



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,  
Canales y Puertos

Estabilización de los taludes localizados entre los PK  
21+500 y PK 22+000 de la carretera CV-580, en el término  
municipal de Bicorp (Valencia)

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Civil

AUTOR/A: Alarcó Galvez, Vicente

Tutor/a: Hidalgo Signes, Carlos

Cotutor/a: Garrido de la Torre, M<sup>a</sup> Elvira

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022



## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	6
1.1	ANTECEDENTES .....	6
1.2	OBJETO DEL ESTUDIO .....	12
2	TRABAJOS PREVIOS AL DESARROLLO DEL PROYECTO .....	13
2.1	GEOMORFOLOGÍA.....	13
2.2	PLUVIOMETRÍA Y DRENAJE .....	15
3	MARCO GEOLÓGICO.....	17
3.1	GEOLOGÍA REGIONAL.....	17
3.1.1	TECTÓNICA (CONTACTOS Y FALLAS) .....	21
3.1.2	HIDROGEOLOGÍA.....	22
3.1.3	SISMICIDAD .....	24
3.2	GEOLOGÍA LOCAL .....	26
4	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA .....	37
4.1	RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO.....	37
4.1.1	ENSAYOS “IN SITU” DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	37
4.1.2	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	45
5	ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES .....	53
6	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.....	56
6.1	MEDIDAS DE CORRECCIÓN DE TALUDES.....	56
6.2	ALTERNATIVAS PROPUESTAS .....	59
6.3	EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS.....	69
7	DISEÑO DE LA PROPUESTA DE ACTUACIÓN .....	76
7.1	Bermas intermedias .....	76
7.1.1	Dimensiones.....	76
7.1.2	Proceso constructivo.....	79
7.2	Pozos verticales interconectados y drenes californianos .....	80
7.2.1	Dimensiones.....	80
7.2.2	Proceso constructivo.....	83
7.3	Anclajes .....	84
7.3.1	Dimensiones.....	84
7.3.2	Proceso constructivo.....	85
8	VALORACIÓN ECONÓMICA .....	86



---

9	CONCLUSIÓN .....	87
	ANEJOS .....	90
	Anejo 1. PLANOS.....	90
	Anejo 2. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES .....	90
	Anejo 3. VALORACIÓN ECONÓMICA DE LA SOLUCIÓN .....	90
	Anejo 4. DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA .....	90
	Anejo 5. BIBLIOGRAFÍA.....	90



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Carretera CV-580 de Quesa a Bicorp. Fuente: IGN.....	6
Figura 2: Ámbito de estudio. Fuente: Google Earth.....	7
Figura 3: Barreras New Jersey margen derecho de la carretera. Fuente: propia.....	7
Figura 4: Deslizamiento sobre muro de escollera. Fuente: Propia.....	8
Figura 5: Malla de triple torsión anclada con bulones. Fuente: Propia.....	9
Figura 6: Distribución de Pilotes. Fuente: Prodein, S.L.....	10
Figura 7: Losa de cimentación sobre muro de escolera. Fuente: Propia.....	11
Figura 8: Drenaje en planta y detalles. Fuente: Prodein, S.L. y Propia.....	12
Figura 9: Mapa peligrosidad geomorfológica a Escala 1:20.000. Fuentes: IGME y PATRICOVA. .	13
Figura 10: Vegetación del área de proyecto. Fuente: Propia. ....	14
Figura 11: Geomorfología del área de proyecto. Fuente: Google Earth. ....	14
Figura 12: Localización del área de estudio. Fuente: Libro "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular".....	15
Figura 13: Mapa Geológico de España a escala 1:20.000 (2ª Serie). Fuente: IGME.....	17
Figura 14: Leyenda de la geología de la zona. Fuente: IGME.....	19
Figura 15: Cartografía geológica digital continua a escala 1:20.000. Fuente: IGME.....	20
Figura 16: Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (2ª Serie). Fuente: IGME.....	21
Figura 17: Mapa de contactos y fallas a Escala 1:50.000- Fuente: IGME.....	22
Figura 18: Leyenda Mapa de contactos y fallas. Fuente: IGME.....	22
Figura 19: Demarcación Hidrológica del Júcar. SIA JÚCAR.....	23
Figura 20: Masas de agua subterráneas de la DHJ. Fuente: SIA JÚCAR.....	24
Figura 21: Mapa de peligrosidad sísmica. Fuente: NCSE-02.....	25
Figura 22: Deslizamiento cercado. Fuente: Propia.....	26
Figura 23: Deslizamiento. Fuente: Propia. ....	27
Figura 24: Movimiento de tierras. Fuente: Propia. ....	27
Figura 25: Muro de gaviones. Fuente: Propia. ....	28
Figura 26: Muro de mampostería. Fuente: Propia.....	29
Figura 27: Drenaje de muro escollera. Fuente: Propia.....	29
Figura 28: muro de escollera y losa de cimentación. Fuente: Propia.....	30
Figura 29: Fijado de malla al terreno con bulones. Fuente: Propia.....	31
Figura 30: Colmatación de un drenaje. Fuente: Propia.....	32
Figura 31: Desprendimiento en dos señales de balizamiento. Fuente: Propia.....	33
Figura 32: Punto kilométrico 22+000. Fuente: Propia.....	34
Figura 33: Contacto de facies o litologías. Fuente: Propia.....	34
Figura 34: Presencia de yeso. Fuente: Propia.....	35
Figura 35: Infraestructuras de distribución de energía eléctrica. Fuente: Propia.....	36
Figura 36: Fisuras en la carretera. Fuente: Propia.....	37
Figura 37: Esquema de realización de ensayos SPT. Fuente: FHWA NHI-01-031.....	38
Figura 38: Esquema de realización de ensayo (PMT). Fuente: FHWA NHI-01-031.....	40
Figura 39: Sondeo rotativo 1. Fuente: Prodein, S.L.....	41
Figura 40: Sondeo rotativo 2. Fuente: Prodein, S.L.....	42
Figura 41: Sondeo rotativo 3. Fuente: Prodein, S.L.....	43
Figura 42: Sondeo rotativo 4. Fuente: Prodein, S.L.....	44
Figura 43: Límites de la consistencia. Fuente: Asignatura Geotecnia y Cimientos.....	46
Figura 44: Equipo para determinación del Límite Líquido. Fuente: Asignatura Geotecnia y Cimientos.....	47
Figura 45: Carta de Plasticidad de Casagrande. Fuente: Asignatura Geotecnia y Cimientos.....	48
Figura 46: Estimaciones de Meyerhof (1957) y Peck et al. (1973). Tomado de Devicenzi y Frank (1977). Fuente: GEOTEST.....	50





Figura 47: Clasificación de la agresividad química. Fuente: MITMA. ....	53
Figura 48: Sección tipo de estudio (Slide2). Fuente: Propia. ....	54
Figura 49: Sección tipo modelo con terreno seco. Fuente: Propia. ....	55
Figura 50: Sección tipo modelo con terreno saturado. Fuente: propia. ....	56
Figura 51: Tacón de tierra o escollera. Fuente: Manual de taludes. IGME ....	57
Figura 52: Sistemas de drenaje. Fuente: Geología web. ....	58
Figura 53: Pantalla de pilotes con losa de cimentación en carretera superior. Fuente: Prodein, S.L. .....	60
Figura 54: Dextra ASTEC Active 19x10 tendons. Fuente: Software Slide2. ....	60
Figura 55: sección tipo solución 1. Fuente: propia. ....	61
Figura 56: Sección tipo solución 1 con aportación de agua. Fuente: Propia. ....	62
Figura 57: Sección tipo solución 2. Fuente: propia. ....	63
Figura 58: Sección tipo solución 2 sin aportación de agua. Fuente: Propia. ....	64
Figura 59: Sección tipo solución 2 Nivel freático en superficie Fuente: Propia. ....	65
Figura 60: Sección tipo solución 2 con ladera saturada. Fuente propia. ....	66
Figura 61: Sección tipo solución 3. Fuente: Propia. ....	67
Figura 62: Sección tipo solución 3. Fuente: Propia. ....	68
Figura 63: Sección tipo solución 3 con terreno saturado. ....	69
Figura 64: Esquema de Proceso Analítico Jerárquico (AHP). Fuente: Propia. ....	70
Figura 65: Esquema de ponderación de criterios. Fuente: Propia. ....	75
Figura 66: Cuneta de bermas intermedias. Fuente: Propia. ....	78
Figura 67: Cuneta sección trapecial. Fuente: Propia. ....	78
Figura 68: Sección bermas intermedias y drenajes superficiales. Fuente: propia. ....	79
Figura 69: Maquinaria de excavación y transporte de suelos. Fuente: Constructora Makro Medios. .....	80
Figura 70: Dimensiones pozos verticales y pozos californianos. Fuente: Propia. ....	81
Figura 71: Material Drill Drain. Fuente: Ischebeck Ibérica S.L. ....	81
Figura 72: Muestra DD-2/1-C en Prensa Multiensayo. Fuente Laboratorio Geotecnia UPV. ....	82
Figura 73: Rotura de la muestra de Drill Drain. Fuente: Laboratorio Geotecnia UPV. ....	83
Figura 74: Dren californiano Drill Drain. Fuente: ischebeck Ibérica S.L. ....	84
Figura 75: Dimensiones anclajes activos. Fuente: Propia. ....	85
Figura 76: Dimensiones malla triple torsión. Fuente: Propia. ....	86



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de Amplificación KT. Fuente: Libro "Máximas llluvias diarias en la España Peninsular" .....	16
Tabla 2: Dimensiones de los sondeos rotativos. Fuente: Prodein, S.L. ....	38
Tabla 3: Registros de los ensayos. Fuente: Prodein, S.L.....	39
Tabla 4: Planificación de Ensayos de Laboratorio. Fuente: Prodein, S.L. ....	45
Tabla 5: Nivel 0. Capa de Aglomerado asfáltico. Fuente Prodein, S.L. ....	45
Tabla 6: Nivel 0. Relleno Granular. Fuente: Prodein, S.L. ....	46
Tabla 7: Registros de los ensayos del relleno granular. Fuente: Prodein, S.L. ....	47
Tabla 8: Nomenclaturas SUCS. Fuente: Asignatura Geotecnia Y Cimientos.....	48
Tabla 9: Valores de los factores representativos de la Densidad Relativa. Fuente: Asignatura Técnicas y Métodos de la ingeniería del terreno. ....	49
Tabla 10: Clasificación de Terzaghi y Peck (1948) modificada por Skempton (1986). Fuente: GEOTEST.....	49
Tabla 11: Estratos Arcillas versicolores yesíferas. Fuente: Prodein, S.L. ....	51
Tabla 12: Registros de los ensayos de las arcillas versicolores yesíferas. Fuente: Prodein, S.L. ..	51
Tabla 13: Escala fundamental de comparación por pares. Fuente: El Blog de Víctor Yepes.....	70
Tabla 14: Matriz de comparación de criterios. Fuente: Propia. ....	71
Tabla 15: Matriz de comparación pareada. Fuente: Propia .....	71
Tabla 16: Índice aleatorio (RI). Fuente: El Blog de Víctor Yepes.....	72
Tabla 17: Cálculo de la Ratio de Consistencia. Fuente: Propia. ....	72
Tabla 18: Porcentajes máximos de la ratio de consistencia CR. Fuente: El Blog de Víctor Yepes. ....	72
Tabla 19: Vectores Propios. Fuente: Propia. ....	73
Tabla 20: Matriz comparativa de pares de criterios principales. Fuente: propia.....	73
Tabla 21: Matriz de comparación de los subcriterios de los aspectos constructivos. Fuente: Propia .....	73
Tabla 22: Matriz comparativa pareada de los subcriterios constructivos. Fuente: Propia. ....	74
Tabla 23: Matriz de comparación de los subcriterios de los aspectos económicos Fuente: Propia .....	74
Tabla 24: Matriz comparativa pareada de los subcriterios económicos. Fuente: Propia. ....	74
Tabla 25: Matriz de comparación de los subcriterios de los aspectos medioambientales. Fuente: Propia. ....	74
Tabla 26: Matriz comparativa pareada de los subcriterios medioambientales. Fuente: Propia..	74
Tabla 27: Ponderación final variables. Fuente: Propia. ....	75
Tabla 28: Resolución de la alternativa óptima. Fuente: Propia.....	76
Tabla 29: Valores referenciales para taludes en corte (Relación H:V). Fuente: MANUAL DE CARRETERAS: Diseño Geométrico DG – 2018. ....	77
Tabla 30: Dimensiones mínimas de las cuentas. Fuente: MANUAL DE CARRETERAS: DISEÑO GEOMÉTRICO DG -2018. ....	77



## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

La zona de estudio se encuentra en el trazado de la carretera CV-580 perteneciente a la Red de Carreteras de la Diputación de Valencia. La longitud total de la vía es de 68 km, discurren alrededor de 40 km por La Canal de Navarrés. El área de estudio se encuentra entre las poblaciones de Quesa y Bicorp.

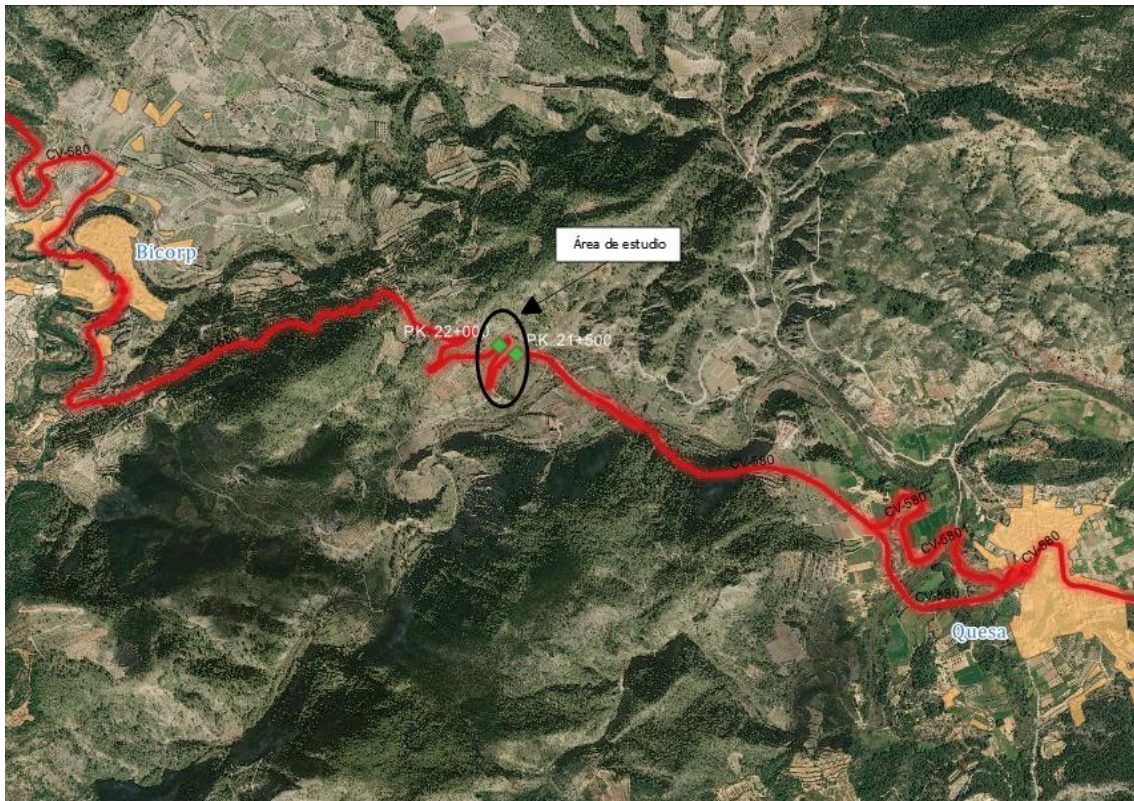


Figura 1: Carretera CV-580 de Quesa a Bicorp. Fuente: IGN.

La carretera de este tramo se caracteriza por tener una sección a media ladera y un recorrido sinuoso disponiendo de curvas de 180° con pendientes muy pronunciadas y grandes desniveles. El tramo en cuestión discurre sobre materiales del Triásico (Facies Keuper), constituidos principalmente por yesos y arcillas. Estos materiales provienen de estructuras geológicas intrusivas llamadas diapiros. Debido al carácter evolutivo de las arcillas los taludes son de estabilidad reducida. En el área de estudio, cuando se producen episodios de lluvias intensas, las filtraciones de agua en el terreno provocando deslizamientos y desprendimientos.





Figura 2: *Ámbito de estudio. Fuente: Google Earth.*

La sección de la carretera es de media ladera, dispone de un ancho de 7,50 m desde el PK 21+500 hasta la curva del PK 21+950, protegiéndose el margen derecho de la calzada con barreras de seguridad New Jersey. La curva localizada en el PK 21+950 presenta una anchura de 15 m asegurada también con barreras New Jersey. La sección de la calzada prescinde de arcén, suponiendo un inconveniente en situaciones de averías de vehículos.



Figura 3: *Barreras New Jersey margen derecho de la carretera. Fuente: propia.*

Las actuaciones realizadas por el Área de Carreteras de la Diputación de Valencia a mejorar la estabilidad de los taludes y asegurar el correcto funcionamiento de la carretera son numerosas en el presente tramo de objeto del proyecto. La cronología de las actuaciones es la siguiente:

En 1.990 se proyectó la reconstrucción estructural de la CV-580, y debido a la orografía escarpada y geología del terreno, en el estudio de alternativas se descartó la modificación del trazado. Con el fin de restaurar los tramos afectados por deslizamientos y desprendimientos, se llevaron a cabo una serie de medidas correctoras destinadas a la estabilización de la ladera como muros de escollera, impermeabilizaciones y drenajes profundos. Dichas obras únicamente supusieron una solución temporal.



*Figura 4: Deslizamiento sobre muro de escollera. Fuente: Propia.*

Tras las anteriores actuaciones, se siguieron observando diversas incidencias como fisuras longitudinales en el pavimento o desprendimientos puntuales. Para solventar los múltiples inconvenientes, la Diputación de Valencia emitió un anuncio para la adjudicación de contratos de servicio de dirección de obras del Área de Carreteras de Diputación de Valencia para la ampliación del puente y mejora de drenaje en Millares en la carretera CV-580 (VV-3071). El proyecto recibe el nombre de “Estudio de Drenaje del Muro de Mampostería Ciclópea en la Carretera VV-3071”, el cual se basa en la ejecución de drenes californianos para drenar el macizo natural.

No obstante, las actuaciones no fueron suficientes, el continuo empuje del terreno y los deslizamientos, han deteriorado la carretera, siendo necesarias numerosas reparaciones y actuaciones como reasfaltados, construcción de muros de gaviones en los pies de los taludes, muros de contención e incluso mallas de triple torsión ancladas al terreno mediante bulones, el cual debido al deslizamiento del talud se están formando bolsas de tierra acumuladas en los pies del talud cuyo peso podría llegar a arrancar los bulones del talud o desgarrar la malla (Ver Figura 5).





Figura 5: Malla de triple torsión anclada con bulones. Fuente: Propia.

Los continuos movimientos de tierra del área de estudio promueven la solicitud por parte de los servicios técnicos de la Diputación de Valencia, en noviembre de 2012 al Departamento de Ingeniería de la empresa Prodein, S.L., un plan de actuaciones que para paliar la problemática de inestabilidad de taludes situada en la carretera CV-580 entre los PK 19+250 y el PK 23+000.

Dicho departamento llevó a cabo un estudio geotécnico, en el que realizaron 4 sondeos rotativos con el fin de detectar el plano de deslizamiento. Los resultados del estudio verifican la existencia de un movimiento de la ladera hacia el exterior del talud, que comprometen la seguridad de la carretera. La localización de dichos sondeos se encuentra en la Figura 6.

Finalmente, en febrero de 2014, la Diputación de Valencia contrató a la empresa Prodein, S.L para la redacción del proyecto y dirección de las obras de estabilización. La solución planteada fue la construcción de una pantalla de pilotes con una losa de hormigón armada como encepado.

En la Figura 6 se aprecia la alineación de los pilotes conformando una pantalla con una separación entre ellos de 3,20 m y un diámetro de  $\varnothing 650$  mm, siendo una distancia apropiada para que estos sean capaces de interactuar entre sí para conseguir un sostenimiento continuo. También se observa que antes y después de la losa de cimentación, las losas de transición para asegurar un paso suave entre la calzada y la losa. En dicha figura se observa con detalle las diferentes zonas de la losa.

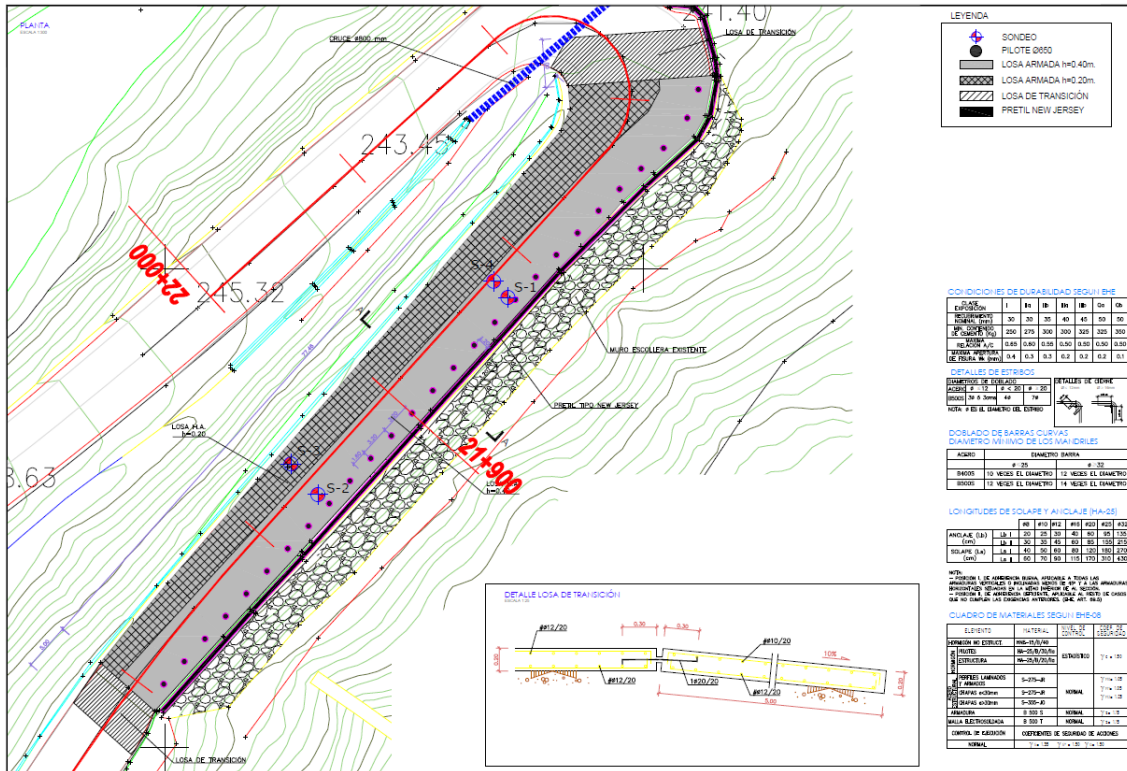


Figura 6: Distribución de Pilotes. Fuente: Prodein, S.L.

Las dimensiones de la losa de hormigón tienen un ancho de 9,50 m con un canto variable. Está dividido en tres tramos, una primera parte de 5,60 m de longitud con un canto de 0,40 m, donde se sitúan los pilotes. El segundo tramo es el más reducido con una longitud de 0,80 m con una transición de canto a la tercera parte de la losa, la cual dispone de una longitud de 3,10 m y un canto de 0,2 m.

La finalidad de dicha obra fue el incremento de seguridad del talud frente a deslizamientos y reducir los empujes del terreno sobre el muro de escollera existente.





*Figura 7: Losa de cimentación sobre muro de escolera. Fuente: Propia.*

Cabe destacar que el drenaje de la zona es insuficiente y se encuentra en mal estado, por lo que, en las épocas de lluvias, el agua desborda de los desagües longitudinales y transversales y discurre de manera imprevisible sobre parte de la calzada y laderas, provocando daños en las infraestructuras colindantes.



