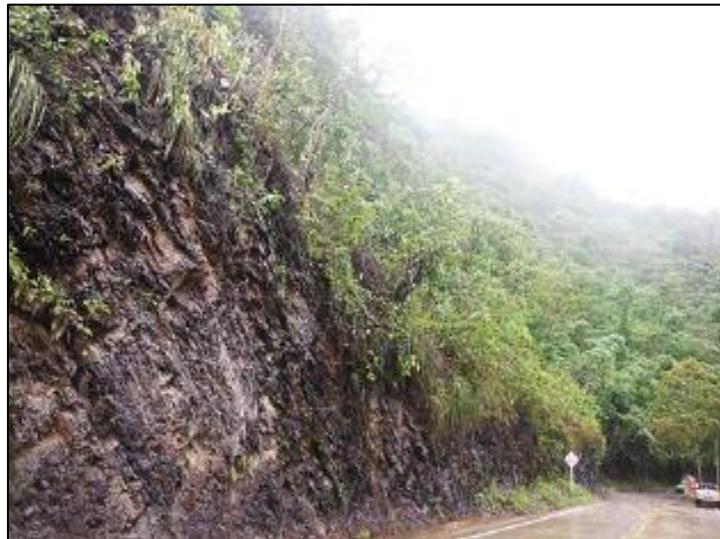


Figura 2. Afloramiento de lutitas en la zona. Fuente: Propia

### TRANSPORTE Y PUESTA EN OBRA DE LOS EQUIPOS DE ANCLAJE

De forma previa a la fase de ejecución de los anclajes y drenes horizontales, se transportará la maquinaria de perforación hasta la obra, disponiendo de 1 semana para realizar esta tarea.

### ESTABILIZACIÓN PROVISIONAL DEL MURO

De forma previa las perforaciones sobre la roca, es necesario estabilizar de manera provisional la ladera con el fin de asegurar la estabilidad en todo momento. Para llevar a cabo esta tarea se propone la disposición de paneles de madera apuntalados con contrapeso en el extremo opuesto. Los paneles estarán anclados unos a otros mediante dispositivos de sujeción, los cuales podrán ser retirados de manera progresivas con el fin de ejecutar las perforaciones e instalación de paneles por diferentes niveles de altura.

Esta tarea se desarrollará a lo largo de 2 semanas de forma simultánea a la excavación de la ladera.

## 2.2 DISPOSICIÓN DE PANELES Y ANCLAJES

La disposición de los paneles prefabricados y la ejecución de los anclajes se realizar de forma simultánea de manera que tras situar el panel en la posición adecuada se ancla al terreno mediante un anclaje pasivo y se une al siguiente panel mediante las barras de acero embebidas en el hormigón.

Este proceso se divide en 2 fases, una para cada sector, disponiendo un tiempo total de 7 semanas para ambas fases.

### DISPOSICIÓN DE PANELES

La disposición de los paneles es una de las tareas con mayor importancia dentro del proyecto debido a la precisión que se necesita para alinear los paneles en su posición definitiva.

Se propone el uso de una grúa autopropulsada con una capacidad de elevación de 30 toneladas y 27 metros de altura máxima de trabajo. Se ha propuesto esta tipología de grúa debido a las siguientes características o circunstancias:

- Disponibilidad de encontrar este tipo de grúas en más localizaciones.
- Peso del panel. Se tiene un peso máximo de 4,1 toneladas.
- Altura máxima de trabajo en torno a 10-12 metros.



Figura 3. Montaje de paneles prefabricados con grúa autopropulsada. Fuente: <http://prefabricadoseguro.com/>

### EJECUCIÓN DE LOS ANCLAJES

Los anclajes se ejecutarán empleando una máquina de perforación adaptada al terreno y a la altura variable, esta máquina realizará la perforación a rotopercusión con 2 diámetros distintos, 68 mm para el Sector 1 y 100 mm para el Sector 2. Se tienen en total 135 anclajes de los cuales 95 se ejecutan en el Sector 1 y 40 en el Sector 2.



Figura 4. Perforación en roca mediante maquinaria de perforación. Fuente: <http://www.inaces.com/>

## 2.3 DRENAJE Y REACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO

### INSTALACIÓN DE DRENES HORIZONTALES

Se empleará la misma maquinaria de perforación que se ha utilizado en la perforación de los anclajes. Tras instalar los anclajes en cada uno de los paneles, se procede a perforar el panel hasta la profundidad deseada con la consecuente inserción del dren de PVC ranurado. Esta tarea se desarrolla durante 1 semana y comprende la instalación de 19 drenes horizontales con una longitud de 12 metros para cada uno.