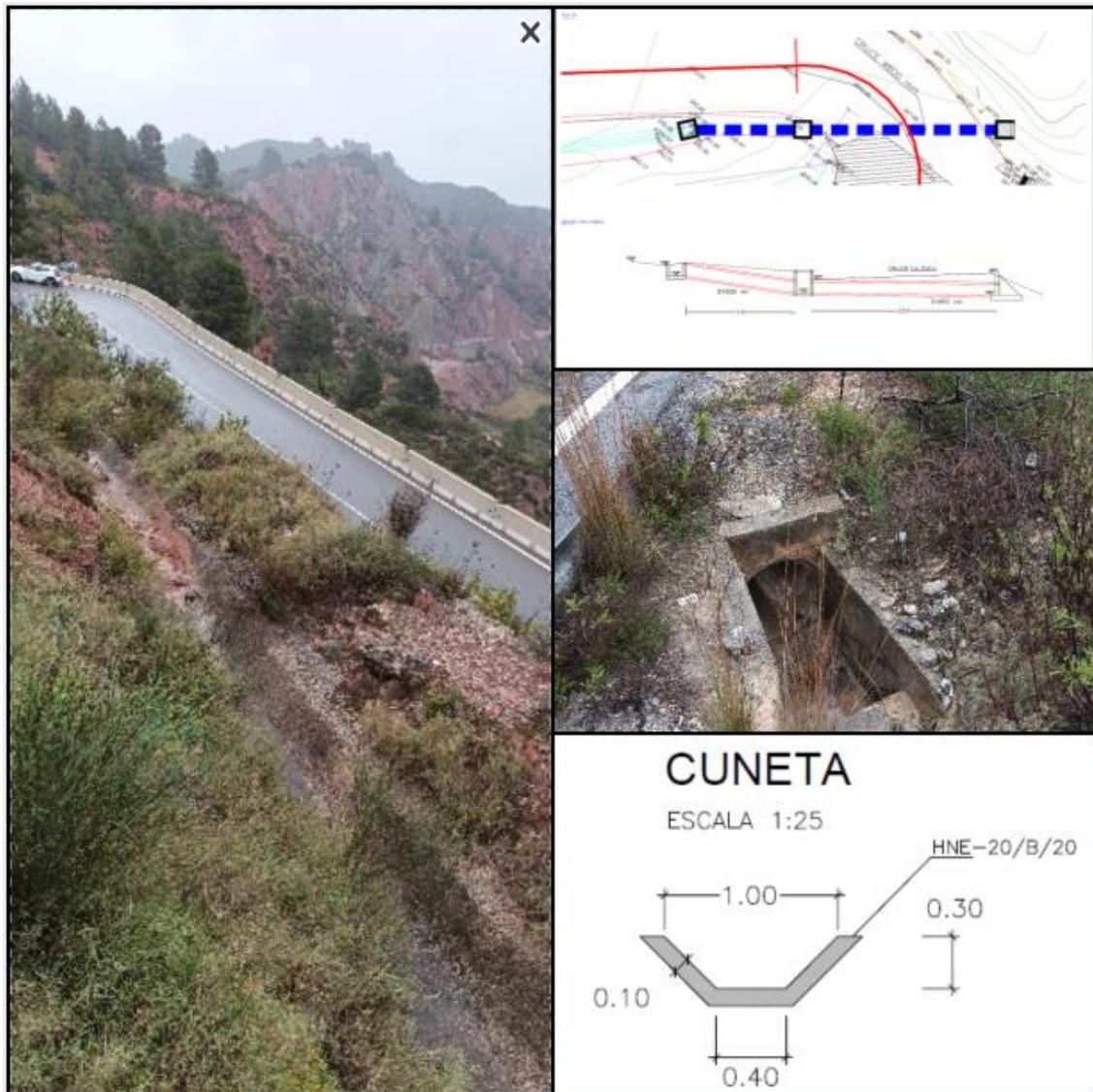


Figura 8: Drenaje en planta y detalles. Fuente: Prodein, S.L. y Propia.

Adicionalmente a la actuación de la pantalla de pilotes y la losa de cimentación, se proyecta una mejora del drenaje en el P.K. 21+950 que consiste en la construcción de una cuneta de sección trapezoidal situada en el desmonte de la carretera, esta conecta con una conducción de  $\varnothing 800$  mm y 21, 2 m que conduce el agua hacia el barranco. (Ver Figura 8)

## 1.2 OBJETO DEL ESTUDIO

La finalidad del proyecto es el estudio y análisis de la patología del área de estudio y plantear un estudio de soluciones utilizando las diferentes técnicas alternativas de estabilidad de taludes. La zona de la carretera en la que se centrará el trabajo será el tramo de curvas que se encuentra entre el P.K. 21+500 y el P.K. 22+000 de la carretera CV-580 en el término municipal de Bicorp. Debido a la complejidad del terreno, constituido por arcillas expansivas y yesos, se realizarán estudios sobre el terreno y la zona para encontrar la medida óptima y definitiva de las inestabilidades encontradas en el tramo de estudio. El alumno encargado del proyecto aplicará los conocimientos obtenidos a lo largo del Grado de Ingeniería Civil para la resolución de la problemática y la elaboración del Trabajo de Fin de Grado (TFG).



## 2 TRABAJOS PREVIOS AL DESARROLLO DEL PROYECTO

### 2.1 GEOMORFOLOGÍA

El tramo de la carretera CV-580 objeto del proyecto, se encuentra en una zona montañosa, por ello el trazado tiene un diseño de curvas sinuosas con secciones a media ladera (Ver Figura 9).

En los alrededores del área de proyecto existen diferentes accidentes geológicos, como fallas, y contactos discordantes. La geología presente entre los municipios de Quesa y Bicorp es muy variada y con gran diversidad de tipologías de terrenos.

Aguas abajo del área de estudio, se encuentra un valle, el cual se encuentra seco prácticamente durante todo el año. Este cauce discurre por materiales triásicos (Facies Keuper), el cual este compuesto por arcillas, margas y yesos.

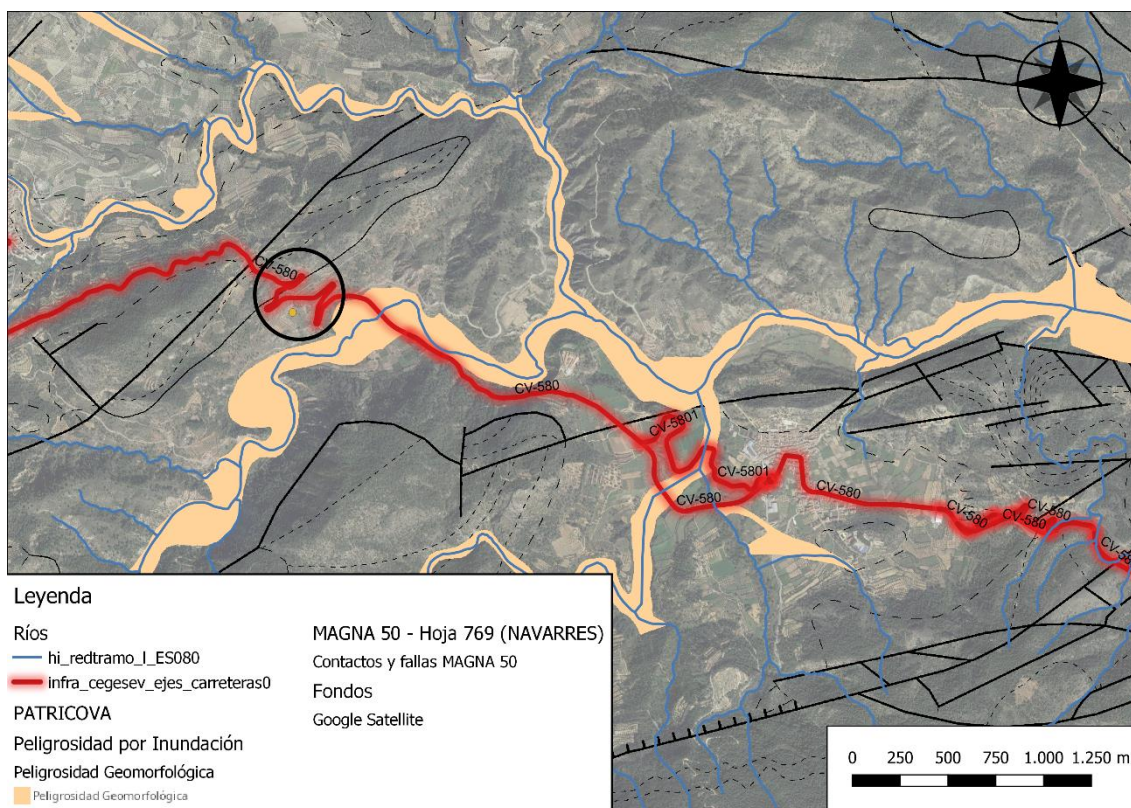


Figura 9: Mapa peligrosidad geomorfológica a Escala 1:20.000. Fuentes: IGME y PATRICOVA.

En la Figura 9, se puede apreciar el escenario afectado por la peligrosidad de inundación. La zona afectada discurre por todo el cauce natural del río de Escalona. También se observa en la imagen los numerosos accidentes geológicos, en su mayoría contactos entre las distintas tipologías de terreno y numeras fallas en dirección SW-NE. La vegetación de la zona no es muy abundante debido a las grandes pendientes de los taludes y la naturaleza del terreno, y está compuesta de pequeños arbustos y algunos árboles medianos que se encuentran arraigados en los taludes (Figura 10).





Figura 10: Vegetación del área de proyecto. Fuente: Propia.

El uso del suelo está dedicado al sector primario, como es la agricultura, y ha originado una escasez de vegetación debido a la deforestación. Los cultivos de esta zona están dedicados en su mayoría a la plantación de olivos y almendros.

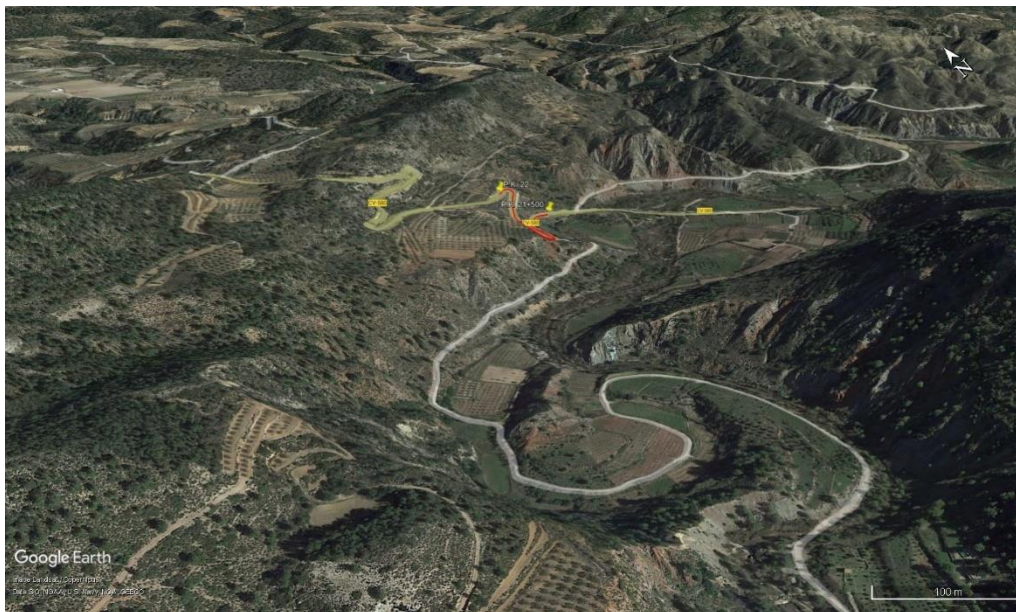


Figura 11: Geomorfología del área de proyecto. Fuente: Google Earth.

La zona se caracteriza por ser un sistema montañoso perteneciente a la rama sur de la Cordillera Ibérica, que proporciona un valle por donde discurre el río de Escalona. Este sistema se debe a los accidentes geológicos de las fallas que se encuentran en el área y a un proceso de diapirismo que produjo la aparición de Keuper en la zona. En las zonas de mayor elevación predominan las dolomías y las calizas, y en las de menor elevación las arcillas, margas y yesos. En un término medio se localizan las calizas arcillosas y las margas de tonos gris claro.

## 2.2 PLUVIOMETRÍA Y DRENAJE

El diseño hidráulico de las obras de drenaje de las carreteras es fundamental en el planteamiento y proyección de calzadas, debido a que las carreteras pueden ser interceptadas por cauces naturales. Por ello, es primordial conocer las precipitaciones diarias máximas de la zona para conocer el caudal máximo a desaguar.

La finalidad de este apartado es el cálculo de las máximas lluvias diarias del área de estudio, de la manera más fiable y eficiente. Para cálculo de estos valores, se hace uso del libro "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular".

Los pasos para seguir para la obtención de las precipitaciones diarias máximas es la siguiente:

1. Localizar la zona de estudio en los PLANOS-GUÍA proporcionados por el libro citado anteriormente.

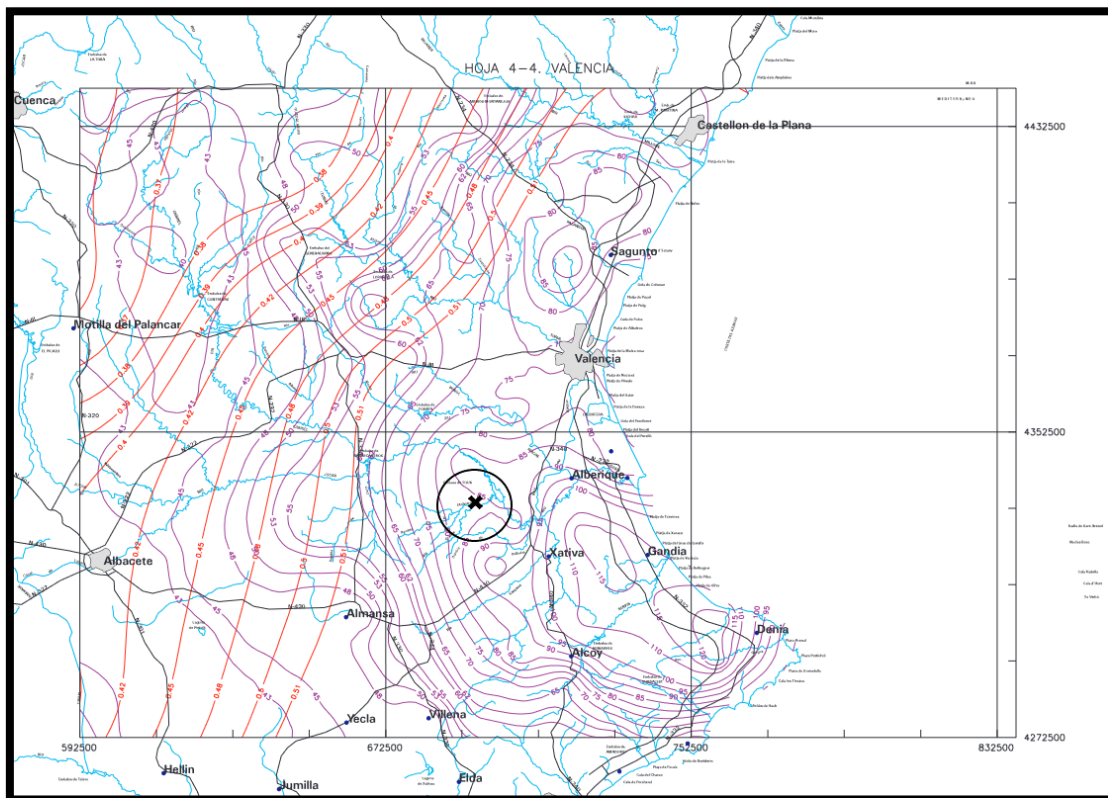


Figura 12: Localización del área de estudio. Fuente: Libro "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular".

2. Estimar el coeficiente de variación y la precipitación media anual.

Interpretando las isolíneas del mapa, se ha estimado un coeficiente de variación "C<sub>v</sub>" (líneas rojas de la Figura 12) de 0,51 y un valor medio de la máxima precipitación media anual "P" (líneas moradas) de 84 mm/día.

3. Obtener el periodo de amplificación K<sub>T</sub>.



Para el cálculo del periodo de amplificación, se ha empleado la Tabla 1 donde se obtiene  $K_T$  a partir del periodo de retorno deseado y el coeficiente de variación.

$C_v$	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 1: Factores de Amplificación  $K_T$ . Fuente: Libro "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular".

Para este proyecto se ha estudiado el drenaje para periodos de retorno de 10, 100 y 500 años.

- Para  $C_v=0,51$  y  $T=10$  años, tenemos  $K_T=1,625$
- Para  $C_v=0,51$  y  $T=100$  años, se obtiene  $K_T=2,815$
- Para  $C_v=0,51$  y  $T=500$  años, calculamos  $K_T=3,799$

4. El último paso es el producto del factor de amplificación por la precipitación media anual para el cálculo de la precipitación diaria máxima con los distintos periodos de retornos dispuestos.

$$P_{25} = K_{25} * P = 1,625 * 84 = 136,5 \text{ mm/día} = 5,68 \text{ mm/h}$$

$$P_{100} = K_{100} * P = 2,815 * 84 = 236,46 \text{ mm/día} = 9,85 \text{ mm/h}$$

$$P_{500} = K_{500} * P = 3,799 * 84 = 319,12 \text{ mm/día} = 13,3 \text{ mm/h}$$

Según la Agencia Estatal de Meteorología, como las lluvias están situadas entre 2 mm/h y 15 mm/h, se consideran lluvias moderadas. Es importante tener en cuenta los periodos de lluvias intensas, ya que las precipitaciones producidas durante un largo periodo de tiempo producen deslizamientos en los tipos de terreno del área de proyecto.

### 3 MARCO GEOLÓGICO

#### 3.1 GEOLOGÍA REGIONAL

La zona de estudio se ubica en el cuadrante NW de la Hoja 769 (28-30) "Navarrés" del Mapa Geológico de España a Escala 1:50.000 (2ª serie).

Para poder visualizar la capa se ha empleado el programa QGIS 3.33.5, también se ha utilizado capas procedentes del visor SIA JÚCAR y del Instituto Geográfico Nacional (IGN). Del IGN se ha empleado para el diseño de la Figura 13, las capas de la red viaria y núcleos poblacionales.

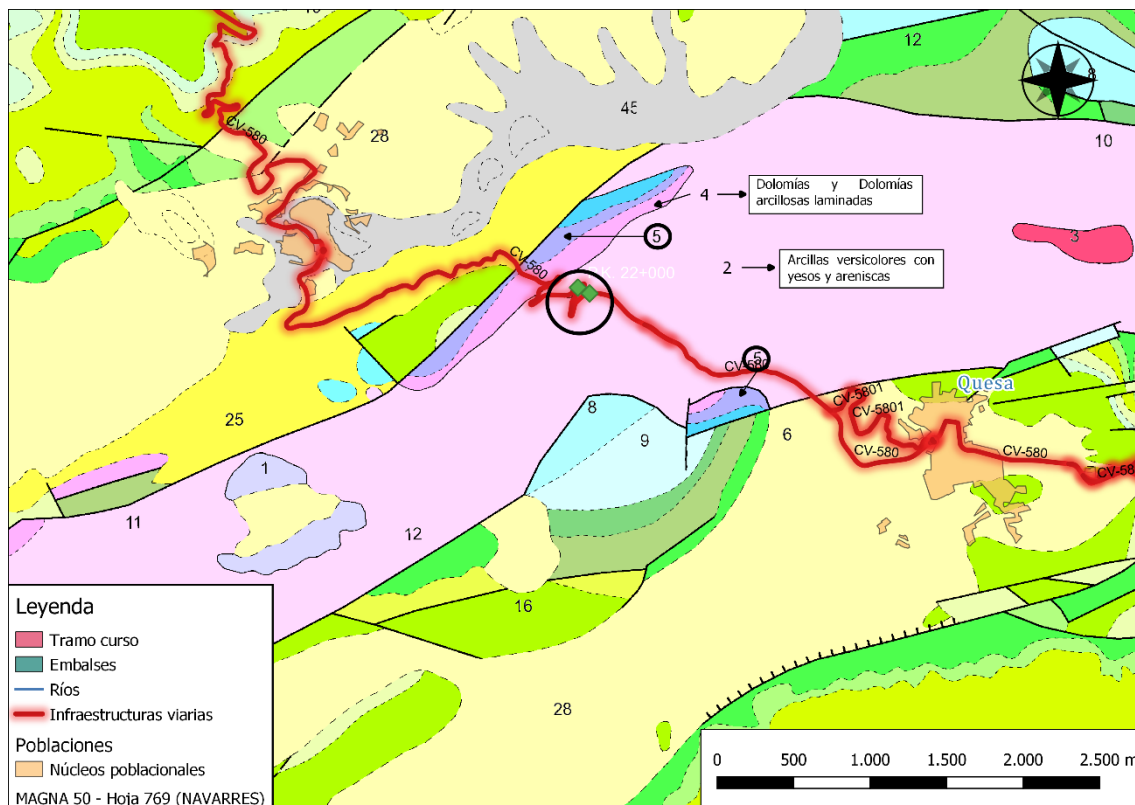


Figura 13: Mapa Geológico de España a escala 1:20.000 (2ª Serie). Fuente: IGME.



En la Figura 13 se ha señalado en azul la zona de objeto de estudio. Se puede observar que la gran mayoría del trazado discurre por materiales del Triásico Medio (facie Keuper) constituido por arcillas versicolores con yesos y areniscas (2). En tramo superior de la carretera destaca otro tipo de suelo conformado por dolomías y dolomías arcillosas laminadas (Triásico Superior).

### LEYENDA

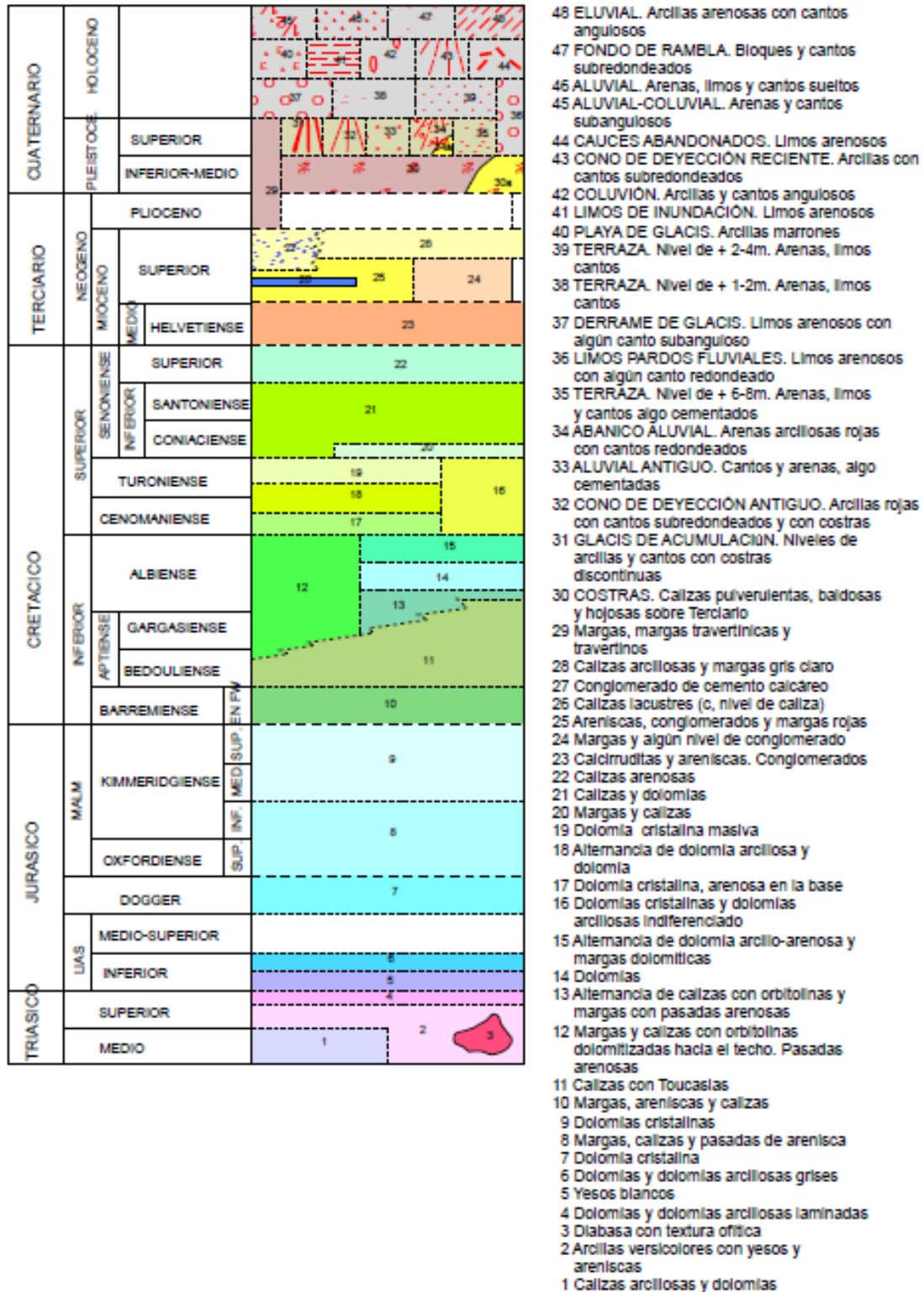


Figura 14: Leyenda de la geología de la zona. Fuente: IGME.





Para un mejor conocimiento de la zona, se ha empleado la Cartografía Geológica digital continua a escala 1:50.000 (GEODE). Al igual que la capa anterior, se ha analizado la geología del área de estudio mediante el programa QGIS 3.33.5.

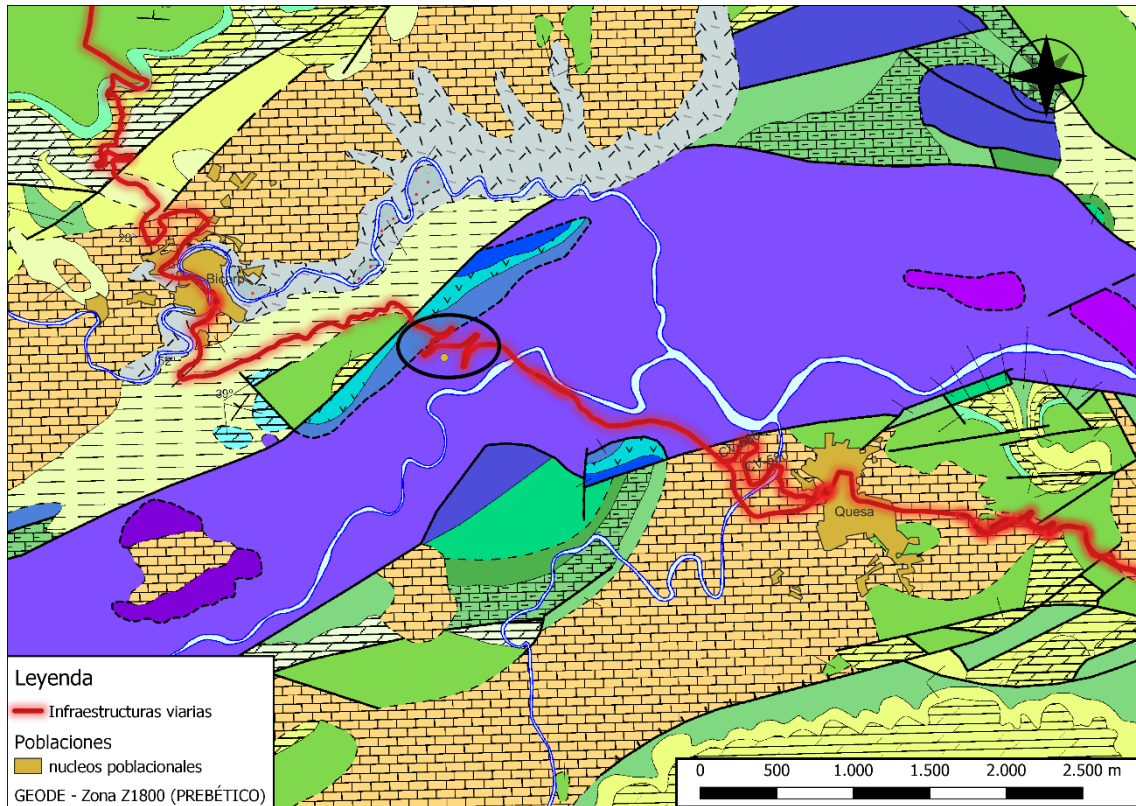


Figura 15: Cartografía geológica digital continua a escala 1:20.000. Fuente: IGME.

La unidad geológica presente en la zona de estudio según el mapa utilizado es arcillas abigarradas, margas yesíferas y yesos. Ocasionalmente calizas y areniscas. La facie germánica que pertenece esta tipología del terreno es Keuper. Este se forma en continentes áridos y cálidos como España.

La facie keuper, constituida por arcillas y yesos, y debido a su comportamiento plástico son afectados por un fenómeno geológico llamado diapirismo, que consiste en el ascenso de rocas de menor densidad y de naturaleza plástica a través de rocas de mayor densidad. Esta capa suele aflorar en una posición no convencional por su plasticidad.

Sobre el P.K. 22+000, existe un contacto discordante entre las arcillas abigarradas y las dolomías tableadas; localmente denominadas carniolas. Este tipo de terreno es característico del final del Triásico superior.

Para el análisis de la geología regional, se ha utilizado los mismos instrumentos que en el apartado de geología local. Como se aprecia en la imagen, el área de estudio se localiza sobre el ya mencionado Keuper. Los núcleos poblacionales de Quesa y Bicorp se sitúan sobre calizas arcillosas y margas gris claro propios del Terciario superior.

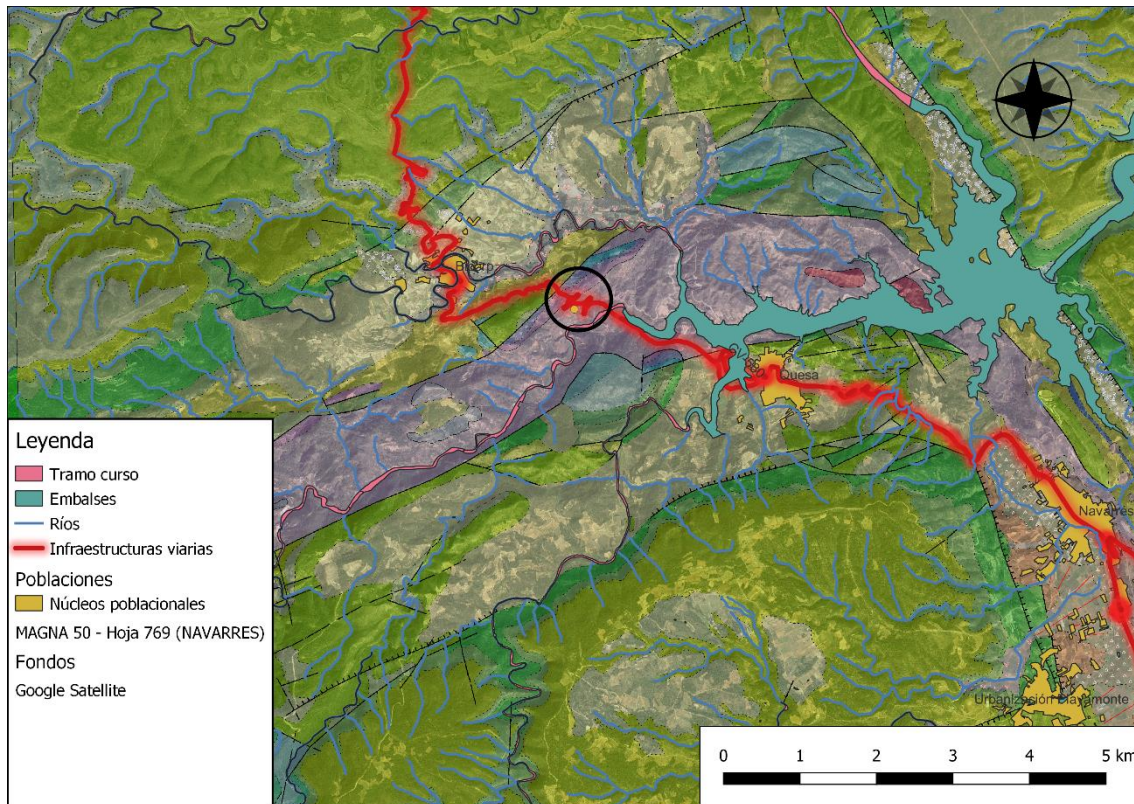


Figura 16: Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (2ª Serie). Fuente: IGME.

En las zonas más altas de la región predomina la alternancia de dolomías arcillosas y dolomías, que está representado por un verde claro, este tipo de suelo procede del Cretácico superior.

### 3.1.1 TECTÓNICA (CONTACTOS Y FALLAS)

En el área de estudio existen distintos de procesos geológicos, así como contactos que delimitan los volúmenes rocosos y a superficie topográfica, y fallas geológicas producidas por el movimiento de placas tectónicas.

En la carretera de estudio existe un claro contacto entre diferentes facies del Triásico, entre un terreno conformado por arcillas abigarradas y terreno constituido de dolomías tableadas de tonos grises.

Las fallas más características de la zona son:

- En el noroeste se encuentra una falla, que atraviesa todo el macizo con hundimiento en dirección SW-NE.
- La falla que delimita el área compuesta por arcillas versicolores y yesos con hundimiento hacia el noroeste.
- Existe una falla paralela a la carretera con hundimiento en dirección a la calzada.



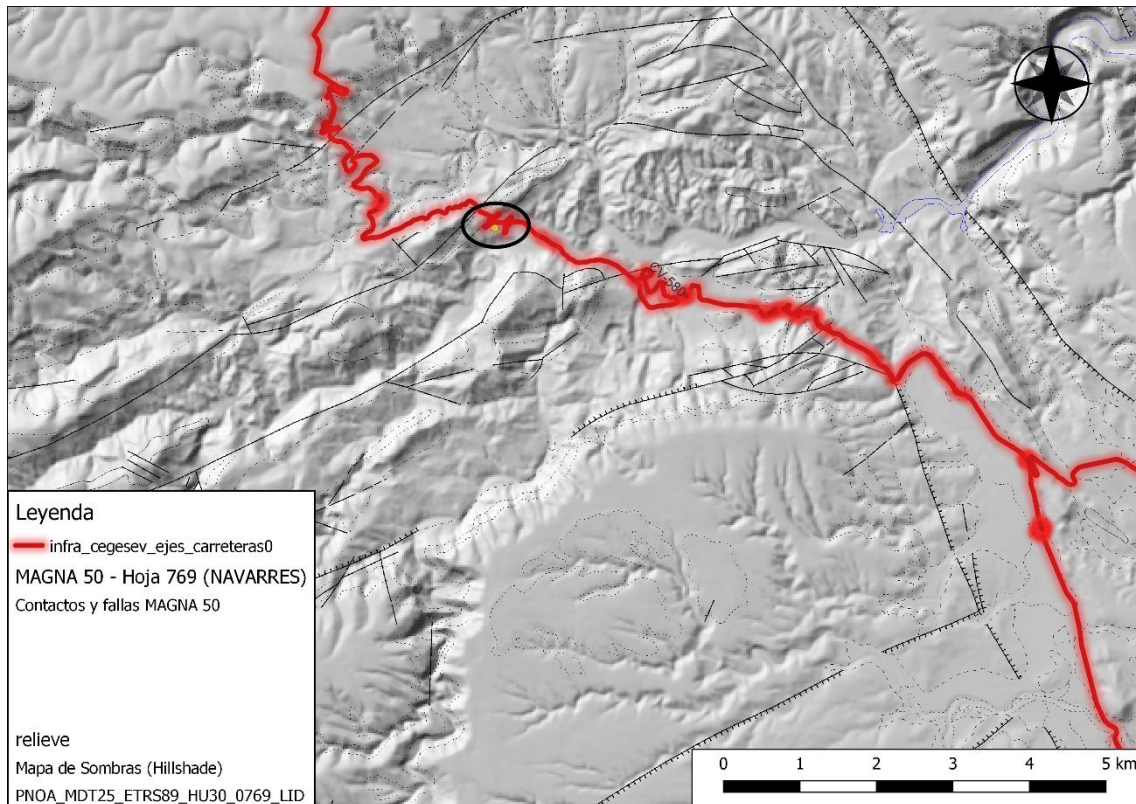


Figura 17: Mapa de contactos y fallas a Escala 1:50.000- Fuente: IGME.

### SIMBOLOS CONVENCIONALES

-----	Contacto concordante	- - - - -	Contacto discordante
—————	Contacto mecánico	—————	Falla conocida
— — — — —	Falla supuesta		Falla con indicación de hundimiento
↑ ↑ ↑ ↑ ↑	Falla con indicación de hundimiento sup.	← ↑ ↓ ↑ ↓	Anticinal con sentido de inmersión
—+—	Estratificación		

Figura 18: Leyenda Mapa de contactos y fallas. Fuente: IGME.

#### 3.1.2 HIDROGEOLOGÍA

Para garantizar el buen estado y el uso adecuado del agua y el dominio público de hidráulico se crearon las cuencas hidrográficas, cada una de ellas establece una planificación hidrológica para asegurar los recursos hídricos de la demarcación hidrográfica y la sostenibilidad del uso del agua.

El proyecto se encuentra en la Demarcación Hidrográfica del Júcar, la cual se divide en 9 sistemas de explotación. El área de proyecto se encuentra en el sistema de explotación del Júcar, con una superficie de 22.208 km<sup>2</sup>.

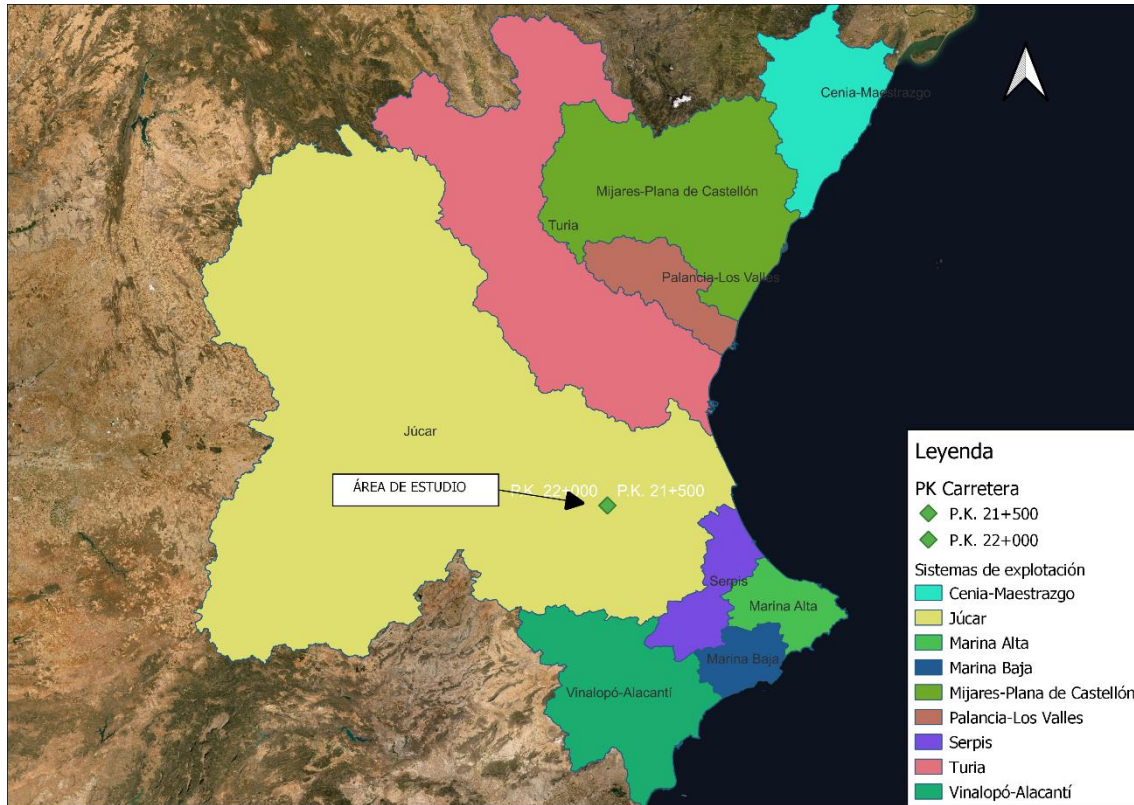


Figura 19: Demarcación Hidrológica del Júcar. SIA JÚCAR.

En el sistema de explotación del Júcar existen distintas masas de agua subterráneas agrupadas en sistemas de acuíferos. El área de proyecto se encuentra situada dentro del sistema de acuífero llamado Macizo del Caroch.



Figura 20: Masas de agua subterráneas de la DHJ. Fuente: SIA JÚCAR.

Para identificar la hidrogeología de dicho sistema, se ha empleado una publicación de 1989 titulada “LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN LA COMUNIDAD VALENCIANA. USO, CALIDAD Y PERSPECTIVAS DE UTILIZACIÓN” del Instituto Geológico y Minero de España.

El macizo del Caroch está ubicado en dirección suroeste de la provincia de Valencia, limítrofe con las provincias de Alicante y Albacete. Las formaciones de mayor importancia del acuífero son las calizas y dolomías del Cretácico Superior, las Calizas del Cretácico inferior, las Calizas y Dolomías del Lías-Dogger y las Calizas del Kimmeridgiense.

La estructura de mayor afección del sistema es la transición entre dos dominios, el dominio ibérico y el dominio prebético.

Dicho sistema se haya dividido en dos subsistemas, debido a una barrera hidrogeológica formada por el canal de Navarrés y el río Cazunta, donde se encuentra la zona de estudio. En esta barrera existe un afloramiento de materiales impermeables en facies Keuper.

### 3.1.3 SISMICIDAD

Para el estudio de la peligrosidad sísmica se ha definido mediante la Figura 21. Dicha imagen procede de la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02). Los valores relacionados en el mapa son la gravedad ( $g$ ), la aceleración sísmica básica ( $a_b$ ) y el coeficiente de contribución ( $K$ ).

De acuerdo con el capítulo II. Información sísmica de la NCSE-02, la ecuación de la aceleración sísmica de cálculo se expresa de la siguiente manera:



$$a_c = S * \rho * a_b$$

Siendo:

- $a_c$ : Aceleración sísmica de cálculo.
- $\rho$ : Coeficiente adimensional de riesgo de la probabilidad aceptable de que exceda  $a_c$  en el período de vida para el que se proyecta la construcción. Según la importancia de la obra si es normal o especial, toma los valores 1,0 y 1,3, respectivamente.
- S: Coeficiente de amplificación del terreno.

En la misma norma se incluye en el Anejo 1 una lista de municipios con los valores de la aceleración sísmica ( $a_b$ ) y el coeficiente de contribución (K). En el caso de Quesa y Bicorp los resultados son:

- Bicorp:  $a_b/g = 0,07$  y  $K=1,0$ .
- Quesa:  $a_b/g = 0,07$  y  $K=1,0$ .

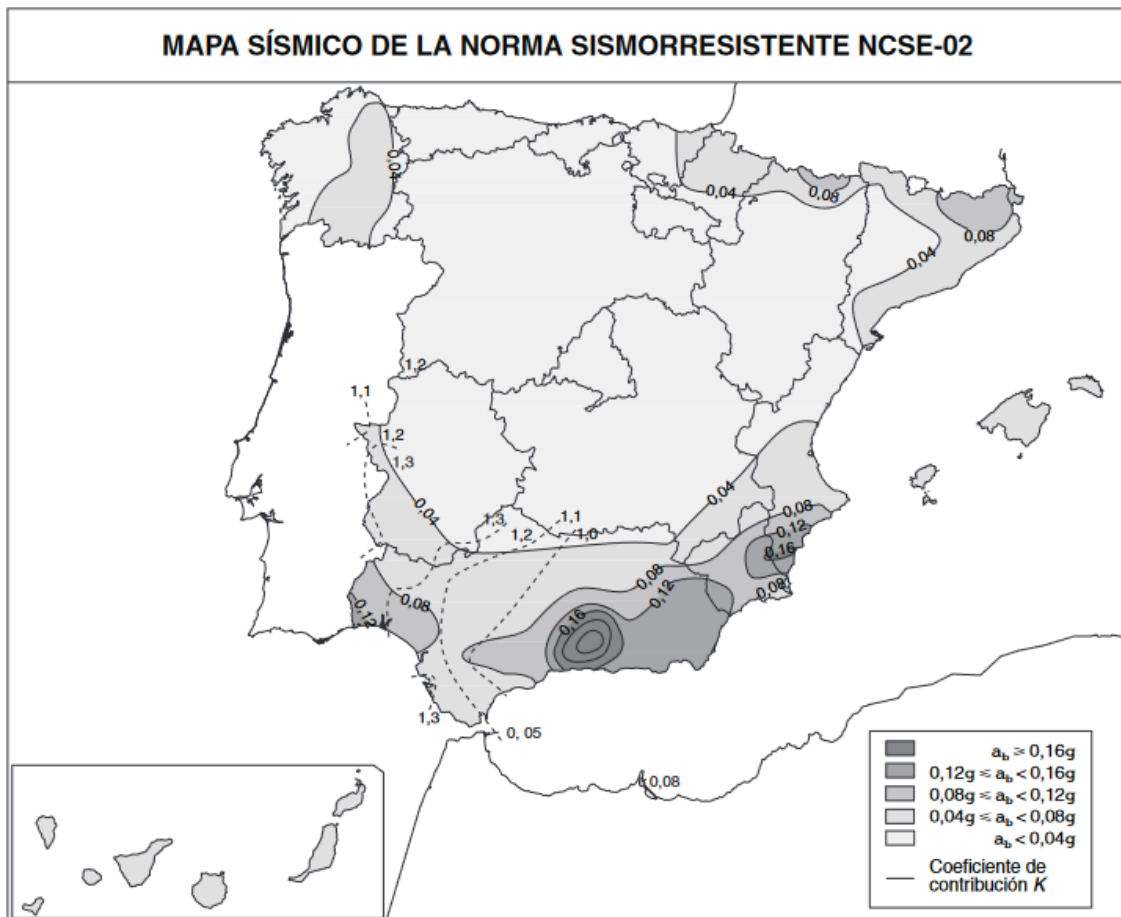


Figura 21: Mapa de peligrosidad sísmica. Fuente: NCSE-02.

Según la clasificación de construcciones del Capítulo I. Generalidades, se considera esta obra de importancia moderada, debido a que es improbable que la destrucción de la construcción genere víctimas, daños económicos a terceros o la obstaculización de in servicio primario.

Según la Norma no es obligatorio su aplicación en este proyecto por ser una construcción de importancia moderada.

### 3.2 GEOLOGÍA LOCAL

El día 4 de abril de 2022, se realiza una visita al área de estudio. El objetivo era efectuar un reconocimiento de la zona para comprobar el estado de las infraestructuras y el terreno colindante. Durante la visita llovía con intensidad por lo que se pudo ver con más énfasis los efectos negativos de este tipo de eventos produce sobre los taludes.

Para acceder al tramo de proyecto es necesario atravesar el pueblo de Quesa, una vez pasado el casco urbano, a 1,5 km se ubica una ladera en la margen izquierda en dirección Bicorp, donde se puede apreciar materiales del Triásico a simplemente vista desde el rojizo de las arcillas, el blanco del yeso e incluso arcillas de color verdoso, característico de este tipo de facie. En esa zona ya se pueden observar algunas actuaciones de muros de gaviones y escolleras. Una vez pasada dicha ladera, a unos 450 metros empieza el tramo del proyecto.

En la entrada a la zona de estudio nos encontramos con una parte de la carretera cortada, debido a un deslizamiento reciente del terreno producido por las filtraciones de agua que se estaban produciendo debido al episodio de lluvias. Para permitir el tránsito de vehículos se habían dispuesto dos semáforos para que circularan los vehículos por el carril izquierdo de la carretera. Cerca de dicho deslizamiento se había producido otro, pero este no había sido cercado debido a que las tierras no habían invadido la calzada.



Figura 22: Deslizamiento cercado. Fuente: Propia.



Figura 23: Deslizamiento. Fuente: Propia.

La solución adoptada que se elaboró para el deslizamiento anterior fue el movimiento de tierras a otro margen de la calzada para permitir cuanto antes abrir el tráfico lo antes posible (Figura 24). Cabe destacar que en ese borde la carretera no se encuentra ninguna otra calzada o infraestructura bajo la ladera, por lo que no produce daños materiales, pero provoca efectos negativos a nivel paisajístico, e incluso el peso de dichas tierras podría movilizar la ladera inferior



Figura 24: Movimiento de tierras. Fuente: Propia.



En ese primer tramo se puede observar que se habían construido muros de gaviones y escollera para evitar esos sucesos. Estos muros, debidos al paso del tiempo, al empuje del terreno y al mal drenaje, se encontraban en un estado defectuoso. El muro de gaviones tenía la malla metálica despedazada, lo que ocasionaba que los materiales se salieran de los gaviones.



*Figura 25: Muro de gaviones. Fuente: Propia.*

Los muros de mampostería se encontraban en buen estado, exceptuando los drenajes transversales, estaban cegados por materiales finos y pequeños fragmentos de roca procedentes del terreno o del propio muro. La obstrucción de estos orificios ocasiona los desprendimientos y deslizamientos debido al empuje del agua acumulada en el trasdós.





Figura 26: Muro de mampostería. Fuente: Propia.



Figura 27: Drenaje de muro escollera. Fuente: Propia.

Pasada la primera curva, entre el P.K. 21+740 y el P.K. 21+950, existe un muro de contención con unas dimensiones de 7 metros de altura en la margen derecha y 4 metros de desmonte en la margen izquierda.



En ese tramo de la zona de estudio, se proyectó anteriormente una solución que consistía en la construcción de un muro de pilotes con una losa de cimentación, que actúa como encepado de los mismos para que trabajen conjuntamente.

Este proyecto tenía varias finalidades, entre ellas la absorción de los empujes del terreno y el incremento del factor de seguridad frente a deslizamiento, debido al cosido del terreno.



*Figura 28: muro de escollera y losa de cimentación. Fuente: Propia.*

Aunque el resultado de la obra consiguió el objetivo para la cual fue proyectada, al solo resolver un tramo de la carretera y no toda el área afectada, además de no realizar una obra de drenaje adecuada para la evacuación de las aguas pluviales, se siguen produciendo deslizamientos de ladera.

En la siguiente curva del tramo, se encuentra la última obra realizada para evitar deslizamientos y desprendimientos del terreno. La solución diseñada en este caso para la contención del talud, es una malla de triple torsión con bulones.

Dicha solución ha resultado ser deficiente, ya que debido a las filtraciones de agua en el terreno, los materiales se han acumulado en el mallazo constituyendo unas barrigas repletas de tierra.



*Figura 29: Fijado de malla al terreno con bulones. Fuente: Propia.*

Todos los materiales que se desprenden del talud se acumulan en el mallazo o discurren por el talud hasta encontrar una salida por debajo de la malla para depositarse en el drenaje de la carretera. Esto produce la colmatación del drenaje provocando que el agua circule por en medio de la calzada.





*Figura 30: Colmatación de un drenaje. Fuente: Propia.*

En alguno de los tramos se han producido desprendimiento del talud, el más significativo se sitúa cerca de la malla. Como se aprecia en la ilustración, la roca desprendida del talud esta sujeta por dos señales de balizamiento.



Figura 31: Desprendimiento en dos señales de balizamiento. Fuente: Propia.

La zona de proyecto finaliza en el PK 22+000, el cual está indicado por una señal que indica la carretera y el punto kilométrico. Cerca de la señal se produce un cambio en la tipología del terreno bastante pronunciado perceptible a simple vista.

A partir de este PK, el talud cambia de un terreno compuesto de arcillas y yesos (Triásico -Facies Keuper) a un terreno constituido por calizas (Jurásico Inferior-Facies Lias), que tiene continuidad hasta el municipio de Bicorp





Figura 32: Punto kilométrico 22+000. Fuente: Propia.