### EXCAVACIÓN Y PERFILADO DE CUNETAS

Una vez instalados los paneles prefabricados, así como los anclajes y drenes en su posición deseada, se llevará a cabo durante 1 semana la excavación y el perfilado de la zona en la que se situarán la cuneta de coronación y la de pie de talud. Dichas excavaciones se llevarán a cabo mediante medios mecánicos con martillo rompedor. Se tiene un volumen de excavación para las cunetas de:

- Cuneta en coronación: 50 m<sup>3</sup>
- Cuneta a pie de talud: 73 m<sup>3</sup>

### CUNETAS EN CORONACIÓN Y CUNETAS A PIE DE TALUD

Tras realizar las excavaciones, se disponen los encofrados necesarios para llevar a cabo las cunetas propuestas. En primer lugar, se ejecutará la cuneta de coronación empleando para ello encofrados de madera y un hormigón de 21 MPa con una relación de A/C de 0.4.

De la misma manera se procederá en el caso de la cuneta a pie de talud una vez ejecutada la cuneta en coronación.

Se tienen 110 m para cada una de las cunetas, con un total de 220 metros de cuentas revestidas de hormigón entre ambas.

#### EXTENDIDO DE TIERRA VEGETAL

Se realiza un aporte de tierra vegetal cribada con un espesor variable de entre 10 y 25 cm con el fin de rellenar los posibles huecos que se hayan producido durante la ejecución de la obra tanto en las cunetas como en la zona del talud. Se tiene un volumen total de 13 m<sup>3</sup>

### 3. VALORACIÓN ECONÓMICA

En el presente apartado se realiza la valoración económica de las unidades de obra que componen el estudio con el fin de justificar su coste a la hora de llevar a cabo su ejecución.

Para la realización de esta tarea se utilizará la web <http://www.generadordeprecios.info/> en la que se incluye la base de datos de la empresa CYPE Ingenieros S.A.

A continuación, se muestran las distintas unidades de obra que componen el proceso de ejecución de la obra dividido en 3 bloques:

- Trabajos previos
- Disposición de paneles y anclajes
- Reacondicionamiento del terreno

#### BLOQUE 1: TRABAJOS PREVIOS

##### 1.1 Desbroce en la zona de trabajo

- **(m<sup>2</sup>) Desbroce y limpieza del terreno con arbustos. Desbroce y limpieza del terreno con arbustos, con medios mecánicos.** Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: arbustos, pequeñas plantas, tocones, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión. El precio no incluye la tala de árboles ni el transporte de los materiales retirados.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio Unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
H	Motosierra a gasolina, de 50 cm de espada y 2 kW de potencia.	0,020	3,00	0,06
H	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m <sup>3</sup> .	0,015	40,23	0,60
<b>Subtotal equipo y maquinaria:</b>				<b>0,66</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Peón ordinario construcción.	0,060	17,67	1,06
<b>Subtotal mano de obra:</b>				<b>1,06</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	1,72	0,03
<b>Costes directos (1+2+3):</b>				<b>1,75</b>

**Coste: 1,75 €/m<sup>3</sup>**

## 1.2. Excavación de roca en ladera

- **(m³) Excavación de tierras a cielo abierto con medios mecánicos.** Excavación a cielo abierto, en terreno compacto, de más de 4 m de altura máxima, con medios mecánicos, y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Equipo</b>				
h	Retroexcavadora sobre neumáticos, de 85 kW con martillo rompedor.	0.302	65.23	19.69
h	Retrocargadora sobre neumáticos, de 70 kW	0.151	35.52	5.36
<b>Subtotal equipo:</b>				<b>25.05</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Peón ordinario de construcción	0.762	16.07	12.24
<b>Subtotal mano de obra:</b>				<b>12.24</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	37.29	0.75
<b>Costos directos (1+2+3):</b>				<b>38.04</b>

**Coste: 38,04 €/m³**

\* Terreno compacto: Materiales formados por rocas descompuestas o tierras muy compactas, atacables con pico, pero no con pala, con un resultado mayor de 20 en el ensayo de penetración estándar (SPT), sin rechazo.