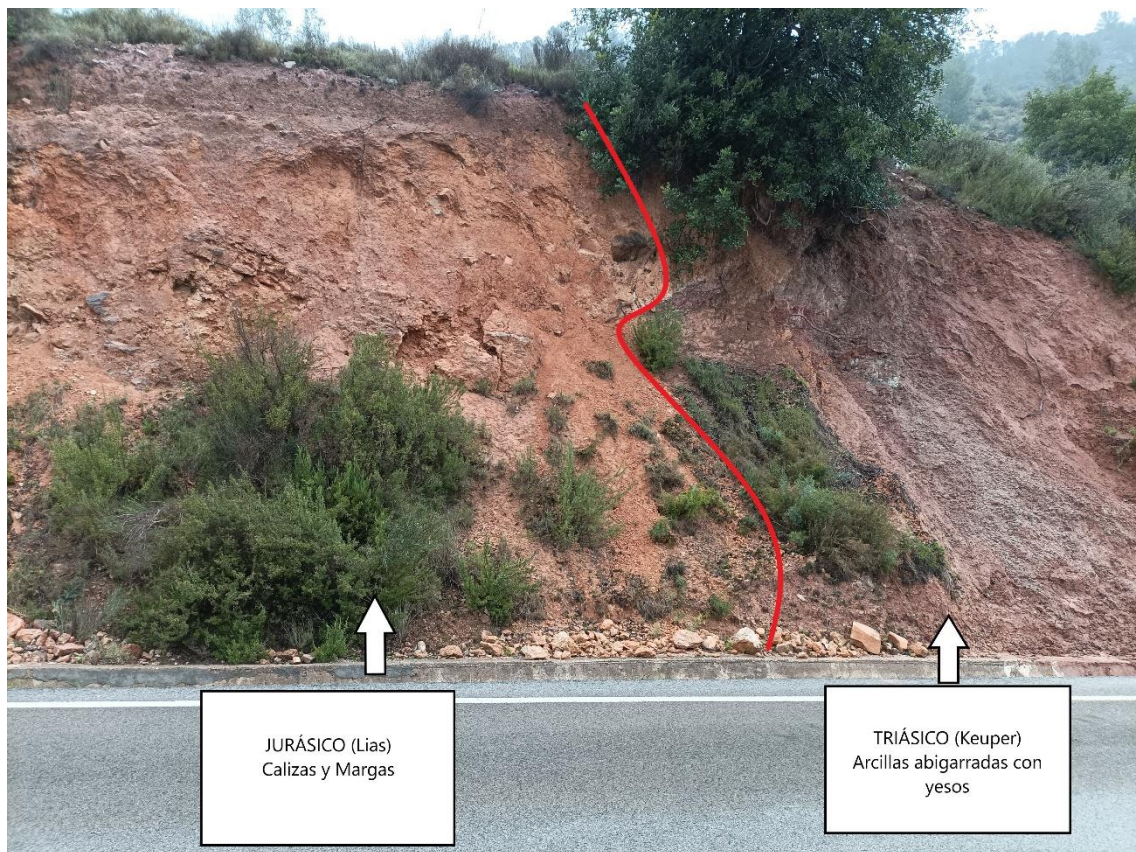


Figura 33: Contacto de facies o litologías. Fuente: Propia.





*Figura 34: Presencia de yeso. Fuente: Propia.*

Existen infraestructuras dedicadas a la distribución de energía eléctrica instaladas alrededor de área de estudio, se encuentran establecidas en un terreno inestable, ya que una temporada de lluvias que provoquen deslizamientos en el terreno podría afectar a dichas construcciones.





*Figura 35: Infraestructuras de distribución de energía eléctrica. Fuente: Propia.*

Aguas arriba del tramo de estudio, podemos encontrar fisuras en el asfalto debido a posibles movimientos de la ladera. El continuo empuje del terreno sumado a las filtraciones de agua por la fisura, provocan que la calzada se vaya deteriorando, además como es un tramo sinuoso se pueden producir accidentes de tráfico.



Figura 36: Fisuras en la carretera. Fuente: Propia.

## 4 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

### 4.1 RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO

El reconocimiento del terreno tiene como objetivo identificar las propiedades físicas y químicas del terreno, así como las condiciones geológicas e hidrológicas. Para la determinación de las características del terreno y asentar las bases para la caracterización geotécnica se han realizado una serie de pasos previos.

#### 4.1.1 ENSAYOS "IN SITU" DEL ÁREA DE ESTUDIO

En primer lugar, se ha realizado la cartografía detallada de la zona de estudio en el apartado "3 MARCO GEOLÓGICO", en el cual se ha identificado los diferentes materiales que componen la zona de estudio como se aprecia en la Figura 13 y Figura 15, de la misma forma se han definido los contactos entre los diferentes estratos y riesgos geológicos que influyen en los movimientos de tierra (Ver Figura 17).

Posteriormente para la comprobación de la naturaleza de los materiales definidos y su compacidad, se procede a la obtención de muestras del subsuelo, con las cuales se realizarán ensayos de laboratorio y se establecerá un perfil del terreno. En el caso del presente estudio,



como se ha mencionado anteriormente, la empresa Prodein, S.L. realizó 4 sondeos rotativos con las siguientes profundidades:

PROSPECCIÓN	PROFUNDIDAD
SONDEO – 1	20,0
SONDEO – 2	15,0
SONDEO – 3	10,0
SONDEO – 4	10,0

Tabla 2: Dimensiones de los sondeos rotativos. Fuente: Prodein, S.L.

La localización de dichos sondeos esta detallada en la Figura 6.

Al mismo tiempo de la ejecución de los sondeos rotativos, se realizaron ensayos “in situ” de Penetración Estándar (SPT). Consiste en la hincada de un tubo metálico, en este caso de un diámetro interior de 36,8 mm, mediante golpes en el terreno que contiene un tomamuestras seccionado en dos mitades que alberga el terreno perforado.

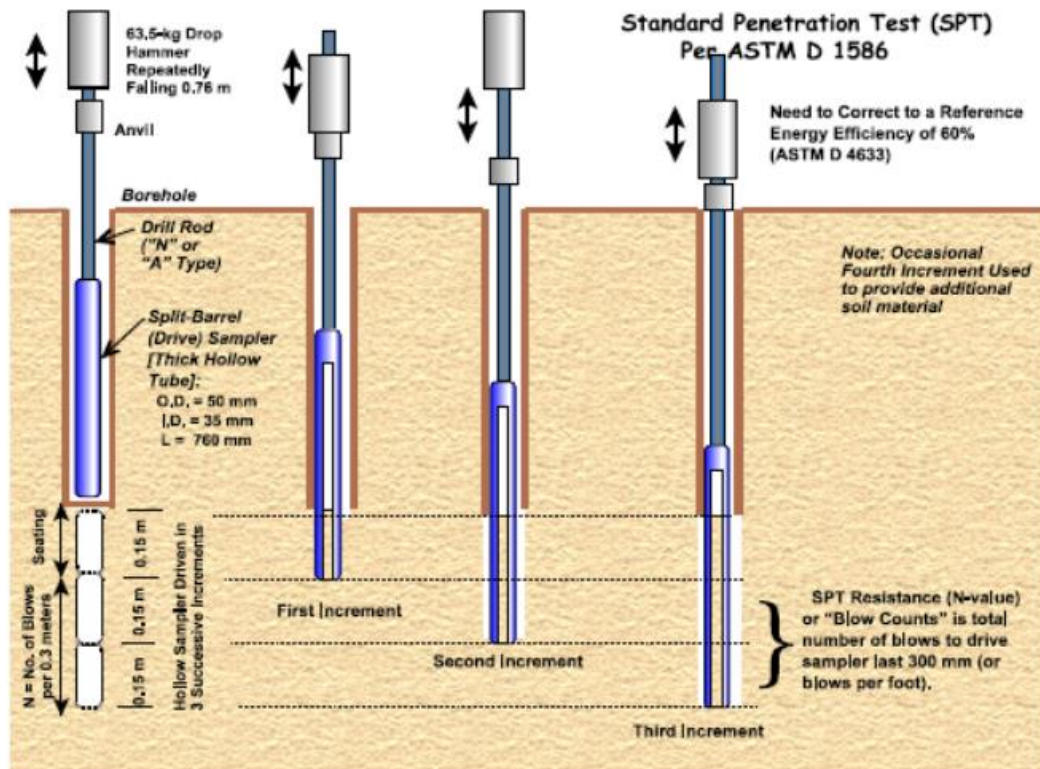


Figura 37: Esquema de realización de ensayos SPT. Fuente: FHWA NHI-01-031.

Los parámetros para el cálculo del Ensayo de Penetración Estándar usados por dicha empresa son:

- 20/17/18 →  $N_{30} = (17+18) = 35$  golpes
- 15/50R (5cm) →  $N_{30} =$  Rechazo

Además, la empresa de sondeos tomó muestras inalteradas (MI) y parafinadas (MP) para realizar ensayos de resistencia y deformación en el laboratorio.



Los datos obtenidos respecto a la profundidad de los sondeos y las muestras recogidas respecto al SPT son:

PROSPECCIÓN	PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA	GOLPEO (N <sub>30</sub> )
SONDEO – 1	1,60 – 2,20	SPT	5-3-4-6 (7)
	5,00 – 5,60	SPT	4-4-7-13 (11)
	7,00 – 7,60	MI	12-14-24-30 (22,8*)
	9,80 – 10,40	SPT	5-10-11-14
	12,40 – 12,80	MI	12-43-50R
	15,40 – 15,60	MI	48-50R
	17,60 – 18,20	SPT	10-17-19-25 (36)
	19,40 – 20,00	SPT	21-18-23-26 (41)
SONDEO – 2	1,40 – 2,00	SPT	4-10-6-9 (16)
	3,60 – 3,80	SPT	31-50R
	6,60 – 7,20	MI	18-15-15-19 (18*)
	9,60 – 10,20	SPT	15-8-10-13 (18)
	13,00 – 13,60	MI	5-9-15-32 (14,4*)
	14,40 – 15,00	SPT	7-10-16-21 (26)
SONDEO – 3	1,60 – 2,20	SPT	10-9-8-9 (17)
	4,00 – 4,60	MI	7-16-22-25 (22,8*)
	7,00 -7,60	SPT	9-7-10-11 (17)
	9,40 – 10,00	MI	10-19-20-22 (22,8*)
SONDEO – 4	1,20 – 1,80	SPT	6-4-4-12 (8)
	3,40 – 4,00	SPT	8-6-6-6 (12)
	6,00 – 6,60	MI	12-12-14-16 (15,6*)

Tabla 3: Registros de los ensayos. Fuente: Prodein, S.L

Los tipos de muestra recogidos se diferencian entre:

- SPT: Ensayo Penetración Estándar.
- MI: Muestra Inalterada.

Además de los 4 sondeos rotativos, se realizó un estudio complementario en el que se ejecutaron dos sondeos rotativos de 20 – 25 m de longitud, de la misma forma se realizan ensayos "in situ" mediante equipos presiométricos (PMT). Dicho ensayo consiste en la introducción de una sonda de caucho en el interior del sondeo, y una vez fijada a la cota deseada, se bombea agua o aire mediante una bomba de tornillo hasta la sonda provocando que esta se expanda. Este método permite conocer la presión de despegue (P<sub>0</sub>), el módulo elástico (E), la resistencia a la cizalladura (T<sub>max</sub>) y el límite de presión (P<sub>L</sub>).

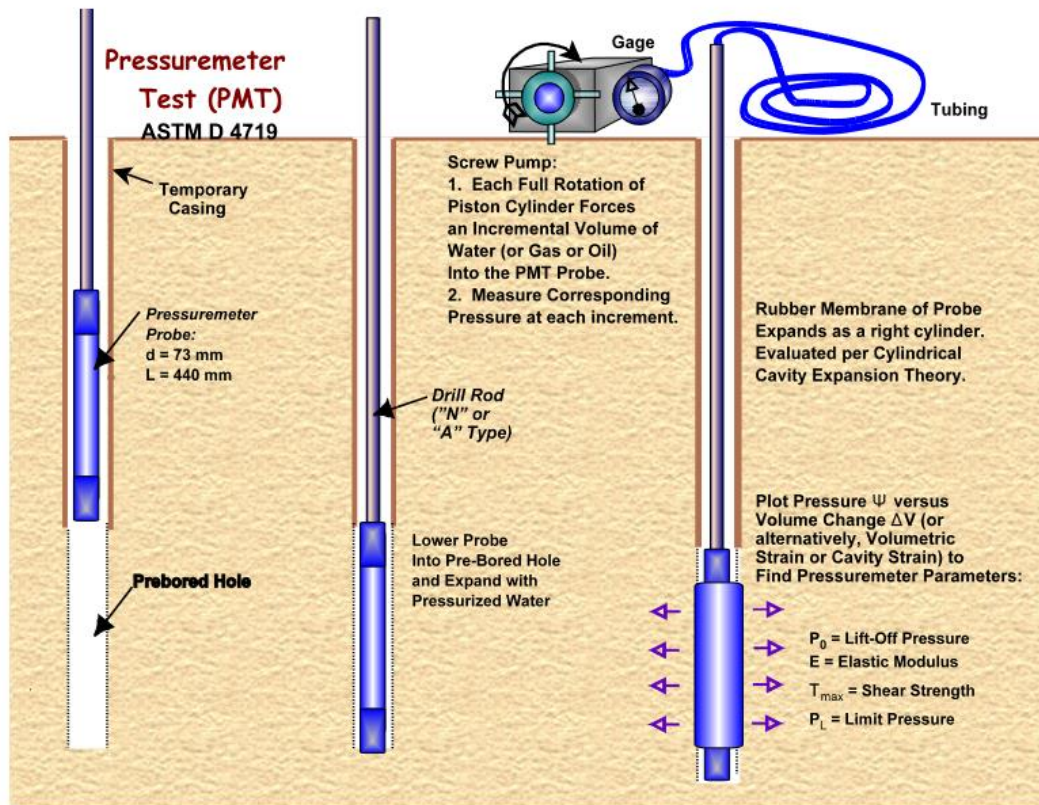


Figura 38: Esquema de realización de ensayo (PMT). Fuente: FHWA NHI-01-031.

A continuación, se muestran las fotografías realizadas por la empresa Prodein, S.L. de las cajas portatestigos referentes a los 4 sondeos rotativos.



Figura 39: Sondeo rotativo 1. Fuente: Prodein, S.L.





Figura 40: Sondeo rotativo 2. Fuente: Prodein, S.L.



Figura 41: Sondeo rotativo 3. Fuente: Prodein, S.L.



Figura 42: Sondeo rotativo 4. Fuente: Prodein, S.L.

Posteriormente a la ejecución de los sondeos, se aprovecharon las perforaciones para la instalación de tuberías inclinométricas en los sondeos 1, 2 y 3 para reflejar las deformaciones del terreno a corto (durante las obras) y largo plazo (después de la actuación).

El objetivo de los pasos previos definidos para el reconocimiento del terreno es obtener una visión global del área de estudio para determinar con mayor eficiencia las condiciones geotécnicas del terreno.

Una vez determinada la cartografía geológica y geotécnica, así como las muestras del terreno, se procedió a la realización de los ensayos en laboratorio de las muestras seleccionadas.



#### 4.1.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Tras la ejecución de los ensayos “in situ”, se procede a realizar los ensayos de laboratorio de las correspondientes muestras inalteradas recogidas, de la misma manera se emplearon las muestras alteradas que se consideren adecuadas para el análisis.

Para materiales granulares como arenas y gravas se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometría por tamizado, según UNE 103101:1995
- Límites de Atterberg, según UNE 103103:1994 y UNE 103104:1993
- Humedad, según UNE 103300:1993

No se realizaron ensayos de Proctor Normal/Modificado y CBR, ya que como se aprecia en las figuras de los portatestigos, solo se encuentra materiales granulares en los primeros metros (Ver Figura 39).

Para materiales cohesivos como arcillas y limos se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometría por tamizado, según UNE 103101:1995
- Límites de Atterberg, según UNE 103103:1994 y UNE 103104:1993
- Humedad, según UNE 103300:1993
- Corte Directo (CD), según UNE 103401:1998
- Resistencia a compresión simple (RCS), según UNE 103400:1993
- Contenido en Sulfatos, según UNE 103201:1996.

Sondeo	Litología	Prof. (m)	Tipología	Granulometría	Límites de Atterberg	RCS	CD	Sulfatos
SR – 1	Gravas sueltas	1,60 – 2,20	SPT	X	X			X
	Arcillas yesíferas	7,00 – 7,60	MI	X	X	X	X	X
		12,40 – 12,80	MI	X	X	X		
SR – 2	Gravas sueltas	1,40 – 2,00	SPT	X	X			
	Arcillas yesíferas	6,60 – 7,20	MI	X	X	X		
		13,00 – 13,60	MI	X	X		X	
SR – 3	Arcillas yesíferas	9,40 – 10,00	MI	X	X	X		

Tabla 4: Planificación de Ensayos de Laboratorio. Fuente: Prodein, S.L.

Los materiales tomados como muestras del subsuelo se dividen en 3 litologías, siendo la más superficial de rellenos antrópicos formado por el aglomerado asfáltico sobre una subbase granular (Nivel 0) y, por último, un potente estrato de arcillas versicolores yesíferas (Nivel 1).

En las capas más superficiales se presenta el aglomerado asfáltico procedente de la carretera del área de estudio, está tiene una potencia significativa debido a los accidentes geológicos que se producen en la zona, en la Figura 36 se observa las alteraciones en la calzada provocados por los distintos movimientos del terreno.

PROSPECCIÓN	PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)
SR – 1	0,00 – 0,90	0,90
SR – 2	0,00 – 0,60	0,60
SR – 3	0,00 – 0,40	0,40
SR – 4	0,00 – 0,60	0,60

Tabla 5: Nivel 0. Capa de Aglomerado asfáltico. Fuente Prodein, S.L.

Una vez superado la capa de aglomerado, se alcanza el terreno granular procedente del relleno empleado para la ampliación de la carretera constituido por gravas y bolos mal graduados.

PROSPECCIÓN	PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)
SR – 1	0,90 – 5,70	4,80
SR – 2	0,60 – 5,20	4,60
SR – 3	0,40 – 0,60	0,20
SR – 4	0,60 – 2,80	2,20

Tabla 6: Nivel 0. Relleno Granular. Fuente: Prodein, S.L.

Estudiando la Tabla 3 y Tabla 6, se observa que en el sondeo rotativo 1 los valores del ensayo SPT alcanza como máximo 11 golpes, en el segundo sondeo se produce un rechazo posiblemente debido a que la puntaza no ha sido capaz de traspasar algún bolo. En el tercer sondeo no se realiza ensayo SPT en el terreno granular, y en el último sondeo rotativo se ejecutan solamente 8 golpes. Teniendo en cuenta el número de golpes y de terreno podemos concretar que la compacidad del terreno es suelta.

En este caso se procede a realizar la clasificación del suelo mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), este sistema utiliza los resultados de los ensayos de Granulometría y los Límites de Atterberg.

El ensayo de granulometría consiste en hacer pasar una serie de muestras inalteradas o aquellas alteradas que se consideren para estudio secas por tamices con aberturas desde los 125 mm hasta los 0,075 mm, mediante este proceso se divide entre fracción gruesa las muestras mayores a 0,075 mm fracción fina las menores. Para la clasificación de fracción fina se emplea el ensayo de sedimentación que se fundamenta en la fuerza de fricción experimentada por objetos esféricos moviéndose en el seno de un fluido viscoso en un régimen laminar.

El ensayo de los Límites de Atterberg se define como el contenido de humedad que caracteriza los estados de consistencia de un suelo.



Figura 43: Límites de la consistencia. Fuente: Asignatura Geotecnia y Cimientos.

Para calcular el Índice de Plasticidad es necesario determinar el límite líquido y el límite plástico.

El procedimiento para la determinación del límite líquido requiere tomar una muestra del suelo menor a 0,40 mm amasarla con agua destilada y dejar reposar aproximadamente 24 horas en una cámara húmeda.

El equipo a emplear será la cuchara de Casagrande, un acanalador de Casagrande para las arcillas y un acanalador de A.S.T.M depara los limos.



Figura 44: Equipo para determinación del Límite Líquido. Fuente: Asignatura Geotecnia y Cimientos.

En primer lugar, se calibra la cuchara para ajustar la altura de caída a 1 cm, seguidamente se coloca una porción de la muestra, con una altura de 1 cm, sobre la cuchara. Con el acanalador, dejar un surco en la muestra dejando el fondo limpio. Posteriormente levantar y dejar caer la cuchara a razón de dos golpes por segundo hasta que el surco se cierra en el fondo 13 mm, siempre que se haya conseguido entre 25 y 35 golpes. Al mismo tiempo, anotar el golpeo y tomar una muestra de la porción para determinar su humedad. Acto seguido añadir agua y homogeneizar la mezcla, este proceso se repite hasta conseguir que el surco se cierre 13 mm habiendo conseguido un número de golpes entre 15 y 25. Finalmente anotar el golpeo y tomar una muestra de la porción para determinar su humedad.

Para la determinación del Límite Plástico se prepara una muestra de las mismas dimensiones que para el Límite Líquido y se amasa con agua destilada.

Este procedimiento consiste en moldear, en forma de elipsoide, un fragmento de la muestra preparada, simultáneamente se forma un cilindro rodando entre la mano y una superficie lisa hasta que el cilindro reduzca su diámetro a 3 mm. Finalmente se toma un fragmento y se toma su humedad repitiendo el proceso dos veces.

Una vez determinados el Límite Líquido (LL) y el Límite Plástico (LP), se puede calcular el índice de Plasticidad mediante la siguiente fórmula:

$$IP = LL - LP$$

Este valor determina la cantidad de agua que contiene el suelo.

Sondeo	Prof. (m)	Granulometría		Límites de Atterberg			SUCS
		#5	#0,08	LL	LP	IP	
S-1	1,60	44,6	11	-	-	NP	GP-GM
S-2	1,40	36,9	13,3	20,3	14,3	6,0	GC-GM

Tabla 7: Registros de los ensayos del relleno granular. Fuente: Prodein, S.L.



Las nomenclaturas hacen referencia a las iniciales del tipo de suelo al que pertenecen en lengua anglosajona.

Tipo de Suelo	Prefijo	Subdivisiones de grupo	Sufijo
Grava (Gravel)	G	Alta plasticidad (High plasticity)	H
Arena (Sand)	S	Baja plasticidad (Low plasticity)	L
Limo (Mud)	M	Bien graduada (Well graded)	W
Arcilla (Clay)	C	Mal graduada (Poorly grades)	P
Orgánico (Organic)	O	Limo (Mud)	M
Suelos altamente orgánicos/Turbas (Peat)	P <sub>T</sub>	Arcillas (Clay)	C

Tabla 8: Nomenclaturas SUCS. Fuente: Asignatura Geotecnia Y Cimientos.

La nomenclatura del primer sondeo se define como Grava Mal graduada – Grava Limosa. Por otra parte, el segundo sondeo se denomina Grava Arcillosa – Grava Limosa. Estas definiciones de determinan mediante la gráfica de la Figura 45, denominada Carta de Plasticidad de Casa-grande.

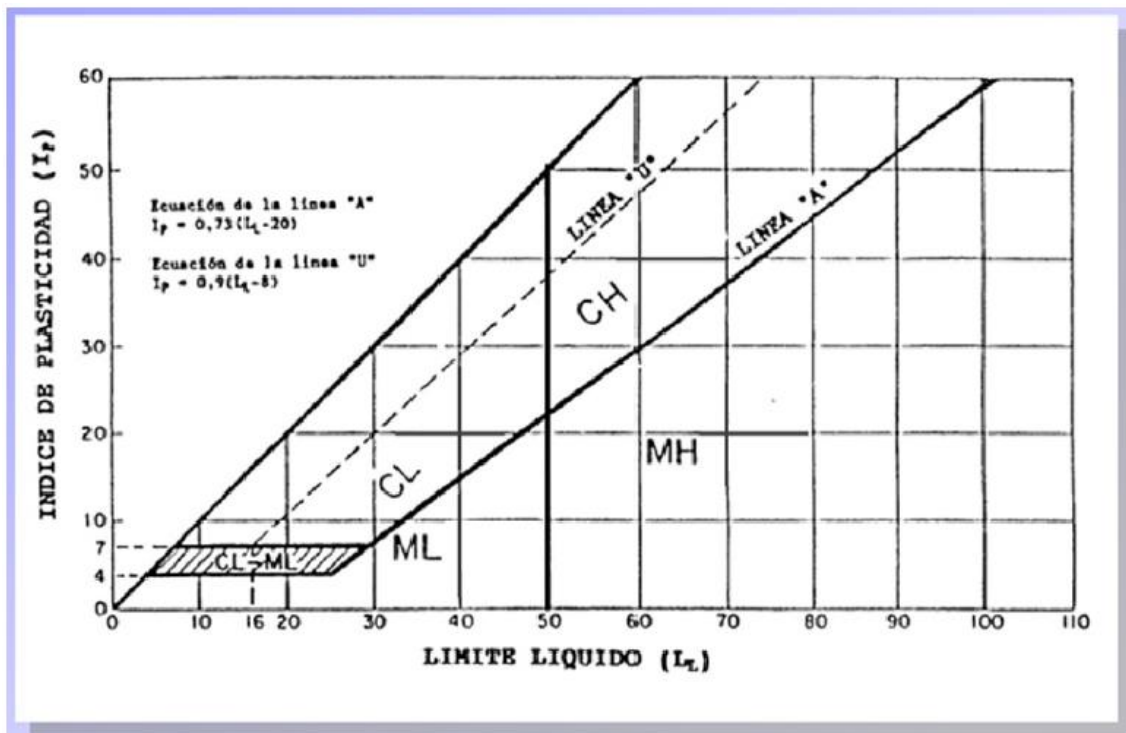


Figura 45: Carta de Plasticidad de Casagrande. Fuente: Asignatura Geotecnia y Cimientos.

En el Sondeo 1 como es un suelo no plástico no se puede determinar el Índice de Plasticidad.

En el Sondeo 2 existe suelo plástico, por tanto, se aplica la ecuación del índice de Plasticidad.

$$IP = LL - LP = 20,3 - 14,3 = 6,0$$

Mediante el ensayo SPT se ha obtenido el valor de densidad relativa en suelos granulares con la siguiente expresión:



$$\frac{DR}{100} = 0,2236 * \sqrt{\frac{N}{a + b * \sigma'_{vo}}}$$

Siendo:

- $\sigma'$ : Presión efectiva a la cota de ensayo.
- a y b: constantes

$\sigma'_{vo}$	a	v
<15 t/m <sup>2</sup>	1,00	0,20
>15 t/m <sup>2</sup>	3,25	0,05

Tabla 9: Valores de los factores representativos de la Densidad Relativa. Fuente: Asignatura Técnicas y Métodos de la ingeniería del terreno.

En este caso la presión efectiva es menor a 15 t/m<sup>2</sup>, por lo que siguiendo la Tabla 9, los valores de a y b son 1 y 0,2, respectivamente.

Las correlaciones empleadas provienen de la publicación “Empirical of SPT Blow-Counts for Gravelly Soils” del Simposio Penetration Testing 1988-ISOPT-1.