## 1.3 Transporte y puesta en obra de los equipos de anclaje

- **(Ud) Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.** Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación y tesado, para la realización de anclajes al terreno en muros, a una distancia de entre 100 y 200 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado y el traslado del equipo entre diferentes emplazamientos dentro de la misma obra.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
Ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para realización de anclajes al terreno, a una distancia de entre 100 y 200 km.	1,00	4.348,89	4348,89
<b>Subtotal equipo y maquinaria:</b>				<b>4.348,89</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	4348,89	86,98
<b>Costos directos (1+2):</b>				<b>4.435,87</b>

**Coste: 4435,87 €/Ud**

#### 1.4 Estabilización provisional del muro

- **(m<sup>2</sup>). Estabilización provisional de la ladera. Formación de muro conformado por paneles de madera de 20 cm de espesor unidos entre si mediante dispositivos de sujeción y sostenido por contrapesos de hormigón en masa.**

Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe
<b>Materiales</b>				
m <sup>3</sup>	Madera aserrada de pino laricio (Pinus nigra) procedente de España para viguetas, de hasta 5 m de longitud, de 100x200 mm de sección, clase resistente C24 según UNE-EN 338 y UNE-EN 1912, calidad estructural MEG según UNE 56544; para clase de uso 3.2 según UNE-EN 335, con protección frente a agentes bióticos que se corresponde con la clase de penetración NP3 según UNE-EN 351-1, con acabado cepillado.	0,05	632,50	31,62
kg	Elementos de acero inoxidable AISI 304, para ensamble de estructuras de madera	0,016	14,17	0,23
<b>Subtotal materiales:</b>				<b>31,85</b>
<b>Mano de obra</b>				
h	Oficial 1ª montador de estructura de madera.	0,124	19,67	2,44
h	Ayudante montador de estructura de madera.	0,063	18,63	1,17
<b>Subtotal mano de obra:</b>				<b>3,61</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	35,46	0,71
				36,16

**Coste: 36,16 €/ m<sup>2</sup>**

#### BLOQUE 2: DISPOSICIÓN DE PANELES Y ANCLAJES

##### 2.1 y 2.2 Disposición de los paneles prefabricados

- **(m<sup>2</sup>). Muro de paneles prefabricados.** Formación de muro con paneles prefabricados, lisos, de hormigón armado de 20 cm de espesor con anchura y longitud variable, acabado liso de color gris a una cara, dispuestos en posición horizontal y con las perforaciones realizadas para la ejecución de los anclajes, así como las uniones entre paneles.

Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe
<b>Materiales</b>				
m <sup>2</sup>	Panel prefabricado de hormigón armado, de 20 cm de espesor, 2 m de anchura máxima, 8 m <sup>2</sup> de superficie máxima, resistencia a compresión > 25.000 kN/m <sup>2</sup> y resistencia a flexotracción > 4.000 kN/m <sup>2</sup> , compuesto por cemento, áridos de granulometría seleccionada, malla electrosoldada y barras de refuerzo de acero que facilitan la unión entre paneles.	1,000	87,00	87,00
<b>Subtotal materiales:</b>				<b>87,00</b>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
H	Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 30 t y 27 m de altura máxima de trabajo.	0,080	67,00	5,36
<b>Subtotal equipo y maquinaria:</b>				<b>5,36</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Oficial 1ª montador de paneles prefabricados de hormigón.	0,250	19,42	4,86

H	Ayudante montador de paneles prefabricados de hormigón.	0,250	17,90	4,48
		<b>Subtotal mano de obra:</b>		<b>9,34</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	101,70	1,99
		<b>Costes directos (1+2+3+4):</b>		<b>103,73</b>

**Coste: 103,73 €/m<sup>2</sup>**

\* Módulo 1: 20 cm de espesor, 1.5 m de anchura y 3 m de longitud.

\* Módulo 2: 20 cm de espesor, 2 m de anchura y 3 m de longitud.

\* Módulo 3: 20 cm de espesor, 2 m de anchura y 4 m de longitud.

### 2.3 Ejecución de los anclajes Sector 1

- **(m) Anclaje permanente de muro 50 mm.** Anclaje permanente de muro pantalla al terreno, con inclinación de 10° respecto al plano horizontal y 8 m de longitud, para asegurar la estabilidad del muro pantalla, durante un tiempo de servicio superior a 2 años, compuesto de los siguientes trabajos: extracción de tierras con medios mecánicos, mediante perforación del terreno, con entubación de 100 mm de diámetro exterior; introducción de barras GEWI B500 B de 50 mm diámetro nominal, engrasadas y envainados en tubo de PE; inyección a presión mediante el sistema de inyección repetitiva (IR), de lechada de cemento CEM I 42,5R, con una relación agua/cemento de 0,4, dosificada en peso, para protección y formación del bulbo; para recibir la cabeza de anclaje permanente, y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Materiales</b>				
M	Barra GEWI B500B de 32 mm de diámetro nominal	1,000	4,00	4,00
m <sup>3</sup>	Agua.	0,011	1,50	0,02
Kg	Cemento Portland CEM I 42,5 R, en sacos, según UNE-EN 197-1.	27,433	0,12	3,29
			<b>Subtotales materiales:</b>	<b>7,31</b>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
h	Equipo mecánico para realización de los trabajos de perforación del terreno con o sin entubación para anclaje permanente.	0,500	118,60	59,30
			<b>Subtotal equipo y maquinaria:</b>	<b>59,30</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Oficial 1 <sup>a</sup> estructurista.	0,500	19,67	9,84
H	Ayudante estructurista.	0,500	18,63	9,32
			<b>Subtotal mano de obra:</b>	<b>19,16</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	85,17	1,70
		<b>Costes directos (1+2+3+4):</b>		<b>87,48</b>

**Coste: 87,48 €/m**



## 2.4 Ejecución de los anclajes Sector 2

- **(m) Anclaje permanente de muro 32 mm.** Anclaje permanente de muro pantalla al terreno, con inclinación de 10° respecto al plano horizontal y 8 m de longitud, para asegurar la estabilidad del muro pantalla, durante un tiempo de servicio superior a 2 años, compuesto de los siguientes trabajos: extracción de tierras con medios mecánicos, mediante perforación del terreno, con entubación de 68 mm de diámetro exterior; introducción de barras GEWI B500 B de 32 mm diámetro nominal, engrasadas y envainados en tubo de PE; inyección a presión mediante el sistema de inyección repetitiva (IR), de lechada de cemento CEM I 42,5R, con una relación agua/cemento de 0,4, dosificada en peso, para protección y formación del bulbo; para recibir la cabeza de anclaje permanente, y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Materiales</b>				
m	Barra GEWI B500B de 32 mm de diámetro nominal	1,000	3,40	3,40
m <sup>3</sup>	Agua.	0,011	1,50	0,02
kg	Cemento Portland CEM I 42,5 R, en sacos, según UNE-EN 197-1.	27,433	0,12	3,29
<b>Subtotales materiales:</b>				<b>6,71</b>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
h	Equipo mecánico para realización de los trabajos de perforación del terreno con o sin entubación para anclaje permanente.	0,500	118,60	59,30
<b>Subtotal equipo y maquinaria:</b>				<b>59,30</b>
<b>Mano de obra</b>				
h	Oficial 1ª estructurista.	0,500	19,67	9,84
h	Ayudante estructurista.	0,500	18,63	9,32
<b>Subtotal mano de obra:</b>				<b>19,16</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	85,77	1,71
<b>Costes directos (1+2+3+4):</b>				<b>86,87</b>

**Coste: 86,87€/m**

## BLOQUE 4: REACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO Y LA ZONA

### 4.1 Ejecución de drenes horizontales

- **(m). Instalación de dren horizontal.** Perforación del terreno e instalación de dren horizontal de PVC ranurado con una pendiente del 6% incluyendo la retirada de terreno de la perforación.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Materiales</b>				

m	Tubo ranurado de PVC de doble pared, la exterior corrugada y la interior lisa, con ranurado a lo largo de un arco de 220° en el valle del corrugado, para drenaje, rigidez anular nominal 4 kN/m <sup>2</sup> , de 90 mm de diámetro nominal, 79 mm de diámetro interior, según UNE-EN 13476-1, longitud nominal 6 m, unión mediante manguitos.	1,020	13,27	13,54
m <sup>2</sup>	Geotextil no tejido compuesto por fibras de poliéster unidas por agujeteado, con una resistencia a la tracción longitudinal de 1,63 kN/m, una resistencia a la tracción transversal de 2,08 kN/m, una apertura de cono al ensayo de perforación dinámica según UNE-EN ISO 13433 inferior a 27 mm, resistencia CBR a punzonamiento 0,4 kN y una masa superficial de 200 g/m <sup>2</sup> , según UNE-EN 13252.	2,420	0,70	1,69
<b>Subtotal materiales:</b>				<b>15,23</b>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
H	Equipo mecánico para realización de los trabajos de perforación del terreno con o sin entubación para anclaje permanente.	0,300	118,60	<b>35,58</b>
<b>Subtotal equipo y maquinaria</b>				<b>35,58</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Oficial 1ª estructurista	0,300	19,67	5,90
H	Ayudante estructurista	0,300	18,63	5,58
<b>Subtotal mano de obra:</b>				<b>11,43</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	62,24	1,24
<b>Costes directos (1+2+3+4):</b>				<b>63,48</b>