Fracción Grava 25%:

$$DR = 18 * N^{0,57} * \sigma'_{vo}^{-0,14}$$

Fracción Grava 50%:

$$DR = 25 * N^{0,44} * \sigma'_{vo}^{-0,13}$$

Siendo:

- N: Número de golpes para una penetración de 30 cm en el ensayo SPT.
- DR: Densidad Relativa.

Realizando las respectivas operaciones obtienen un DR del orden del 30% para N<sub>30</sub>=7-8 obtenemos una compacidad suelta según la Tabla 10.

N <sub>160</sub>	DR%	Compacidad
0 – 3	0 – 15	Muy Suelta
3 – 8	15 – 35	Suelta
8 – 25	35 – 65	Medianamente Densa
25 – 42	65 – 85	Densa
42 – 58	85 – 100	Muy densa

Tabla 10: Clasificación de Terzaghi y Peck (1948) modificada por Skempton (1986). Fuente: GEOTEST.

El siguiente valor que calcular es el ángulo de rozamiento interno, los valores obtenidos del ensayo SPT permiten estimar dicho valor. La tendencia actual es su cálculo a partir del número de golpes para una penetración de 30 cm (N).

En la siguiente figura se muestran conjuntamente los ábacos propuestos por Meyerhof (1957) Y Peck et al. (1973) (Ver Tabla 10).

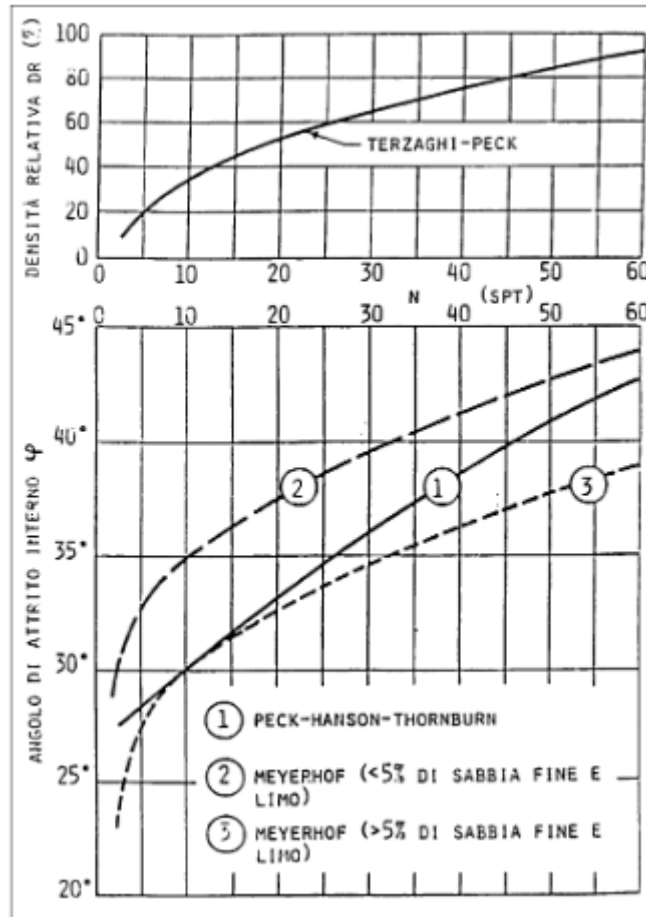


Figura 46: Estimaciones de Meyerhof (1957) y Peck et al. (1973). Tomado de Devicenzi y Frank (1977). Fuente: GEOTEST.

Para la estimación del ángulo de rozamiento interno hacen uso de la expresión formulada por Muromachi (1974):

$$\phi = 20^\circ + (3,5 * \sqrt{N})$$

$$\phi = 20^\circ + (3,5 * \sqrt{N}) = 20 + (3,5 * \sqrt{8}) = 30^\circ$$

El último parámetro geotécnico necesario es la deformabilidad, las expresiones empleadas por la empresa Prodein son la expresión propuesta por Denver (1982) y la correlación establecida por Wrench y Nowatzki (1986).

Expresión propuesta por Denver (1982):

$$E = 7 * \sqrt{N}$$

$$E = 7 * \sqrt{9} = 21 \text{ Mpa}$$

Expresión propuesta por Wrench y Nowatzki (1986):

$$E = 2,22 * N^{0,888}$$



$$E = 2,22 * N^{0,888} = 2,22 * 90^{0,888} = 15,62 \text{ Mpa}$$

Analizando los datos obtenidos respecto a la deformabilidad, se adopta un módulo de deformación efectivo de 15 Mpa.

Los datos obtenidos del ensayo "in situ" y en el laboratorio son los siguientes:

- Ángulo de rozamiento interno ( $\Phi$ ) = 30°
- Cohesión efectiva ( $c'$ ) = 0 kPa
- Densidad aparente ( $\gamma$ ) = 18,0 kN/m<sup>3</sup>
- Módulo de deformación elástico (E) = 15 MPa

Los valores obtenidos determinan una compacidad suelta del terreno granular facilitando la entrada de agua y provocando un aumento en el índice de huecos, deformando continuamente el material granular hasta convertirlo en material cohesivo.

Finalmente se procede a realizar los ensayos de laboratorio de las arcillas versicolores yesíferas (Nivel 1). Las profundidades estudiadas en los ensayos son las siguientes:

Sondeo	Profundidad	Espesor (m)
S – 1	5,70 – 20,00	14,30
S – 2	5,20 – 16,00	10,80
S – 3	0,60 – 10,60	10,00
S – 4	2,80 – 7,50	>4,70

Tabla 11: Estratos Arcillas versicolores yesíferas. Fuente: Prodein, S.L.

Al igual que en el relleno granular se realizan los ensayos de granulometría y los límites de Atterberg, como resultado de dichos ensayos destacan la alta plasticidad de los limos arcillosos con humedades por debajo de su límite plástico (Ver Tabla 12).

Sondeo	Prof. (m)	Granulometría		Límites Atterberg			RCS (kpa)	W (%)	Corte Directo		SUCS
		#5	#0,08	LL	LP	IP			$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	
S – 1	7,0	79,2	64,4	75,5	43,7	31,8	177	16,84	20	28,8°	MH
	12,40	100	87,3	83,0	53,3	29,7	108	24,48			MH
S – 2	6,60	100	79,5	76,4	44,4	32,1					MH
	13,00	100	83,1	64,6	29,3	35,3	98	12,28	83	20,5°	CH
S – 3	9,4	95,2	55,5	64,6	32,2	32,4	157	17,22			

Tabla 12: Registros de los ensayos de las arcillas versicolores yesíferas. Fuente: Prodein, S.L.

La baja permeabilidad del terreno dificulta el drenaje dando lugar a cohesiones elevadas y ángulos de rozamiento interno inferiores. Debido a lo cual, se ha llevado a cabo una gráfica donde se relaciona el ángulo de rozamiento y la cohesión, para cohesiones efectivas de 20 kPa se calculan valores de 29° para el ángulo de rozamiento.

A continuación, se muestran los parámetros definidos según los resultados obtenidos.

En este caso se propone un valor medio SPT de 21 golpes.

$$C_u = \frac{N_{30}}{16} = 130 \text{ kPa}$$

El siguiente valor de la cohesión sin drenaje se obtiene mediante la relación entre la compresión simple y la resistencia a corte sin drenaje en suelos cohesivos, que se calcula tomando la mitad de la resistencia de la compresión simple.



$$C_u = \frac{q_u}{2} = \frac{135}{2} = 67,5 \text{ kPa}$$

Finalmente se toma el valor medio  $C_u=100$  kPa.

Los datos obtenidos del ensayo “in situ” y en el laboratorio son los siguiente:

- Cohesión sin drenaje ( $C_u$ ) = 100 kPa
- Densidad aparente ( $\gamma$ ) = 20 KN/m<sup>3</sup>
- Cohesión efectiva ( $c'$ ) = 20 kPa
- Ángulo de rozamiento interno ( $\varphi'$ ) = 29°
- Módulo de deformación elástico (E) = 20800 kPa

También se realizaron dos ensayos de la agresividad química del terreno, estudiando específicamente el contenido en sulfato del medio de las muestras recogidas del sondeo rotativo 1.

- Relleno granular:

Sulfatos  $\text{SO}_4^{-2}$  (mg/kg suelo seco) = 2679,87 mg/kg de suelo seco

- Arcillas versicolores yesífera:

Sulfatos  $\text{SO}_4^{-2}$  (mg/kg suelo seco) = 4729,09 mg/kg de suelo seco

Atendiendo al Capítulo II de “CRITERIOS DE SEGURIDAD Y BASES DE CÁLCULO” del Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda urbana, en el artículo 8.2.3. Clases específicas de exposición ambiental en relación con otros procesos de degradación distintos de la corrosión, define la clasificación de tipos de exposición a los distintos tipos de medios agresivos (Ver Figura 47).

El relleno granular con un valor entre 2000 – 3000 mg/kg de suelo seco presenta un ataque débil. Por el contrario, las arcillas contienen un mayor nivel de sulfatos presentando un ataque medio.



TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DÉBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH, según UNE 83.952	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO <sub>2</sub> AGRESIVO (mg CO <sub>2</sub> / l), según UNE-EN 13.577	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> / l), según UNE 83.954	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg <sup>2+</sup> / l), según UNE 83.955	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	IÓN SULFATO (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> / l), según UNE 83.956	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg / l), según UNE 83.957	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE 83.962	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> / kg de suelo seco), según UNE 83.963	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

Figura 47: Clasificación de la agresividad química. Fuente: MITMA.

## 5 ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Para el posterior planteamiento de soluciones, se ha llevado a cabo un análisis de la estabilidad del talud, para ello se ha empleado un perfil topográfico diseñado por la empresa Prodein, S.L. y se ha completado mediante el programa Qgis 3.33.5, al cual se le ha implementado un modelo digital de elevación del terreno (MDT02) que presenta un modelo de malla de 2 m que combinado con un complemento de cálculo de perfiles transversales se ha calculado el perfil del terreno.

El software empleado para el cálculo del factor de seguridad es la aplicación Slide2 de la casa comercial Roscience, es un programa que permite determinar la estabilidad del talud de modelos complejos utilizando la teoría del equilibrio límite.

El modelo diseñado mediante los datos definidos en el anterior apartado y el perfil transversal es el siguiente:



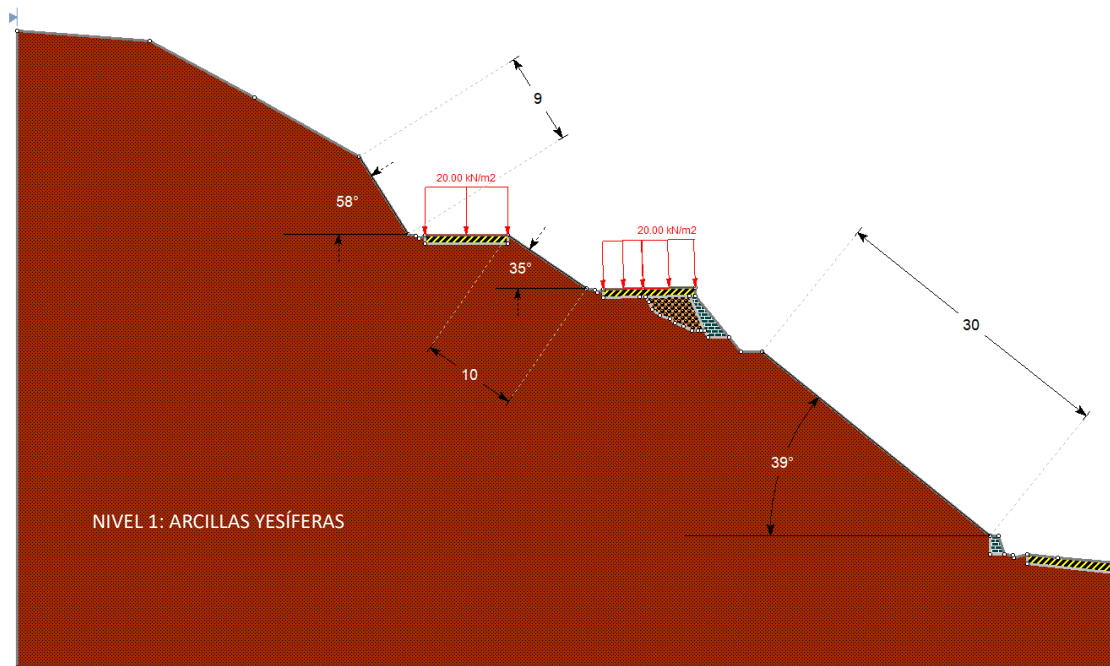


Figura 48: Sección tipo de estudio (Slide2). Fuente: Propia.

En el modelo se han considerado dos situaciones: con terreno seco y terreno saturado debido a episodios de fuertes lluvias. En las carreteras de la parte superior se ha considerado una carga distribuida de 20 kPa, planteando una situación en la que circulan dos camiones al mismo tiempo en distintas direcciones.

La primera hipótesis que hace referencia a la sección tipo con terreno seco, se ha utilizado dos métodos de cálculo. En primer lugar, el método Bishop simplificado que analiza la estabilidad del talud teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre dovelas, tomando una rotura circular. El segundo método, más restrictivo, se llama Janbu simplificado consiste que las fuerzas entre dovelas son solo horizontales, por tanto, no es necesario que la rotura sea circular.

Atendiendo al “Manual de Taludes del Instituto Geológico y Minero de España”, en terrenos cohesivos el valor de FS depende la profundidad de la superficie de deslizamiento, disminuyendo al aumentar esta. En el caso del proyecto al ser una ladera natural, a lo largo del tiempo se produce una meteorización hasta que FS es igual a 1 y se produce un deslizamiento global.

Como se aprecia en la Figura 49, el factor de seguridad es muy reducido provocando un deslizamiento en el talud de la parte inferior como se observa en la Figura 23, demostrando que tanto en la realidad como en el modelo de simulación es una zona inestable y es necesario tomar medidas.

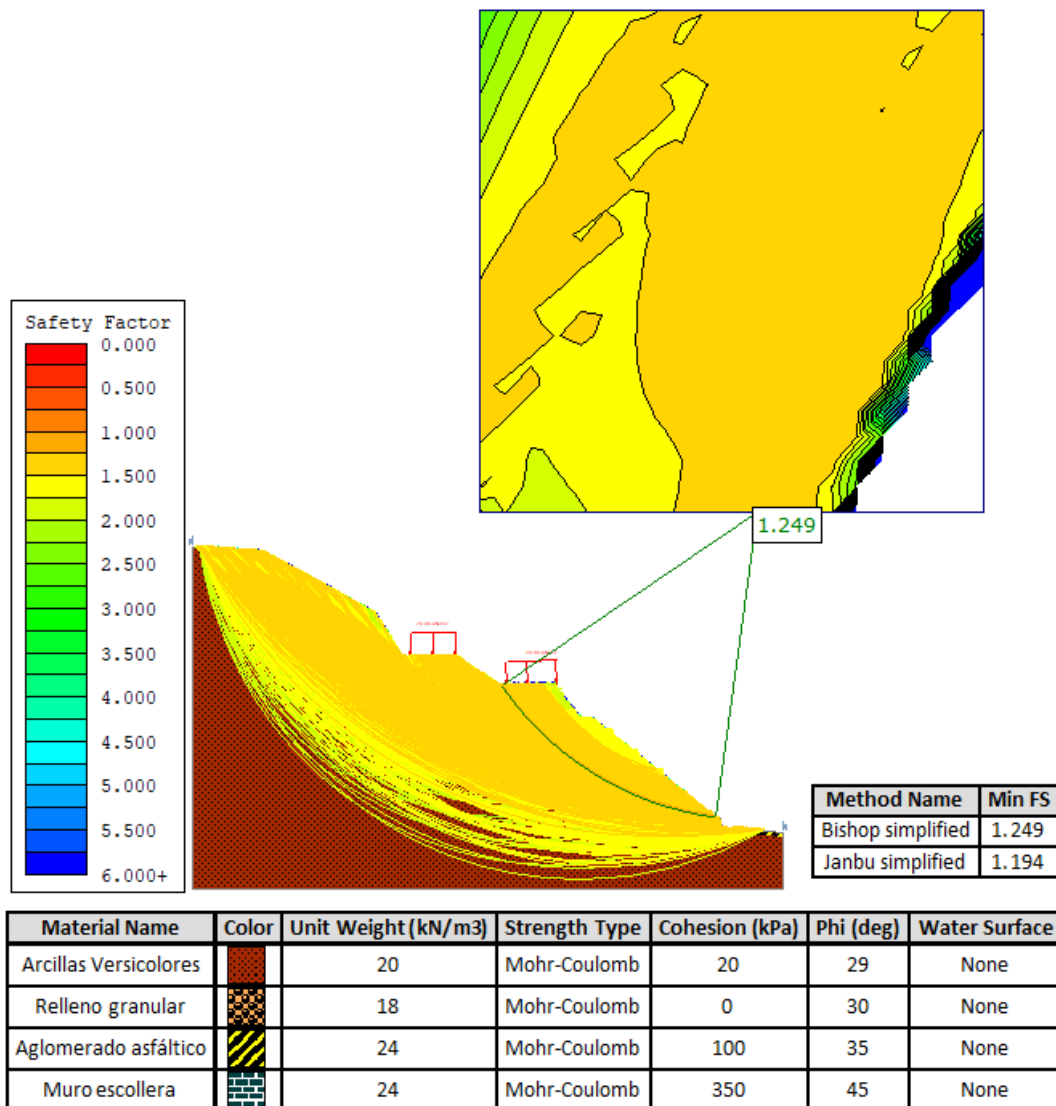


Figura 49: Sección tipo modelo con terreno seco. Fuente: Propia.

Los factores disminuyen de manera significativa en el modelo en el cual se ha implementado un nivel freático desde la superficie de la ladera, simulando el terreno saturado después de una temporada de lluvias.

En este caso se considera un talud con flujo de agua paralelo al mismo, en los terrenos cohesivos se produce el deslizamiento cuando existe una base resistente paralela al talud a una cierta profundidad. En las laderas naturales suele producirse por una continua degradación del terreno que provoca con el paso del tiempo un deslizamiento.

Como se observa en la Figura 50, el mínimo valor de FS se localiza en el talud inferior al igual que la anterior sección.

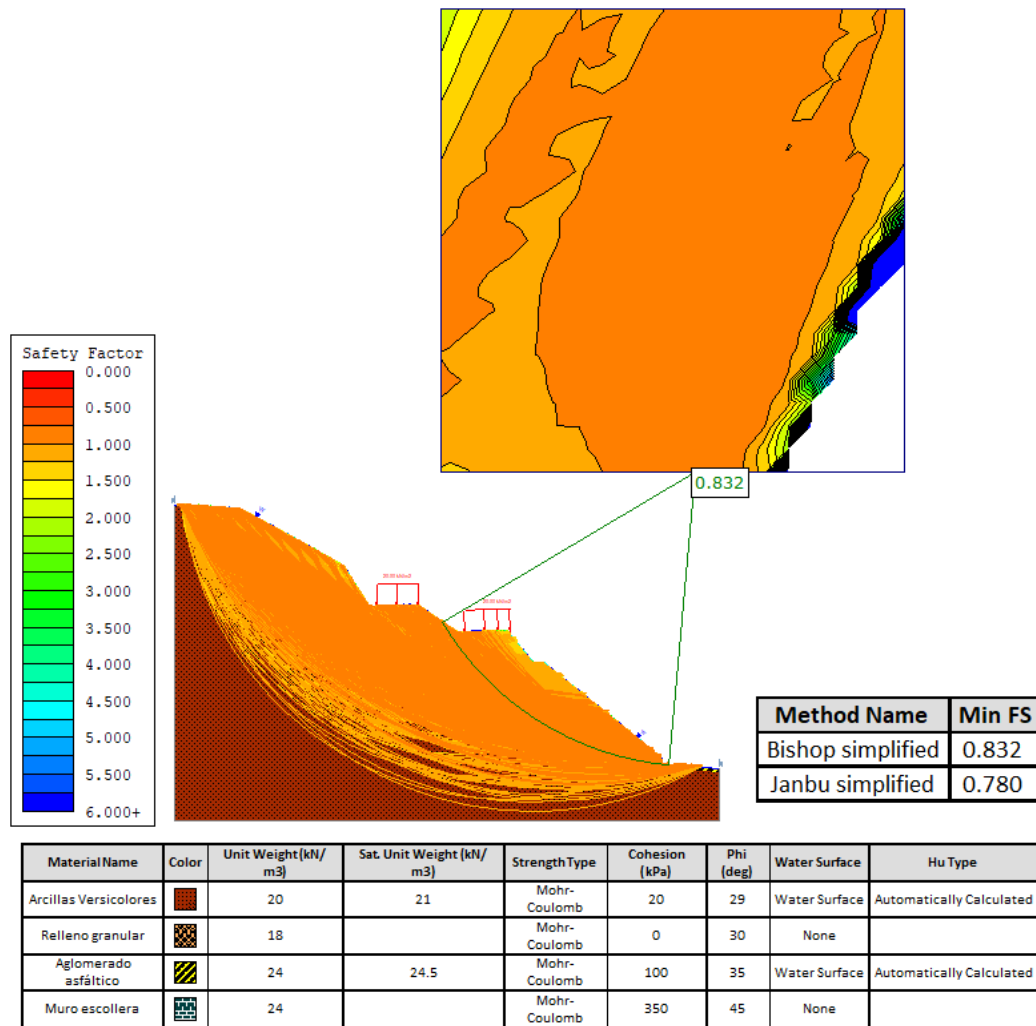


Figura 50: Sección tipo modelo con terreno saturado. Fuente: propia.

## 6 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

En los anteriores apartados se ha demostrado la inestabilidad de los taludes localizados dentro del ámbito del proyecto, por tanto, es necesario el desarrollo de diferentes soluciones que aumenten el factor de seguridad. Para incrementar el valor de dicho factor, se proponen la realización de distintos métodos de estabilidad de taludes.

El procedimiento para llevar a cabo en este capítulo será la definición, análisis y comparación de las alternativas desarrolladas. Las soluciones se definirán de manera simplificada sin entrar en detalles, una vez seleccionada la opción óptima y eficiente se explicará en profundidad justificando las medidas elegidas y las dimensiones de estas mediante manuales y cálculos.

### 6.1 MEDIDAS DE CORRECCIÓN DE TALUDES

Los aspectos a tener en cuenta en la inestabilidad de taludes son los factores hidrogeológicos, los cuales hacen referencia a la presencia de agua en los taludes, como hemos explicado anteriormente, este elemento será uno de los más importantes a considerar para evitar



inconvenientes en el área de estudio. Los factores geométricos como la altura e inclinación del talud deberán tomarse en consideración en las alternativas, así como los factores geológicos que abordan la litología, discontinuidades, estratigrafía y estructuras geológicas. Otros componentes influyentes son los factores geotécnicos que abordan la deformabilidad, la resistencia y el comportamiento mecánico de las rocas y suelos.

La magnitud y velocidad del terreno es muy variable y genera una gran diversidad de movimientos, por ende, es necesario estudiar el comportamiento y propiedades geomecánicas del terreno, de la misma forma que los tipos de rotura, incluyendo su velocidad, dirección de movimiento y la geometría de la rotura.

Las medidas o métodos de estabilidad de laderas planteados son los siguientes:

- Corrección de modificación del talud.

Este método busca disminuir las fuerzas que tienden a provocar el movimiento y aumentar la resistencia a corte del terreno incrementando las tensiones normales en las zonas de rotura.

Las medidas correctoras para actuar sobre la geometría de un talud son eliminando la masa inestable, esta solución se utiliza en casos extremos, por lo que no se prevé en este estudio. Un método más efectivo es el descabezamiento, consiste en eliminar el material de la parte superior que presenta un peligro potencial. La construcción de tacones de tierra o bermas aumentan las tensiones normales y el momento estabilizador, además la base del relleno debe ser drenante.

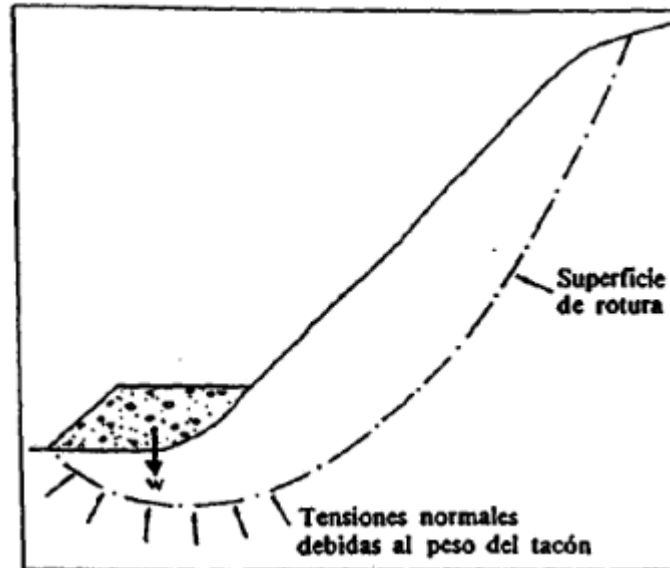


Figura 51: Tacón de tierra o escollera. Fuente: Manual de taludes. IGME

La disposición de las bermas intermedias posee varios efectos beneficiosos como la facilidad de construcción, el mantenimiento, retienen el desplome de rocas. Además, con la combinación de obras de drenaje evacúan las aguas de escorrentía, disminuyendo el efecto erosivo del agua y las presiones intersticiales.

La mayor ventaja de estas correcciones es que son una solución permanente, como contrapartida este método requiere retirar y transportar el material eliminado del talud, lo que se traduce en obras de elevado coste.

➤ Corrección por mejora del drenaje.

La finalidad de esta medida es reducir las presiones intersticiales que actúan sobre la superficie de deslizamiento y disminuir el peso total para que así disminuyan también las fuerzas desestabilizadoras.