**Coste: 63,48 €/m**

#### 4.2 Excavación y perfilado de cunetas con medios mecánicos

- **(m³) Excavación y perfilado de cunetas.** Excavación, perfilado y refino de cunetas de sección trapezoidal, en terreno compacto, con medios mecánicos.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
H	Retrocargadora sobre neumáticos, de 55 kW, con martillo rompedor.	0,055	52,47	2,89
<b>Subtotal equipo y maquinaria:</b>				<b>2,89</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Oficial 1ª construcción de obra civil.	0,009	18,89	0,17
<b>Subtotal mano de obra:</b>				<b>0,17</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	3,06	0,06
<b>Costes directos (1+2+3):</b>				<b>3,12</b>

**Coste: 3,12€/m³**

\* Terreno compacto: Materiales formados por rocas descompuestas o tierras muy compactas, atacables con pico, pero no con pala, con un resultado mayor de 20 en el ensayo de penetración estándar (SPT), sin rechazo

#### 4.3 Cuneta en coronación

- **(m) Cuneta revestida de hormigón.** Cuneta de sección trapezoidal de 45 cm de anchura y 50 cm de profundidad, revestida con una capa de hormigón en masa HM-20/P/20/I de 15 cm de espesor.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Materiales</b>				
m <sup>3</sup>	Hormigón HM-20/P/20/I, fabricado en central.	0,255	70,63	18,01
m <sup>3</sup>	Madera para encofrar, de 26 mm de espesor.	0,002	393,34	0,79
Kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,050	1,12	0,06
Kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	0,020	7,15	0,14
Ud	Cartucho de masilla elastómera monocomponente a base de poliuretano, de color gris, de 600 ml, tipo F-25 HM según UNE-EN ISO 11600, de alta adherencia y de endurecimiento rápido, con elevadas propiedades elásticas, resistencia a la intemperie, al envejecimiento y a los rayos UV, apta para estar en contacto con agua potable, dureza Shore A aproximada de 35 y alargamiento en rotura > 600%, según UNE-EN ISO 11600.	0,510	6,36	3,24
			<b>Subtotal materiales:</b>	<b>22,24</b>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
H	Bandeja vibrante de guiado manual, de 300 kg, anchura de trabajo 70 cm, reversible.	0,528	6,52	3,44
H	Equipo para corte de juntas en soleras de hormigón.	0,006	9,69	0,06
			<b>Subtotal equipo y maquinaria:</b>	<b>3,50</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Oficial 1ª construcción de obra civil.	0,528	18,89	9,97
H	Ayudante construcción de obra civil.	0,528	17,90	9,45
			<b>Subtotal mano de obra:</b>	<b>19,42</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	45,16	0,90
			<b>Costes directos (1+2+3+4):</b>	<b>46,06</b>

**Coste: 46,06 €/m**

#### 4.4 Cuneta de pie de talud

- **(m) Cuneta revestida de hormigón.** Cuneta de sección triangular de 100 cm de anchura y 40 cm de profundidad, revestida con una capa de hormigón en masa HM-20/P/20/I de 15 cm de espesor.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Materiales</b>				
m <sup>3</sup>	Hormigón HM-20/P/20/I, fabricado en central.	0,180	70,63	12,71
m <sup>3</sup>	Madera para encofrar, de 26 mm de espesor.	0,001	393,34	0,39
Kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,025	1,12	0,03
Kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	0,010	7,15	0,07