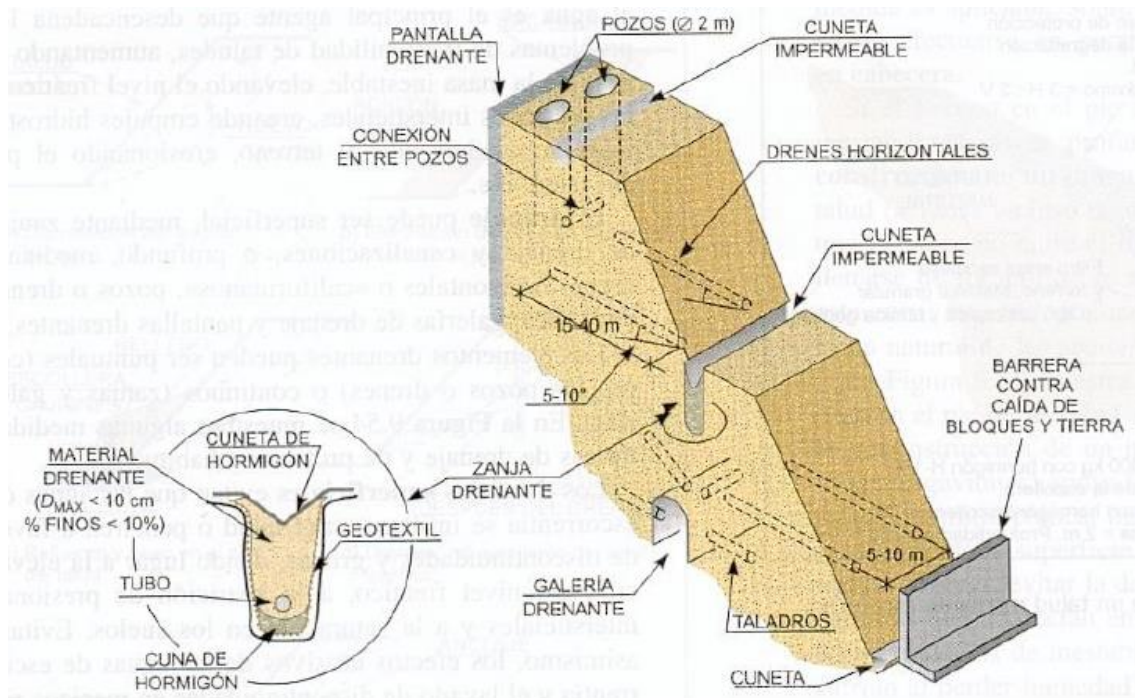


Figura 52: Sistemas de drenaje. Fuente: Geologíaweb.

Existen dos correcciones por drenaje, que se dividen en superficiales y subterráneas. Por una parte, el drenaje superficial trata de evitar que las aguas superficiales lleguen a zonas suficientemente próximas al talud como para que su infiltración produzca un aumento de las presiones intersticiales. Por otra parte, el drenaje subterráneo deprime el nivel freático para evitar el aumento de presiones intersticiales.

Es importante implementar las medidas de drenaje desde el principio de la construcción para facilitar el proceso constructivo, ya que, en el caso de no optar por sistemas de drenaje, se pueden diseñar taludes de mayores dimensiones y ángulo. El coste de las medidas de esta tipología de obras es muy variable dependiendo de las correcciones a adoptar, incluyendo en el presupuesto una investigación previa y un estudio hidrogeológico para obtener el máximo aprovechamiento de este tipo de métodos.

➤ Corrección por incorporación de elementos resistentes.

Dividiremos los elementos resistentes en las siguientes cuatro tipologías: Anclajes, muros, pilotes y muros pantalla.



**Anclajes:** tienen como objetivo proporcionar una fuerza contraria al movimiento de la masa deslizando e incrementar las tensiones normales en la superficie de rotura, generando un aumento de la resistencia al deslizamiento. Esta medida se emplea tanto en roca como en terreno suelto.

Esta medida estabilizadora permite una gran movilidad, de la misma forma ofrecen un incremento del factor de seguridad y son más económicos que los arriostramientos. Es importante la comprobación de su correcta instalación, dado que puede derivar en fallos en la estabilidad del talud.

**Muros:** son medidas correctoras que se emplean con mucha frecuencia, en el área de estudio se presentan distintas tipologías de muros. La finalidad de dicho método es estabilizar deslizamientos existentes o potenciales.

El inconveniente de esta medida es la necesidad de excavar al pie del talud para la instalación del muro, además puede no ser capaz de evitar deslizamiento por la parte inferior y superior de la estructura. Estas medidas son económicas, pero son soluciones temporales que acaban siendo insuficientes para las condiciones del proyecto.

**Pantallas de pilotes:** como metodología para la estabilización de taludes se suelen instalar al pie del talud. Al contrario que los muros, estos requieren un menor volumen de excavación afectando en menor medida a la estabilidad del talud.

Esta corrección de taludes puede ser un inconveniente para la contención de grandes masas en movimiento, es recomendable en estas situaciones combinarla con otros métodos de estabilidad de taludes. Con lo que se refiere al aspecto económico tiene un coste muy elevado.

**Muros de pantalla:** tienen un comportamiento similar al de la pantalla de pilotes. La diferencia con estos es que son elementos continuos. Su variabilidad económica depende si el estrato inferior está conformado por un material rocoso, aumentará gran medida el coste de la obra, por lo que será más recomendable la pantalla de pilotes. En caso contrario, los muros pantalla tienen una mayor aplicabilidad como medida estabilizadora de taludes.

- Corrección superficial.

Estas medidas afectan solamente a las zonas más superficiales del talud, su objetivo incrementar el factor de seguridad, evitar la erosión de la superficie del talud y el desprendimiento de rocas.

Las correcciones más destacadas son las mallas metálicas, la hidrosiembra y el gunitado.

## 6.2 ALTERNATIVAS PROPUESTAS

Una vez expuestas todas las opciones para la estabilización del talud se propone una serie de alternativas para la aumentar el factor de seguridad del talud proyectando una de las medidas mencionadas anteriormente o una combinación de estas.

- **Pantalla de pilotes con losa de cimentación.**

La presente alternativa consiste en la continuación de la obra efectuada por la empresa Prodein, S.L. de la ejecución de pantalla de pilotes en la parte superior de la carretera. La





Los anclajes se dispondrán en el talud inferior y en el superior, debido a la gran inclinación del terreno en ambas laderas (Ver Figura 55)

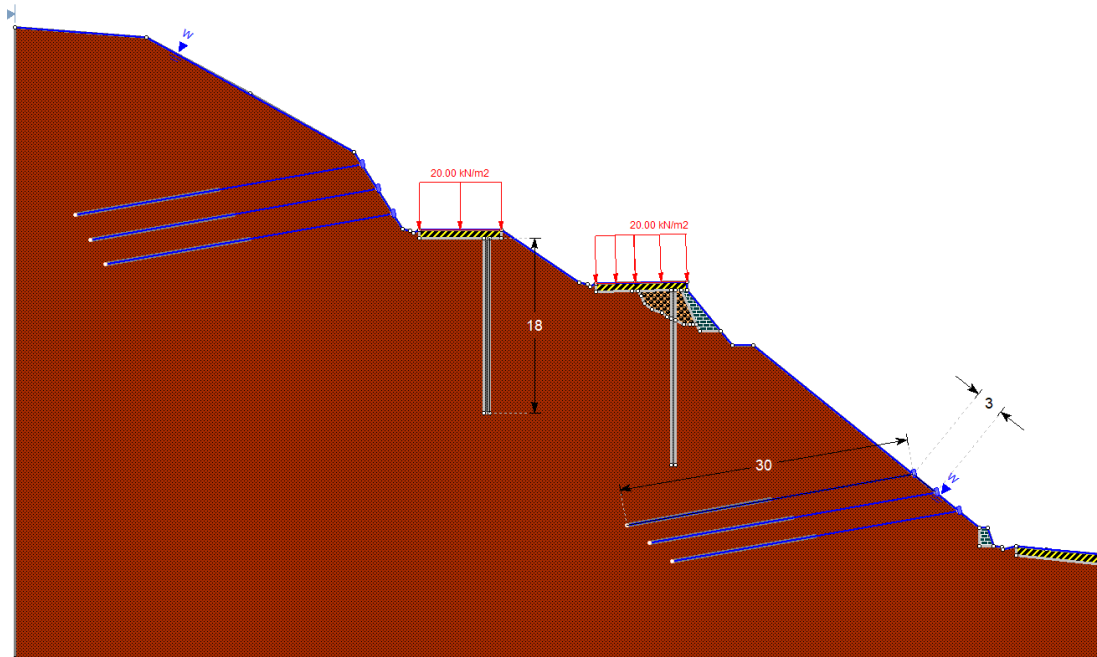


Figura 55: sección tipo solución 1. Fuente: propia.

Aplicando en el software que el terreno está completamente saturado como simulación tras unos días de lluvia intensa, se aprecia un aumento general de los factores de seguridad. Principalmente las zonas de un mayor incremento de seguridad es la zona de la pantalla de pilotes como se aprecia en la Figura 56.

Los taludes inferior y superior donde se han dispuesto los anclajes aumentan considerablemente el factor de seguridad. Sin embargo, debido a la tipología de terreno, el agua se infiltra a través de las arcillas versicolores produciendo factores de seguridad menores a 1, considerando un círculo de rotura tipo global que pasa por la parte inferior de los pilotes y anclajes.

En general, la pantalla de pilotes junto con los anclajes trabaja de manera efectiva co-siendo el terreno y proporcionando una fuerza contraria al movimiento deslizante del terreno.

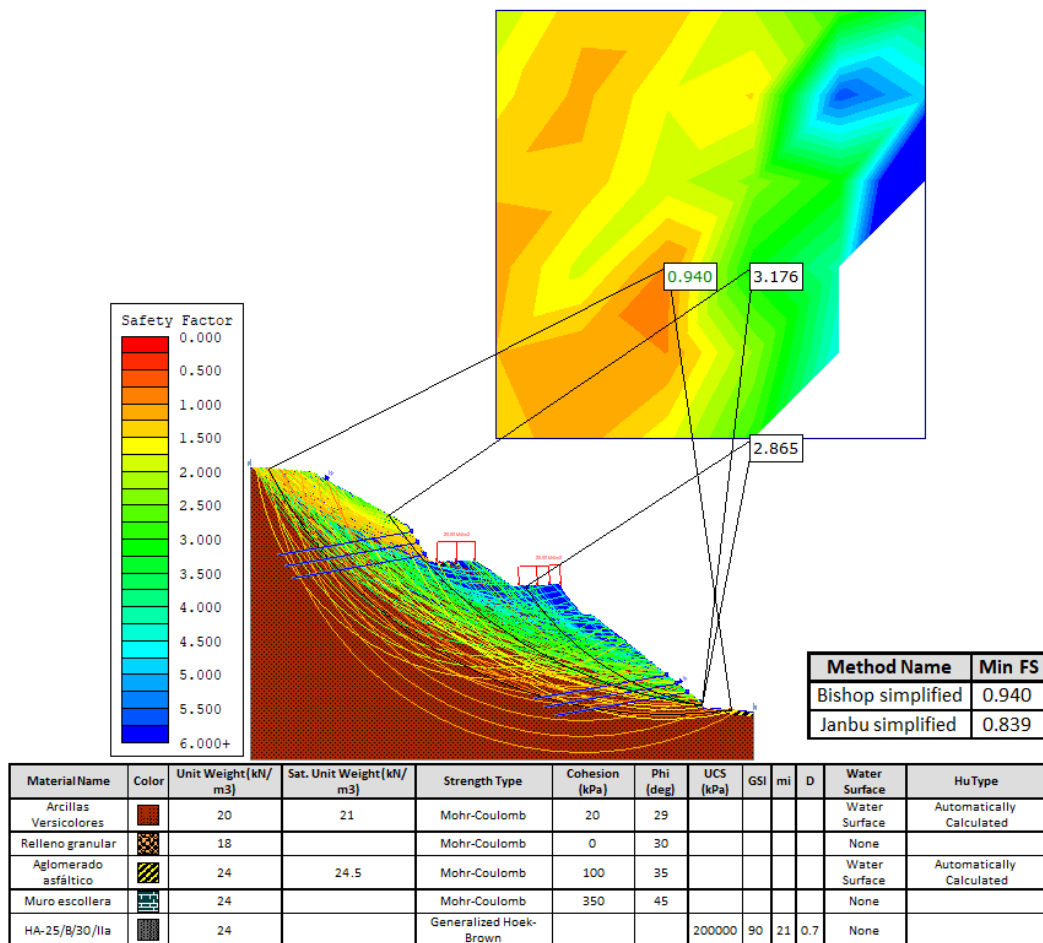


Figura 56: Sección tipo solución 1 con aportación de agua. Fuente: Propia.

Respecto a los aspectos medioambientales, la pantalla de pilotes quedará oculta bajo la calzada por lo que será imperceptible, así mismo se plantea la hidrosiembra en la ubicación de los anclajes para una mayor integración paisajística.

En relación con el aspecto económico la anterior obra supuso un coste del Presupuesto de Ejecución Material (PEM) de 167.716,29 €, debido a la similitud de la anterior actuación, puesto que se emplea la continuación de ejecución de pilotes junto a la instalación de anclajes activos, y que la superficie de actuación es menor a la anterior el valor de la obra será inferior a oscilando los 100.000 €.

➤ **Sistema de drenaje de pozos verticales interconectados con bermas intermedias.**

El planteamiento de esta solución consiste en retaluzar la parte superior de la ladera, eliminando la obra de la fijación de la malla de triple torsión con bulones. Una vez realizada las actuaciones se procede a la ejecución de pozos verticales de drenaje en la parte superior para evacuar la mayor cantidad de agua que discurre por la ladera. Estos pozos se aprovecharán como sondeos verticales para examinar el terreno. Los diámetros deberán ser de mayores para poder realizar el estudio del suelo.

Para evitar futuros deslizamientos en época de lluvias, en el talud superior se proyectará anclajes activos tipo Grouted Tieback de la marca Dextra ASTEC Active 19x10 tendons de 10 m



con una extensión de bulón del 50% del anclaje. Los anclajes de dispondrán con 3 m de distancia entre ellos. Los anclajes conforman 10 grados con el terreno.

En el talud inferior se dispondrán bermas para evitar daños por desprendimientos del terreno y, para favorecer la evacuación de la escorrentía superficial se ejecutarán pozos verticales en la cuneta dispuesta bajo la última berma. Los pozos verticales proyectados en el escalón que se encuentra en la parte alta del talud estarán conectado a los pozos verticales situados en el talud superior. De esta manera se favorecerá el drenaje vertical y evitando aumentar el presupuesto de la obra con bombas de extracción de agua. Los pozos del talud superior se conectarán a los del talud inferior mediante un equipo de perforación horizontal dirigida que se introducirá en los pozos que consiste en taladros de pequeños diámetros para la instalación de drenes californianos. Una vez conectados con los pozos verticales que se encuentran en la parte superior del segundo talud, estos drenes californianos conducirán el agua hacia el río.

En el talud de la segunda berma se instalará anclajes con las mismas dimensiones que los superiores, exceptuando la extensión del anclaje que se incrementa a 15 m.

Las obras existentes de muros de mampostería y gaviones, y el dren horizontal del segundo talud serán rehabilitados para una mayor seguridad, además de la integración de material drenante en el dren horizontal.

Finalmente se procederá a la hidrosiembra de las bermas intermedias con flora autóctona de la zona de proyecto, para integrar las actuaciones con el medioambiente. Así mismo esta actuación beneficiará la compactación del terreno y absorción de agua mediante las raíces de las plantas.

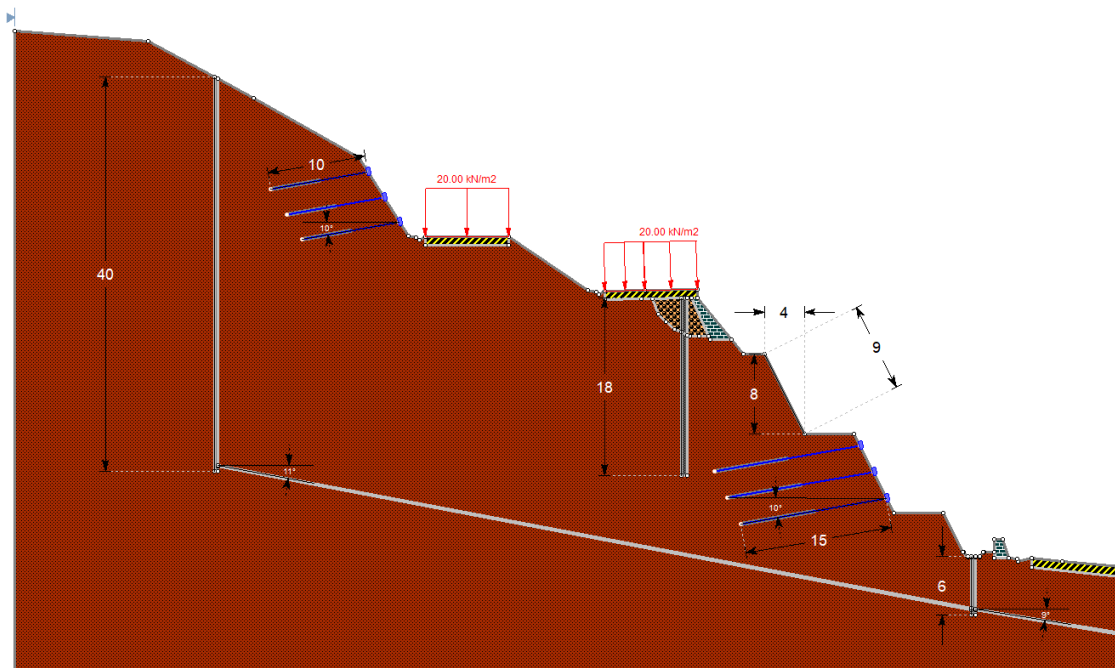


Figura 57: Sección tipo solución 2. Fuente: propia.

Primeramente, se hace una comprobación de la estabilidad del talud sin aportación de agua, dando como resultado factores de seguridad muy positivos, observando la Figura 58 tanto

los anclajes como las bermas intermedias y la proyección de una cuneta bajo de estas para drenar el agua que se acumula tras los muros de mampostería y gaviones debido a las arcillas.

La cuadrícula creada por el software Slide2, muestra únicamente un área reducida de color amarillo donde los valores oscilan alrededor de 1,5, en comparación con los valores obtenidos en la Figura 49, la seguridad del talud ha aumentado en gran medida.

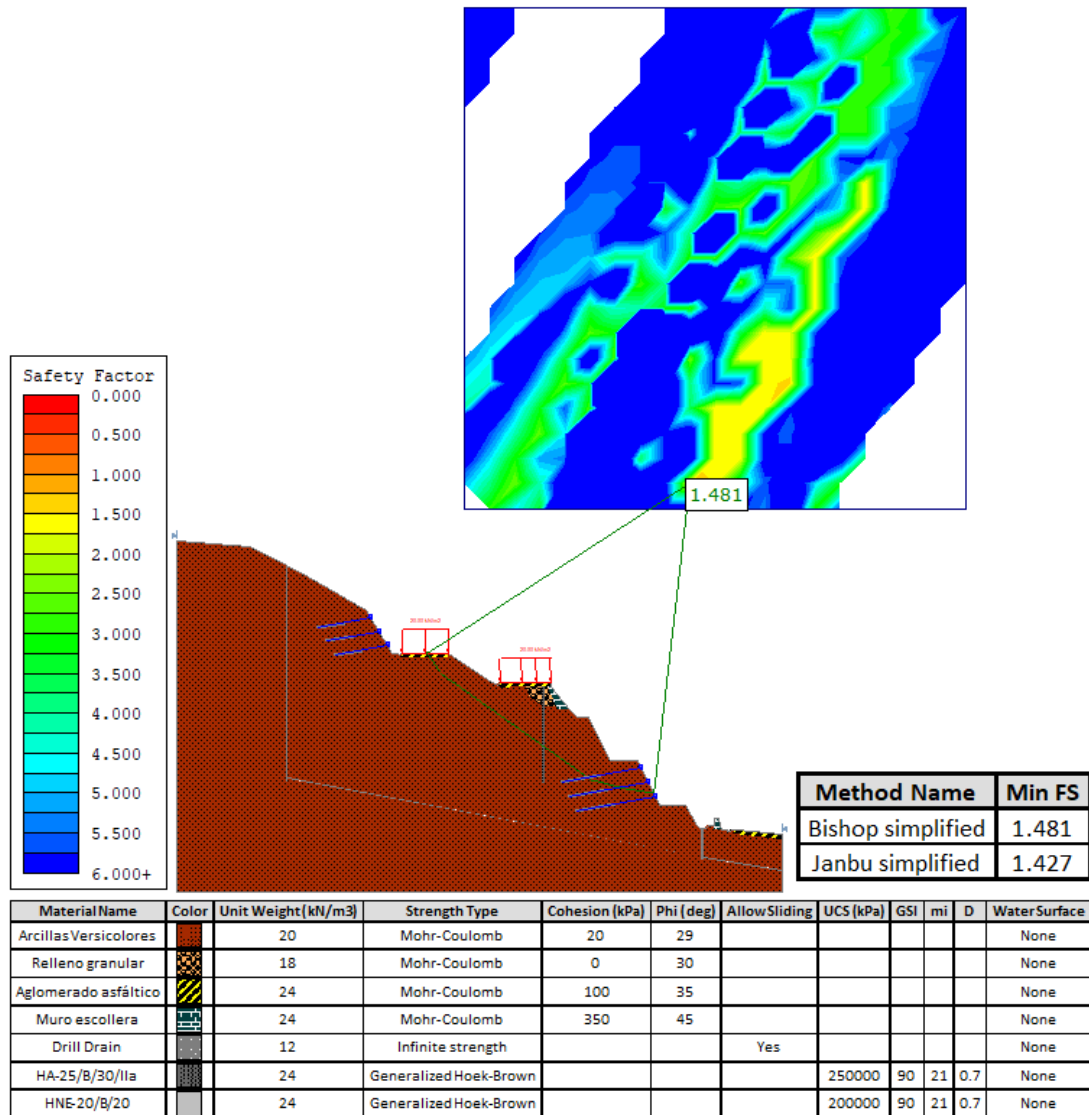


Figura 58: Sección tipo solución 2 sin aportación de agua. Fuente: Propia.

A continuación, situaremos la capa freática en superficie para comprobar el funcionamiento de los pozos verticales interconectados. Los factores de seguridad disminuyen debido a las presiones intersticiales producidas por el empuje del agua.

Sin embargo, los pozos verticales actúan de manera eficiente drenando el agua mediante los pozos californianos. El área superficial tanto del talud superior como el inferior aumentan considerablemente en contraste con los resultados de la Figura 50.

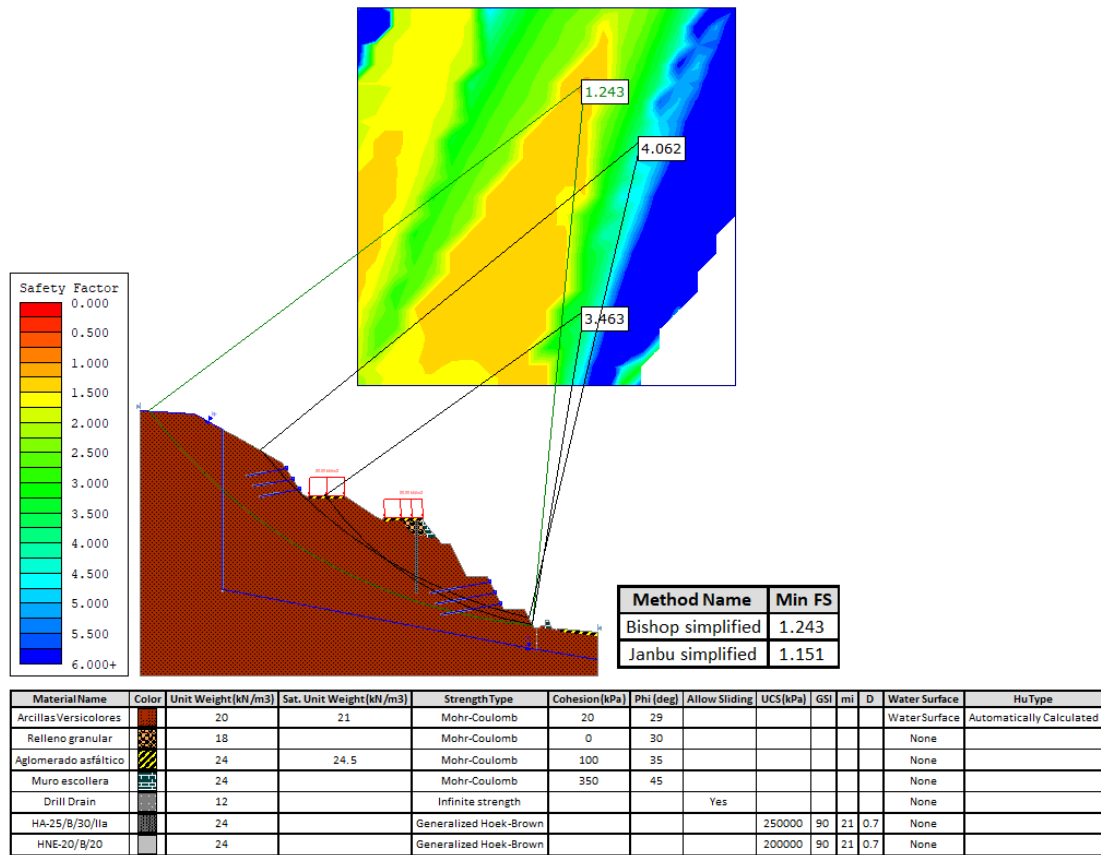


Figura 59: Sección tipo solución 2 Nivel freático en superficie Fuente: Propia.

Posteriormente se aplica aportación de agua en la superficie del talud delante del pozo vertical del talud superior, aunque el FS sea inferior las actuaciones realizadas tanto las bermas como los anclajes actúan de manera eficiente para mantener la seguridad del talud. La cuneta instalada bajo la última berma también trabaja correctamente. En general los FS se han incrementado, pero existen puntos en los que se pondrá especialmente atención (Ver Figura 60).



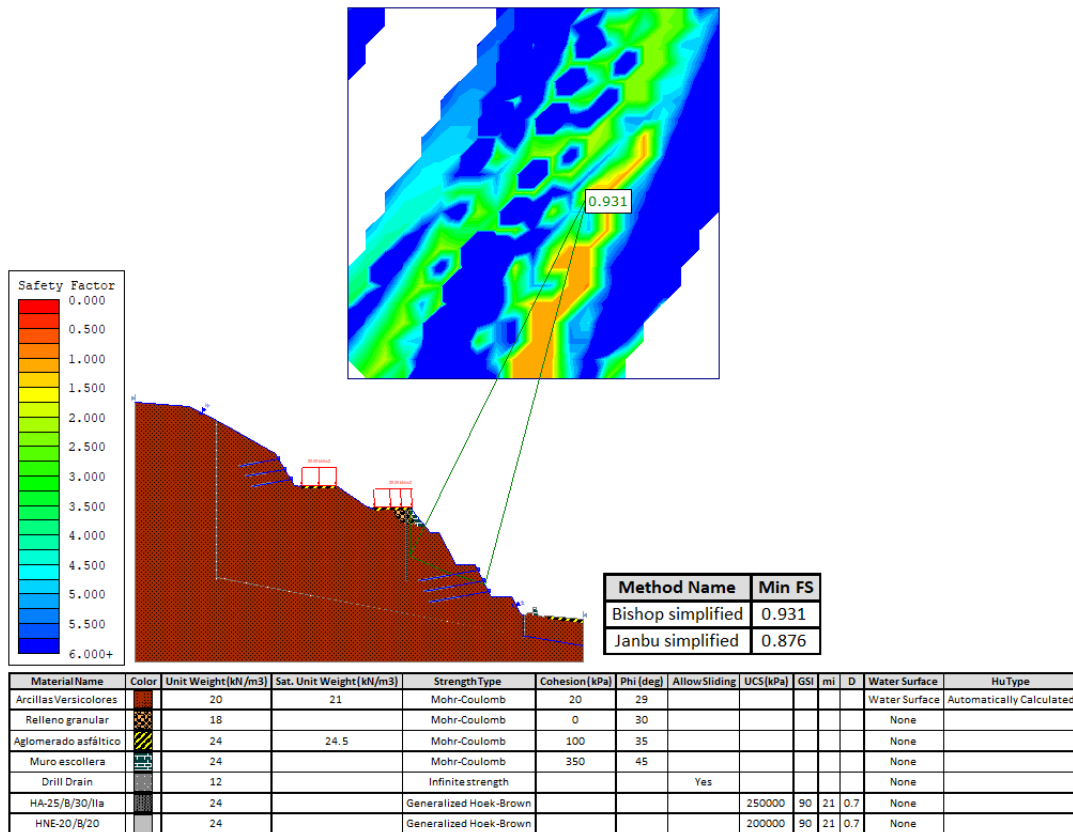


Figura 60: Sección tipo solución 2 con ladera saturada. Fuente propia

Tanto los drenes verticales como los horizontales tienen una instalación rápida y sencilla, funcionan por gravedad y además requieren poco mantenimiento.

Las bermas ayudarán a reducir costes de construcción ya que ayudan a facilitar los procesos constructivos y el mantenimiento del talud.

➤ **Anclajes activos con inyección de lechada.**

La alternativa consiste en el uso de anclajes tanto en el talud superior como en el inferior. El anclaje seleccionado es el mismo aplicado en las anteriores alternativas, para obtener un valor mínimo elevado del factor de seguridad del talud, se ha analizado las distintas longitudes y ángulos del anclaje con la ladera, obteniendo como resultado en el talud superior 15 m y en el inferior 30 m con un ángulo de 15° (Ver Figura 61).

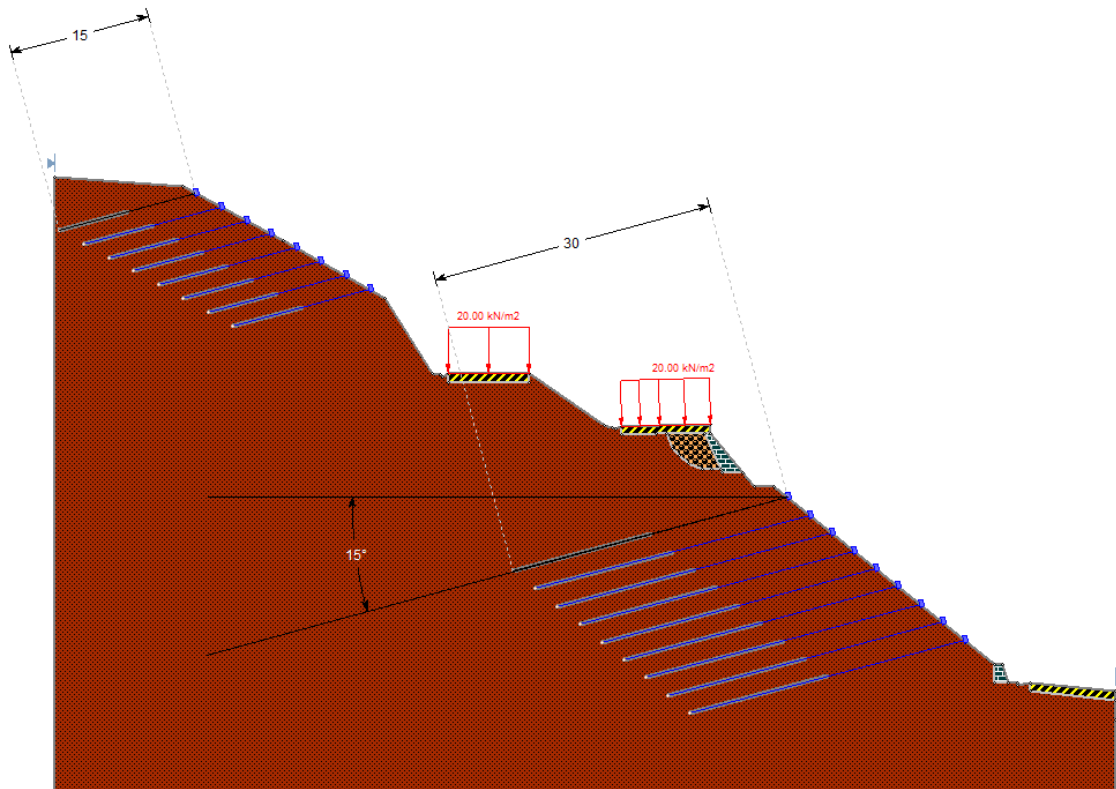


Figura 61: Sección tipo solución 3. Fuente: Propia.

Como se ha comprobado en las anteriores alternativas los anclajes funcionan de manera efectiva, en este terreno ya que comprimen el terreno aumentando la estabilidad del talud. A los anclajes se le realiza un tratamiento anticorrosivo para evitar su deterioro.

Un factor a tener en cuenta en esta solución es la velocidad de la instalación de los anclajes puesto que en terrenos blandos como las arcillas son fáciles de perforar ya que oponen escasa resistencia, permitiendo trabajar con mayor rendimiento y reduciendo el tiempo de la obra.

Los costes de material, maquinaria y personal no son elevados, debido a su facilidad constructiva y su reducida necesidad de materiales.

En la Figura 62 se aprecia la eficiencia de trabajo de los anclajes para aumentar el factor de seguridad de los taludes, todos los valores se sitúan por encima de 1,5. Sin embargo en la Figura 63 al considerar saturado el terreno, la seguridad de la ladera desciende de manera importante.

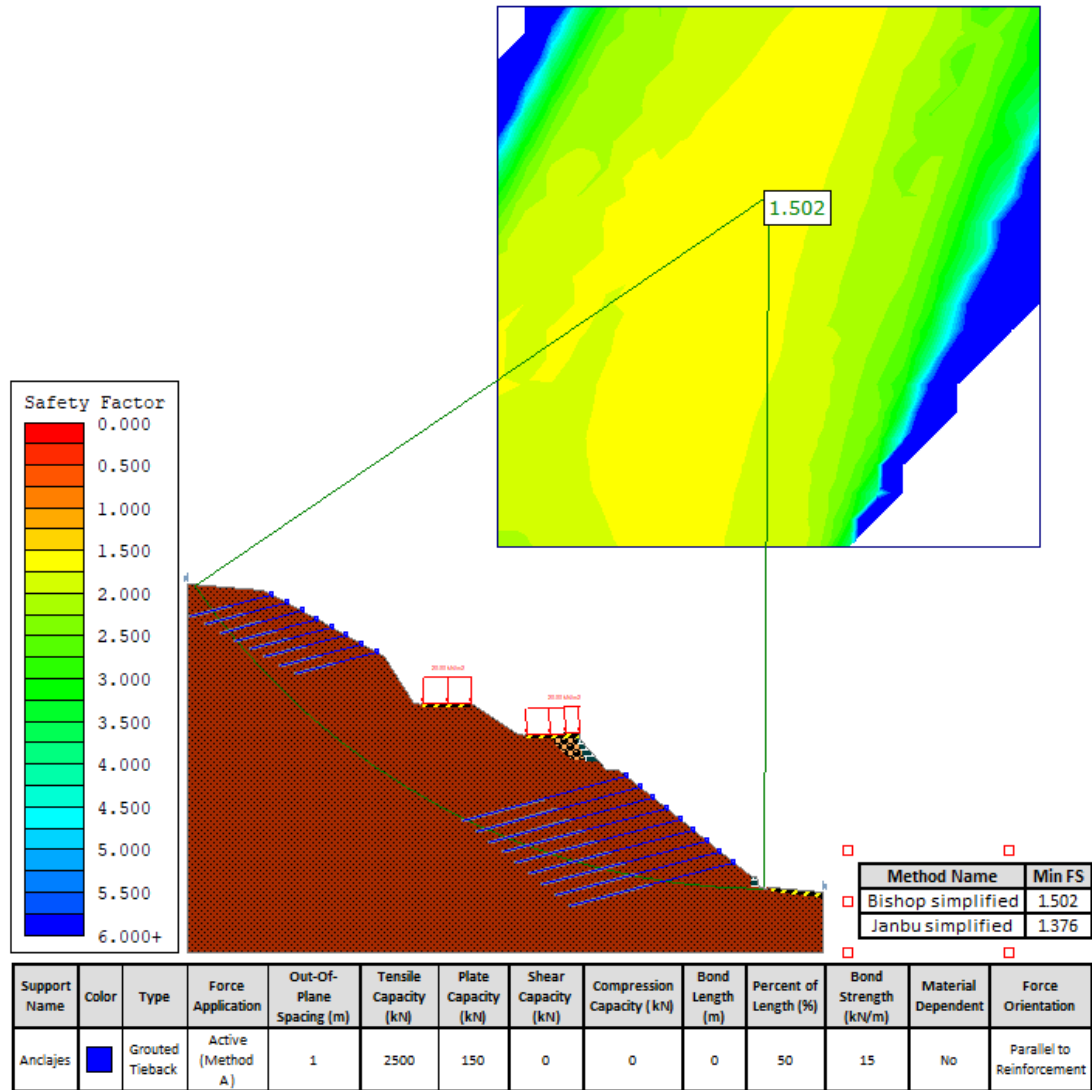


Figura 62: Sección tipo solución 3. Fuente: Propia.



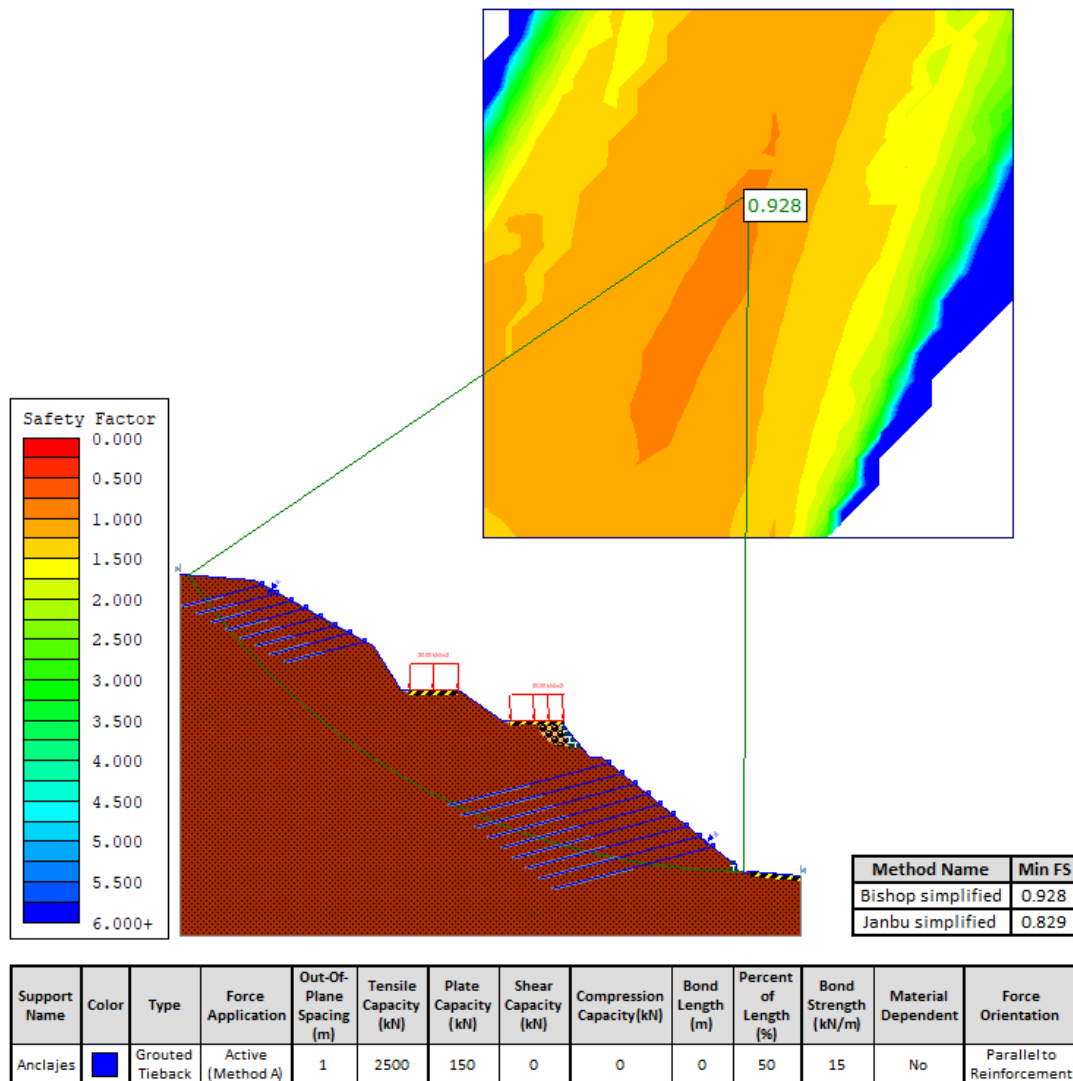


Figura 63: Sección tipo solución 3 con terreno saturado

. Fuente: Propia.

### 6.3 EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS

Para la evaluación de las alternativas se empleará el Proceso Analítico Multicriterio atendiendo a "Saaty, T. L. (1980). *The analytic hierarchy process: Planning, priority setting, resource allocation. McGraw-Hill International Book Co.*", dicho método que permite la selección de la alternativa óptima según una serie de criterios y subcriterios con diferentes pesos en comparación de unos y otros por pares.

La configuración definida para el presente estudio es la representada en la Figura 64, para este análisis se han determinado tres aspectos fundamentales que son constructivo, económico y medioambiental, considerándose los rasgos más importantes en el estudio. Cada aspecto se desglosa en una serie de subcriterios que son excluyentes entre sí.

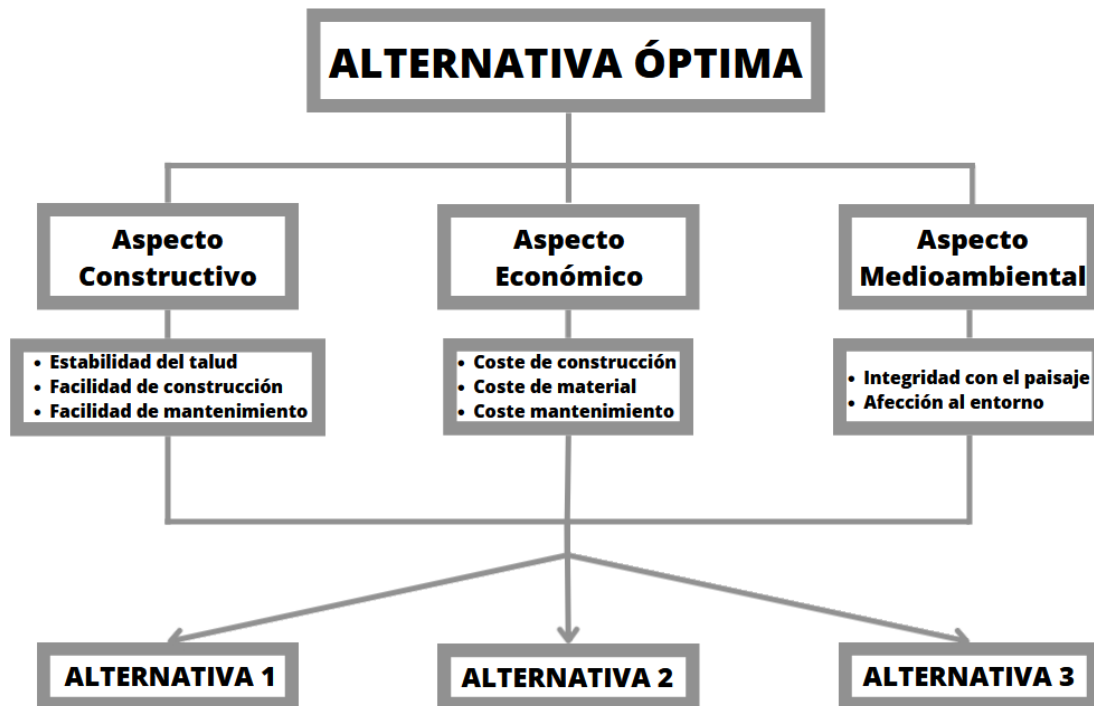


Figura 64: Esquema de Proceso Analítico Jerárquico (AHP). Fuente: Propia.

Para la comparativa de los criterios por pares, es necesario cuantificar entre estos mediante un valor numérico, por ello el profesor Saaty, T.L. diseña la Tabla 13, en ella el criterio de menor importancia siempre tendrá el valor de 1 mientras que al otro se le otorgará el valor de 1 si tienen la misma importancia o un valor entre 2 y 9 si es de mayor importancia, conforme más cercano el valor a 9 mayor es la prioridad de esta frente al criterio con valor 1.

VALOR	DEFINICIÓN	COMENTARIOS
1	Igual importancia	El criterio A es igual de importante que el criterio B
3	Importancia moderada	La experiencia y el juicio favorecen ligeramente al criterio A sobre el B
5	Importancia grande	La experiencia y el juicio favorecen fuertemente el criterio A sobre el B
7	Importancia muy grande	El criterio A es mucho más importante que el B
9	Importancia extrema	La mayor importancia del criterio A sobre el B está fuera de toda duda
2,4,6 y 8	Valores intermedios entre los anteriores, cuando es necesario matizar	

Tabla 13: Escala fundamental de comparación por pares. Fuente: El Blog de Víctor Yepes.

Este método plantea la matriz de comparación pareada, donde se valoran los criterios unos frente a otros con diferentes pesos cada uno, así mismo haciendo uso de la Tabla 13 para dotar de distintos pesos a cada criterio.

El primer paso será la ponderación de los criterios definidos en la Figura 64 en la siguiente matriz:

CRITERIOS	Extremadamente más importante	Mucho más importante	Bastante más importante	Moderadamente más importante	IGUAL	Moderadamente más importante	Bastante más importante	Mucho más importante	Extremadamente más importante	CRITERIOS
Aspecto constructivo				X						Aspecto económico
Aspecto constructivo		X								Aspecto medioambiental
Aspecto económico			X							Aspecto medioambiental

Tabla 14: Matriz de comparación de criterios. Fuente: Propia.

Los aspectos constructivos se consideran de mayor importancia que los económicos debido a que no existe otra vía de comunicación entre Quesa y Bicorp, la obstaculización de la calzada supone el aislamiento de ambos municipios, por ello el buen diseño de la obra y la seguridad del talud tiene mayor relevancia que los costes.

Los criterios de construcción y económicos son de mayor peso en este estudio. Sin embargo, se tratará siempre de perjudicar lo menos posible el área de proyecto e integrar la solución en el entorno.

	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
Criterio 1	1	2	6
Criterio 2	1/2	1	5
Criterio 3	1/6	1/5	1
Peso total	<b>1,67</b>	<b>3,20</b>	<b>12,00</b>

Tabla 15: Matriz de comparación pareada. Fuente: Propia

Para comprobar la consistencia de la matriz, es decir, que no tenga contradicciones por las valoraciones realizadas. En primer lugar, se normaliza la matriz dividiendo cada valor por el peso total de su columna respectiva, seguidamente se realiza la suma de cada fila de la matriz normalizada y se calcula el promedio de la suma de cada fila. El siguiente paso es obtener la matriz de vector fila total, para lo cual se emplea la función de Excel MMULT, dicha función devuelve el producto matricial de dos matrices, dando como resultado una matriz. Las matrices multiplicadas son la mostrada en la Tabla 15 sin el peso total, es decir una matriz 3x3 por los promedios calculados. A continuación, se calcula el cociente dividiendo los valores de la matriz hallada entre el promedio, el promedio de los cocientes, siendo este el máximo autovalor ( $\lambda_{max}$ ).

Con ello, se calcula el índice de consistencia (CI) a partir de la siguiente ecuación:

$$CI = \frac{\lambda_{max} - n}{n - 1}$$

Una vez obtenido el índice de consistencia, se procede a la determinación de la ratio de consistencia (CR), dividiendo CI entre un índice aleatorio (RI) (Ver Tabla 16).

$$CR = \frac{CI}{RI}$$





Tamaño de la matriz	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Índice aleatorio	0	0,58	0,9	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49

Tabla 16: Índice aleatorio (RI). Fuente: El Blog de Víctor Yepes.

El resultado del proceso es el siguiente:

			Suma fila	Promedio	Matriz Vector fila total	Cociente
0,6000	0,6250	0,5000	<b>1,7250</b>	<b>0,5750</b>	1,7527778	3,04830918
0,3000	0,3125	0,4167	<b>1,0292</b>	<b>0,3431</b>	1,0402778	3,03238866
0,1000	0,0625	0,0833	<b>0,2458</b>	<b>0,0819</b>	0,2463889	3,00677966
					<b><math>\lambda_{max}</math></b>	<b>3,02915917</b>
					CI	0,01457958
					<b>CR</b>	<b>2,51%</b>

Tabla 17: Cálculo de la Ratio de Consistencia. Fuente: Propia.

Según el tamaño de a matriz la ratio de consistencia debe ser menor a unos determinados umbrales. El CR calculado es 2,51%, siendo una matriz 3x3 cumple con los umbrales establecidos.

Tamaño de la matriz (n)	Ratio de consistencia
3	5%
4	9%
5 o mayor	10%

Tabla 18: Porcentajes máximos de la ratio de consistencia CR. Fuente: El Blog de Víctor Yepes.

Como la matriz planteada tiene coherencia procedemos al cálculo de los vectores propios que representan la ponderación de cada alternativa. El cálculo del vector propio consiste en volver a emplear la función MMULT para multiplicar la matriz por ella misma, obteniendo el primer producto, seguidamente se suma el total de cada fila y se calcula la suma total de estas. A continuación, se obtiene el vector propio de cada alternativa dividiendo la suma de la fila entre la suma total de estas. Este proceso deberá repetirse realizando nuevamente el producto de la matriz anteriormente calculada por ella misma hasta que los vectores propios calculado con la matriz anterior sean iguales a los calculados. El resultado es el siguiente:

### 1)Primer Producto

	suma fila	Vector Propio 1
3,0000	5,2000	22,0000
1,8333	3,0000	13,0000
0,4333	0,7333	3,0000
	52,2	1

### 2)Segundo producto

suma fila Vector Propio 2

28,0667	47,3333	199,6000	275,0	0,5769
16,6333	28,0667	118,3333	163,0	0,3420
3,9444	6,6533	28,0667	38,7	0,0811
			476,7	1

### 3) Tercer producto

			suma fila	Vector Propio 3
2362,36	3984,98311	16805,3244	23152,7	0,5769
1400,443704	2362,36	9962,45778	13725,3	0,3420
332,0819259	560,177481	2362,36	3254,6	0,0811
			40132,5	1

Tabla 19: Vectores Propios. Fuente: Propia.

El resultado final es el mostrado en la Tabla 20, para la ponderación del resto de criterios se mostrará solamente el resultado final.

	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Vector Propio 3
Criterio 1	1	2	6	0,5769
Criterio 2	1/2	1	5	0,3420
Criterio 3	1/6	1/5	1	0,0811
CR	2,51%	5%		1

Tabla 20: Matriz comparativa de pares de criterios principales. Fuente: propia.

En primer lugar, se realiza las ponderaciones de los subcriterios pertenecientes a los aspectos constructivos. La estabilidad del talud se valora de manera significativa, ya que es la una carreta que comunica Quesa con Bicorp, la obstaculización de la vía perjudica a todos los usuarios de la vía que necesiten circular por ella.

Se considera de mayor importancia la facilidad de mantenimiento que la facilidad constructiva, puesto que mantener la obra en condiciones adecuadas y óptimas permitirá la estabilidad del talud durante más tiempo.