Ud	Cartucho de masilla elastómera monocomponente a base de poliuretano, de color gris, de 600 ml, tipo F-25 HM según UNE-EN ISO 11600, de alta adherencia y de endurecimiento rápido, con elevadas propiedades elásticas, resistencia a la intemperie, al envejecimiento y a los rayos UV, apta para estar en contacto con agua potable, dureza Shore A aproximada de 35 y alargamiento en rotura > 600%, según UNE-EN ISO 11600.	0,360	6,36	2,29
		<b>Subtotal materiales:</b>		<b>15,49</b>
<b>Equipo y maquinaria</b>				
H	Bandeja vibrante de guiado manual, de 300 kg, anchura de trabajo 70 cm, reversible.	0,440	6,52	2,87
H	Equipo para corte de juntas en soleras de hormigón.	0,006	9,69	0,06
		<b>Subtotal equipo y maquinaria:</b>		<b>2,93</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Oficial 1ª construcción de obra civil.	0,440	18,89	8,31
H	Ayudante construcción de obra civil.	0,440	17,90	7,88
		<b>Subtotal mano de obra:</b>		<b>16,19</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	34,61	0,69
		<b>Costes directos (1+2+3+4):</b>		<b>35,30</b>

**Coste: 35,30 €/m**

#### 4.5 Aporte de tierras

- **(m³) Extendido de tierra vegetal.** Tierra vegetal cribada suministrada a granel, extendida sobre el terreno con medios mecánicos en un radio máximo desde el lugar de descarga de hasta 100 m, para formar una capa de espesor uniforme de entre 10 y 25 cm.

<i>Unidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Importe</i>
<b>Materiales</b>				
m³	Tierra vegetal cribada, suministrada a granel.	1,000	24,21	24,21
		<b>Subtotal materiales:</b>		<b>24,21</b>
<b>Mano de obra</b>				
H	Oficial 1ª jardinero.	0,044	18,89	0,83
H	Ayudante jardinero.	0,440	17,90	7,88
		<b>Subtotal mano de obra:</b>		<b>8,71</b>
<b>Costes directos complementarios</b>				
%	Costes directos complementarios	2,000	32,92	0,66
		<b>Costes directos (1+2+3):</b>		<b>33,58</b>

**Coste: 33,58€/m³**

Tras exponer las unidades de obra que conforman el proyecto se estimará el coste de ejecución del conjunto de la actuación que se propone, empleando para ello las mediciones anteriormente expuestas en el anejo. También se tendrán en cuenta dos aspectos fundamentales en cualquier proyecto civil, la gestión de residuos y la seguridad y salud en relación al personal presente en la obra. Para ello, se asociarán una serie de porcentajes representativos a cada uno de estos apartados. En la siguiente tabla se muestra el desglose de los costes de cada unidad de obra, así como la medición de la misma. La estimación de los costes

se realiza sin tener en cuenta los gastos generales, el IVA y el beneficio industrial, se tiene, por tanto:

BLOQUE	UNIDAD DE OBRA	IMPORTE (€)	MEDICIÓN	COSTE TOTAL
<b>BLOQUE I: TRABAJOS PREVIOS</b>	Desbroce de la zona de trabajo (m <sup>2</sup> )	1,75	250 m <sup>2</sup>	437,50 €
	Excavación de la ladera (m <sup>3</sup> )	38,04	950 m <sup>3</sup>	36.138,00 €
	Transporte y puesta en obra de los equipos de anclaje (Ud)	4435,87	1 Ud	4.435,87 €
	Estabilización provisional del muro	36,16	400 m <sup>2</sup>	14.464,00 €
<b>BLOQUE II: DISPOSICIÓN DE PANELES Y ANCLAJES</b>	Disposición de los paneles prefabricados del Sector 1 (m <sup>2</sup> )	103,73	560 m <sup>2</sup>	58.088,80
	Disposición de los paneles prefabricados del Sector 2 (m <sup>2</sup> )	103,73	105 m <sup>2</sup>	10.891,65
	Ejecución de los anclajes Sector 1 (m)	87,48	760 m	66,484.80 €
	Ejecución de los anclajes Sector 2 (m)	86,87	128 m	11,119.36 €
<b>BLOQUE III: DRENAJE Y RECONDICIONAMIENTO</b>	Instalación de drenes horizontales (m)	63,48	228 m	14.473,44
	Excavación y perfilado en cunetas (m <sup>3</sup> )	3,12	123 m <sup>3</sup>	383,76 €
	Cuneta en coronación (m)	46,06	110 m	5.066,60 €
	Cuneta a pie de talud (m)	35,3	110 m	3.883,00
	Extendido de tierra vegetal (m <sup>3</sup> )	33,58	13 m <sup>3</sup>	436,54 €
<b>COSTE TOTAL DE EJECUCIÓN</b>				226,303.32 €
<b>BLOQUE IV: GESTIÓN DE RESIDUOS (3%)</b>				6,789.10 €
<b>BLOQUE V: SEGURIDAD Y SALUD (3%)</b>				6,789.10 €
<b>ESTIMACIÓN ECONÓMICA TOTAL</b>				239,881.52 €

Tabla 1. Estimación económica total del proyecto. Fuente: Propia

Se estima un coste total de DOSCIENTOS TREINTA Y NUEVE MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y UNO CON CINCUENTA Y DOS CÉNTIMOS, realiza sin tener en cuenta los gastos generales, el IVA y el beneficio industrial.

#### 4. DIAGRAMA DE GANTT

Una vez desarrolladas todas las principales actividades de los bloques para la ejecución de la solución propuesta, las mediciones realizadas y los costes estimados, es necesario definir la programación y el plan de trabajo a partir de las unidades de obra. En la siguiente tabla se muestran las unidades de obra a realizar, así como su duración aproximada en semanas y la precedencia de las actividades, con el fin de realizar el diagrama de Gantt:

ACTIVIDAD	DURACIÓN (semanas)	PRECEDENCIA
1.1 Desbroce en la zona de trabajo	1	-
1.2 Excavación de roca en laderas	2	-
1.3 Transporte y puesta en obra de los equipos de anclaje	1	1.1, 1.2
1.4 Estabilización provisional del muro	1	1.1, 1.2
2.1 Disposición de los paneles prefabricados Sector 1	5	1.2, 1.3, 1.4
2.2 Disposición de los paneles prefabricados Sector 2	2	2.1, 2.3
2.3 Ejecución de los anclajes del sector 1	5	1.2, 1.3, 1.4
2.4 Ejecución de los anclajes del sector 2	2	2.1, 2.3
3.1 Instalación de drenes horizontales	1	2.2, 2.4
3.2 Excavación y perfilado de cunetas	1	3.1
3.3 Cuneta en coronación	1	3.2
3.4 Cuneta a pie de talud	1	3.3
3.5 Extendido de tierra vegetal	1	3.3
4.1 Transporte y gestión de residuos	13	-
5.1 Seguridad y salud	13	-

Tabla 2. Duración y precedencia de las actividades del proyecto. Fuente: Propia

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA DEL PUNTO CRÍTICO N°19 DEL TRAMO OTANCHE-PAUNA DE LA CARRETERA TRONCAL DE BOYACÁ (COLOMBIA)															
DIAGRAMA DE GANTT															
ACTIVIDAD	DESCRIPCIÓN DE LA ACTIVIDAD	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANA 3	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6	SEMANA 7	SEMANA 8	SEMANA 9	SEMANA 10	SEMANA 11	SEMANA 12	SEMANA 13	SEMANA 14
<b>BLOQUE I: TRABAJOS PREVIOS</b>															
1.1	Desbroce de la zona de trabajo														
1.2	Excavación de la ladera														
1.3	Transporte y puesta en obra de los equipos de anclaje														
1.4	Estabilización provisional del muro														
<b>BLOQUE II: DISPOSICIÓN DE PANELES Y ANCLAJES</b>															
2.1	Disposición de los paneles prefabricados Sector 1														
2.2	Disposición de los paneles prefabricados Sector 2														
2.3	Ejecución de los anclajes Sector 1														
2.4	Ejecución de los anclajes Sector 2														
<b>BLOQUE III: DRENAJE Y REACONDICIONAMIENTO</b>															
3.1	Instalación de drenes horizontales														
3.2	Excavación y perfilado de cunetas														
3.3	Cuneta en coronación														
3.4	Cuneta a pie de talud														
3.5	Extendido de tierra vegetal														
<b>GESTIÓN DE RESIDUOS</b>															
4.1	Transporte y gestión de residuos														
<b>SEGURIDAD Y SALUD</b>															
5.1	Seguridad y salud														

Figura 5. Diagrama de Gantt del proyecto. Fuente: Propia

## 5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Las referencias, fuentes de información, así como los programas empleados para la redacción del estudio geotécnico son los nombrados a continuación:

- 1) Web de la Base de Precios de la empresa CYPE Ingenieros S.A. (1ª consulta en abril de 2020). Disponible en: <http://generadorprecios.cype.es/>.
- 2) MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*.