SUBCRITERIOS	Extremadamente más importante	Mucho más importante	Bastante más importante	Moderadamente más importante	IGUAL	Moderadamente más importante	Bastante más importante	Mucho más importante	Extremadamente más importante	SUBCRITERIOS
Estabilidad del talud		X								Facilidad constructiva
Estabilidad del talud			X							Facilidad de mantenimiento
Facilidad constructiva						X				Facilidad de mantenimiento

Tabla 21: Matriz de comparación de los subcriterios de los aspectos constructivos. Fuente: Propia

	Subcriterio 1	Subcriterio 2	Subcriterio 3	Vector Propio 3
Subcriterio 1	1	2	6	0,7510

Subcriterio 2	1/2	1	5	0,0872
Subcriterio 3	1/6	1/5	1	0,1618
CR	0,48%	5%		1

Tabla 22: Matriz comparativa pareada de los subcriterios constructivos. Fuente: Propia.

La valoración de los subcriterios de los aspectos económicos es la siguiente:

SUBCRITERIOS	Extremadamente más importante	Mucho más importante	Bastante más importante	Moderadamente más importante	IGUAL	Moderadamente más importante	Bastante más importante	Mucho más importante	Extremadamente más importante	SUBCRITERIOS
Coste de construcción				X						Coste de material
Coste de construcción						X				Coste de mantenimiento
Coste de material							X			Coste de mantenimiento

Tabla 23: Matriz de comparación de los subcriterios de los aspectos económicos Fuente: Propia

El coste de mantenimiento se considera lo más importante, esto se debe a que un gasto elevado de manera continua será más perjudicial que los costes de materiales y construcción, los costes de construcción se plantean como un parámetro de mayor significancia que los materiales, ya que el coste de equipo y personal junto a la facilidad constructiva son superiores a los materiales.

	Subcriterio 1	Subcriterio 2	Subcriterio 3	Vector Propio 3
Subcriterio 1	1	2	6	0,2385
Subcriterio 2	1/2	1	5	0,1365
Subcriterio 3	1/6	1/5	1	0,6250
CR	1,58%	5%		1

Tabla 24: Matriz comparativa pareada de los subcriterios económicos. Fuente: Propia.

Respecto a los subcriterios se considera ligeramente más importante la integridad con el paisaje, ya que perdura en el tiempo y las afecciones en el entorno puede ser reparadas.

SUBCRITERIOS	Extremadamente más importante	Mucho más importante	Bastante más importante	Moderadamente más importante	IGUAL	Moderadamente más importante	Bastante más importante	Mucho más importante	Extremadamente más importante	SUBCRITERIOS
Integridad con el paisaje				X						Afección al entorno

Tabla 25: Matriz de comparación de los subcriterios de los aspectos medioambientales. Fuente: Propia.

	Subcriterio 1	Subcriterio 2	Vector Propio 2
Subcriterio 1	1	1	0,6667
Subcriterio 2	1	1	0,3333
CR	0,00%	0%	1

Tabla 26: Matriz comparativa pareada de los subcriterios medioambientales. Fuente: Propia.



Finalmente se realiza una ponderación final con todas las variables obtenidas, obteniendo como resultado la siguiente tabla:

Variables primarias	Ponderación	Variables secundarias	Ponderación	Ponderación final
Aspectos constructivos	57,69%	Estabilidad del talud	75,10%	43,33%
		Facilidad constructiva	8,72%	5,03%
		Facilidad de mantenimiento	16,18%	9,33%
Aspectos económicos	34,20%	Coste de construcción	23,85%	8,16%
		Coste de material	13,65%	4,67%
		Coste de mantenimiento	62,50%	21,38%
Aspectos medioambientales	8,11%	Integridad del paisaje	66,67%	5,41%
		Afección al entorno	33,33%	2,70%
<b>TOTAL</b>				<b>100%</b>

Tabla 27: Ponderación final variables. Fuente: Propia.

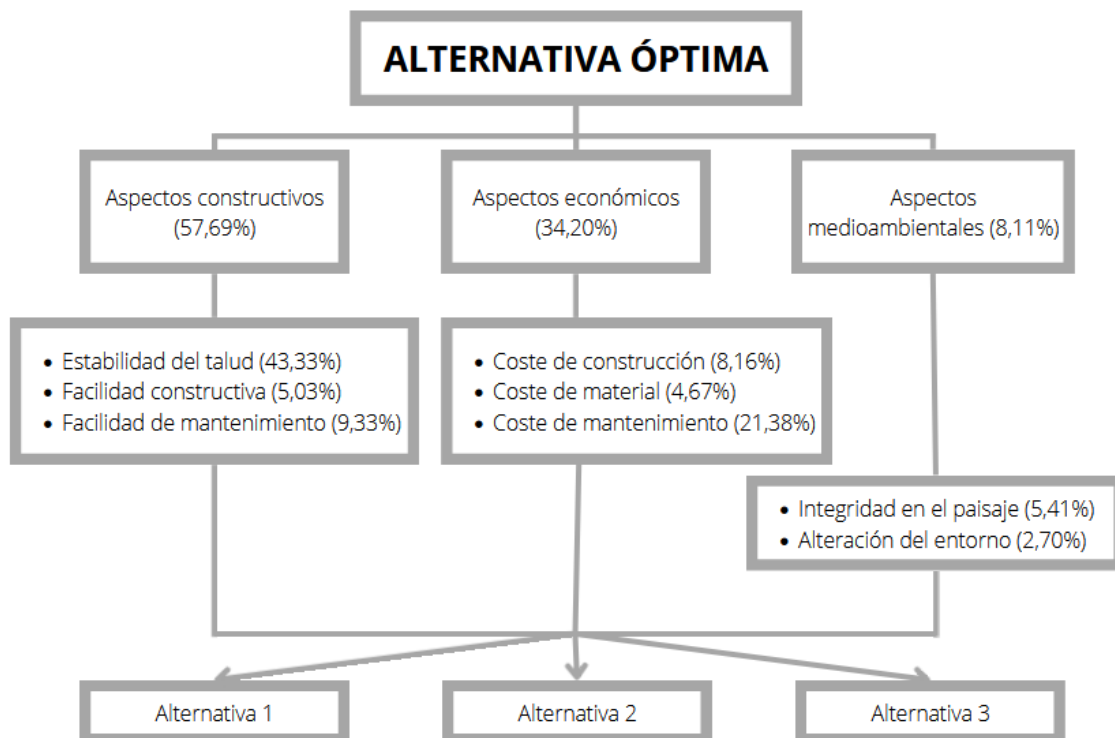


Figura 65: Esquema de ponderación de criterios. Fuente: Propia.

A continuación, se dividirán las variables entre cuantitativas y cualitativas, para la ponderación de las alternativas.

- Variables cuantitativas: Estabilidad del talud, Costes de construcción, material y mantenimiento.
- Variables cualitativas: Facilidad constructiva y de mantenimiento, Integridad del paisaje y alteración del entorno.



Para el cálculo de vectores propios de las variables cuantitativas, se emplea los factores de seguridad y unos costes aproximados de los gastos de las obras mediante un buscador de precios tanto de materiales de obra como de procedimientos constructivos.

En el caso de las variables cualitativas deberá volver a aplicar las matrices comparativas pareadas.

El resultado final es el siguiente:

	Estabilidad del talud	Coste construcción	Coste de material	Coste de mantenimiento	Facilidad constructiva	Facilidad de mantenimiento	Integridad del paisaje	Afección al entorno	Alternativa óptima
A1	0,3022	0,3208	0,1217	0,1090	0,0695	0,0608	0,0751	0,0608	<b>0,1892</b>
A2	0,3995	0,4381	0,4767	0,4455	0,3484	0,3531	0,5917	0,3531	<b>0,4093</b>
A3	0,2983	0,2411	0,4016	0,4455	0,5821	0,5861	0,3332	0,5861	<b>0,4015</b>

Tabla 28: Resolución de la alternativa óptima. Fuente: Propia.

Mediante el proceso analítico multicriterio se obtiene como alternativa óptima la **Alternativa 2**, sistema de drenaje de pozos verticales interconectados con bermas intermedias.

## 7 DISEÑO DE LA PROPUESTA DE ACTUACIÓN

La solución adoptada para la estabilización de taludes localizados entre los PK 21+500 y PK 22+000 de la carretera CV-580, en el término municipal de Bicorp (Valencia) es un sistema de drenaje de pozos verticales interconectados con bermas intermedias.

En el presente apartado se justificará las dimensiones y materiales de las medidas adoptadas, así mismo se definirá con detalle los procesos constructivos para llevarlas a cabo. Para las dimensiones y procesos constructivos se ha seguido el libro de "Ayala Carcedo, F. J. Manual de taludes. Instituto Geológico y Minero de España, 1987".

La alternativa tiene como propósito actuar sobre el factor más perjudicial en el talud y el principal aspecto que deteriora y daña las anteriores medidas ejecutadas, el empuje del terreno ocasionado por las infiltraciones de agua en el suelo. Por ello, en esta solución se decide emplear medidas de drenaje y evacuar los recursos hídricos, y así evitar las afecciones tanto a los muros de mampostería y gaviones dispuestos como a la pantalla de pilotes ejecutada.

Las actuaciones se definirán en orden de ejecución.

### 7.1 Bermas intermedias

#### 7.1.1 Dimensiones

El dimensionamiento de las bermas ha seguido los valores dispuestos en la Tabla 29. Sin embargo, la presencia de las dos carreteras junto con los muros de mampostería delimita una zona de actuación que no permite bermas con taludes 1H:1V. No obstante, se ha optado por taludes 1H:2V que como se comprueba en la Figura 58, Figura 59 y Figura 60 trabaja adecuadamente junto al resto de correcciones.

Las dos bermas superiores disponen de una altura de 8 m y un ancho de 4 m, ahora bien, el talud inferior cumple las condiciones adecuadas del talud con una altura de 6 m y un ancho de 6 m (1H:1V).

Clasificación de materiales de corte		Roca fija	Roca suelta	Material		
				Grava	Limo arcilloso o arcilla	Arenas
Altura de corte	<5 m	1:10	1:6- 1:4	1:1 - 1:3	1:1	2:1
	5-10 m	1:10	1:4- 1:2	1:1	1:1	*
	>10 m	1:8	1:2	*	*	*

Tabla 29: Valores referenciales para taludes en corte (Relación H:V). Fuente: MANUAL DE CARRETERAS: Diseño Geométrico DG – 2018.

Para garantizar un talud adecuado a las condiciones indicadas en la Tabla 29 y en el Manual de Taludes del IGME, se ha dispuesto la anchura mínima recomendada para permitir la circulación de retroexcavadoras y medios mecánicos de perforación para la ejecución del talud, en este caso es de 5 m.

En las bermas se ha dispuesto una pendiente transversal del 4% en dirección al talud para evitar las caídas de rocas en la carretera. Es importante la limpieza de los desprendimientos por un equipo de mantenimiento del talud.

En las bermas superiores se dispondrán de cuentas de sección triangular revestidas con piedra y lechada de cemento para las que se ha seguido las siguientes dimensiones:

Región	Profundidad(m)	Ancho(m)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.75
Muy Lluviosa	0.50	1.00

Tabla 30: Dimensiones mínimas de las cuentas. Fuente: MANUAL DE CARRETERAS: DISEÑO GEOMÉTRICO DG -2018.

La zona de estudio como se ha calculado en el apartado 2.2, es un área de lluvia moderada con lluvias estacionales, por tanto, se dimensionará con los parámetros de una región lluviosa. La representación de la cuenta de drenaje superficial de las bermas intermedias es la siguiente:



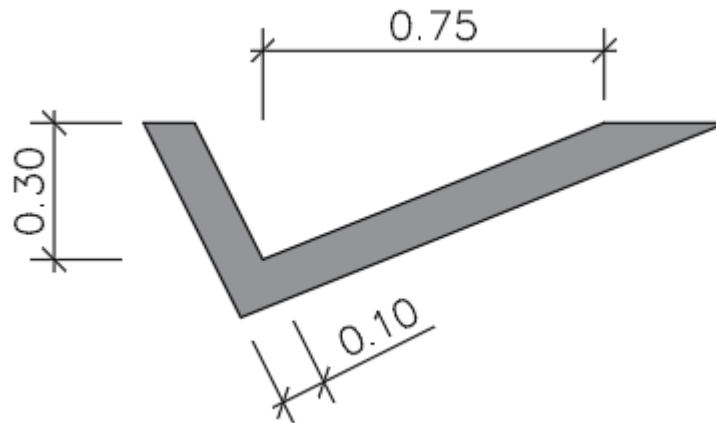


Figura 66: Cuneta de bermas intermedias. Fuente: Propia.

La inclinación del drenaje superficial será el mismo que la del talud de la berma (1H:2V). El objetivo de las cunetas definidas en el transporte de la escorrentía superficial en dirección al barranco por donde se transportará hasta el río.

En la cuneta inferior situada junto a la carretera se dispondrá una cuneta con sección trapecial revestida con piedra y lechada de cemento, su finalidad es derivar la escorrentía superficial hasta el río y servir de base para la instalación de los pozos verticales.

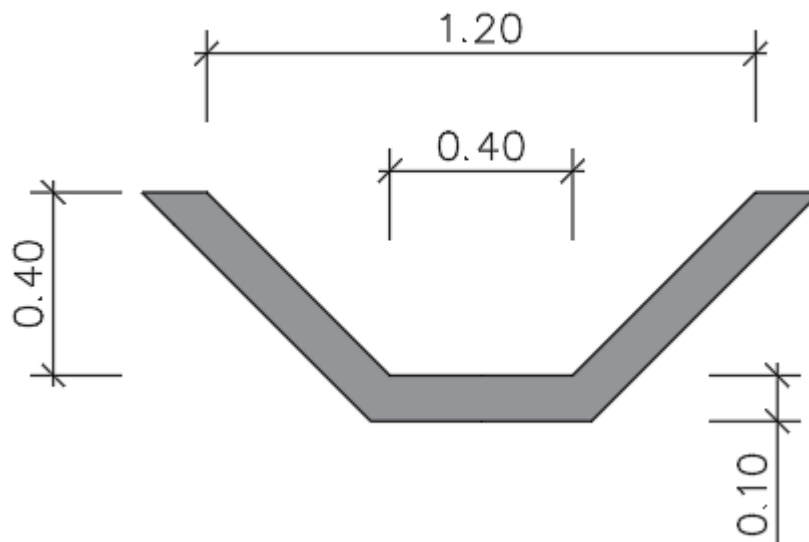


Figura 67: Cuneta sección trapecial. Fuente: Propia.

En la Figura 68 se aprecia el resultado de las bermas intermedias.

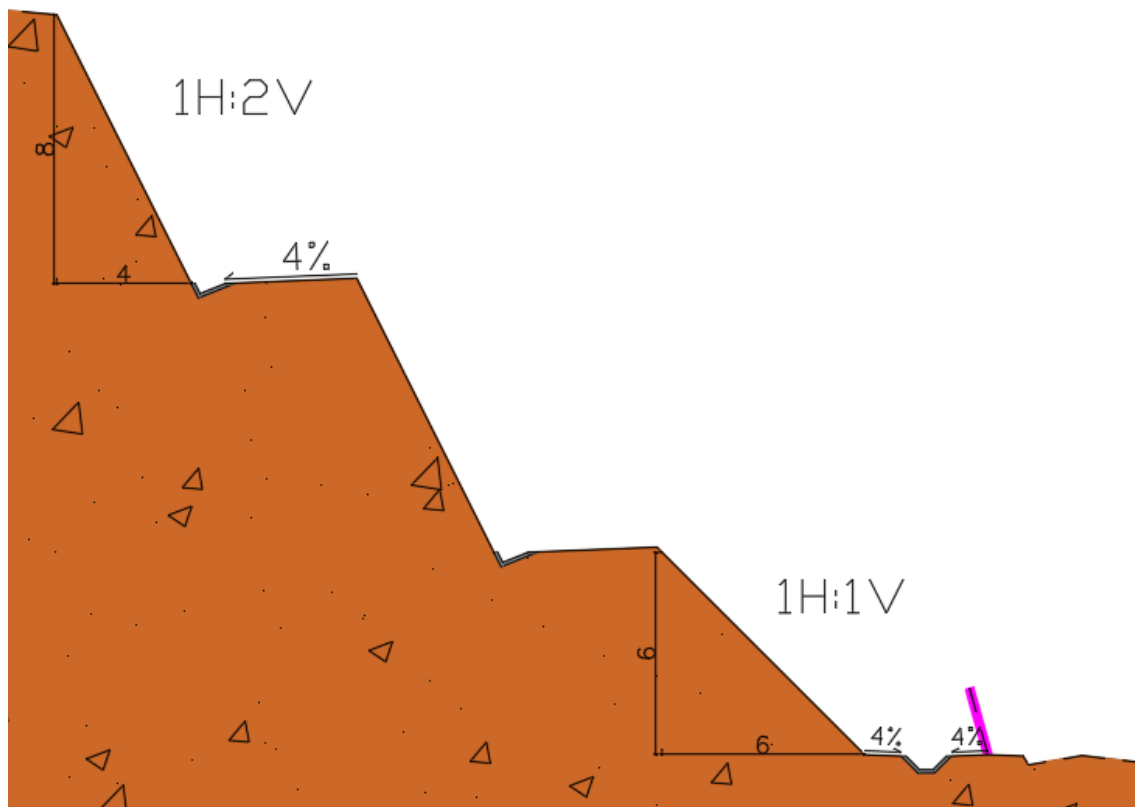


Figura 68: Sección bermas intermedias y drenajes superficiales. Fuente: propia.

Para una mayor integración con el paisaje en las bermas se aplicará un aplacado con piedra natural, los parámetros de su ejecución se diseñarán mediante la siguiente guía: “*Instituto Valenciano de la Edificación. Guía de la piedra natural. Instituto Valenciano de la Edificación, 2011*”.

El formato utilizado para el proyecto de las piedras naturales será el recomendado por la guía que aconseja el uso de piedras desde 300 x 300 mm hasta 600 x 600 mm de entre 10 y 30 mm de espesor con un peso máximo de 25 kg que permite una manipulación adecuada por los trabajadores encargados del aplacado.

#### 7.1.2 Proceso constructivo

Primeramente, se realiza un levantamiento topográfico para el replanteo de las obras a realizar en el área de proyecto. A lo largo de la redacción del proyecto se ha estudiado el área y tenido en cuenta el levantamiento topográfico por la empresa Prodein, S.L.

Posteriormente a los trabajos de replanteo, se procederá a las actividades de despeje y desbroce de la ladera, los restos de árboles, plantas y demás restos vegetales se reutilizarán para recubrir taludes, ayudando a la absorción del agua superficial y cosiendo el terreno con las raíces, además sirve para revitalizar aquellas zonas donde se haya despedido vegetación. Para evitar cualquier daño grave a los árboles, se excavará a una profundidad de 50 cm para la adecuada extracción de estos

A continuación, se emplea una máquina retroexcavadora tanto para la perfilación del talud como para la ejecución de las bermas, estas recogerán el terreno desprendido y lo descargarán en la maquinaria de transporte de materiales.



Figura 69: Maquinaria de excavación y transporte de suelos. Fuente: Constructora Makro Medios.

Los vehículos de transporte seleccionados para el transporte de los materiales sueltos es el camión volquete. Las arcillas extraídas se transportarán hasta una planta de reciclaje situada a 19 km de la zona de proyecto, también se contactarán con distintas empresas de cerámica para reciclar el material.

Finalmente se construirán las cunetas, deberán adoptar medidas para evitar la alteración del terreno. En primer lugar, se realizará la excavación mediante medios mecánicos y posteriormente el perfilado del terreno. Seguidamente se ejecuta el encofrado, una vez desmontado el encofrado, se coloca el hormigón para proceder a la ejecución de las juntas. Una vez curado el hormigón se limpiarán las juntas y se colocará el revestimiento de piedras con lechada de cemento.

## **7.2 Pozos verticales interconectados y drenes californianos**

### **7.2.1 Dimensiones**

Atendiendo a la guía de "Ayala Carcedo, F. J. Manual de taludes. Instituto Geológico y Minero de España, 1987", se dispone de un diámetro de  $\varnothing 30$  cm, para la longitud de los pozos se ha diseñado siguiendo el orden de 1,2 por la altura del talud, mediante dicho orden se ha seleccionado un pozo vertical de 40 m en la cabecera del talud y un pozo de 6 m en la cuenta de sección trapecial.

Los drenes californianos se diseñan con un diámetro de  $\varnothing 15$  cm, los drenes se dispondrán con ángulos de  $10^\circ$  desde el pozo vertical inferior al barranco, el ángulo de los drenes horizontales entre los pozos es de  $13^\circ$ .



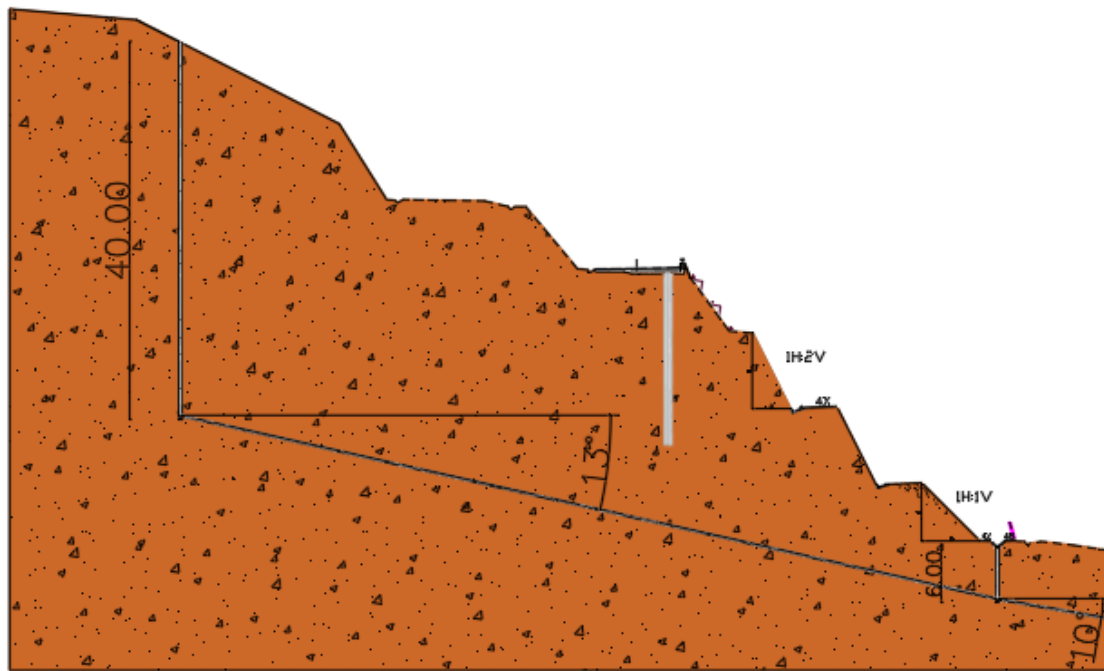


Figura 70: Dimensiones pozos verticales y pozos californianos. Fuente: Propia.

Para la elaboración de los pozos de drenaje se efectuará mediante un material llamado Drill Drain, consiste en un mortero de mezcla porosa con capacidad drenante, las ventajas de este nuevo componente es que drena la conducción y el bulbo generado a su alrededor, su mayor diámetro permite drenar una mayor cantidad de agua sin que se colmate el pozo.



Figura 71: Material Drill Drain. Fuente: Ischebeck Ibérica S.L.

Este material se encuentra embebido en el terreno por lo que no se puede obstaculizar, permitiendo que siempre pueda evacuar el agua sin peligro de que falle el sistema de drenaje y el agua aplique los empujes sobre el talud y los muros, además de no necesitar mantenimiento para limpiar el dren californiano.

Los pozos verticales tendrán una distancia entre sí de 10 m, dando un total de 10 pozos verticales, 5 situados en el talud superior y 5 ubicados en la cuneta de sección trapecial.

En el laboratorio de geotecnia se realiza un ensayo de rotura a compresión simple del material llamado Drill Drain, en la Figura 72 se aprecia la muestra en la prensa multiensayo.



Figura 72: Muestra DD-2/1-C en Prensa Multiensayo. Fuente Laboratorio Geotecnia UPV.

La probeta tiene un diámetro de  $\varnothing 40,13$  mm, dando como resultado una superficie de  $12,90 \text{ cm}^2$ , tiene una altura de  $79,89$  mm lo que supone un volumen de cilindro de  $103,06 \text{ cm}^3$ . La masa de dicha probeta es de  $52,12$  g.

Los valores obtenidos de los ensayos son los siguientes:

- Fuerza máxima:  $783 \text{ N}$
- Deformación de la rotura:  $0,886 \text{ mm}$
- Densidad seca:  $\rho = \frac{\text{Masa}}{\text{Volumen}} = \frac{52,12}{103,06} = 0,506 \text{ g/cm}^3$  ( $5,06 \text{ KN/m}^3$ )
- Cohesión sin drenaje:  $q_{u1} = \frac{783}{\left(\frac{12,90}{1 - \frac{0,886}{79,89}}\right)} = \frac{783}{13,04} = 600,02 \text{ KPa} = 600 \text{ KPa}$
- $\epsilon$  rotura:  $\frac{0,886}{79,89} * 100 = 1,11\%$

En la Figura 73 se contempla la rotura de la probeta de Drill Drain ensayada.



Figura 73: Rotura de la muestra de Drill Drain. Fuente: Laboratorio Geotecnia UPV

### 7.2.2 Proceso constructivo

Primeramente, se excavan los pozos verticales mediante maquinaria de perforación de pozos. En la parte superior se ejecutará una plataforma de perforación mediante una capa de zahorra. En segundo lugar, durante la perforación se introduce un tubo protegido con una camisa de acero que se retira posteriormente para rellenar con un material filtrante, en este caso, Drill Drain. Conforme avanza la perforación se procede a al revestimiento mediante anillos de hormigón.

Finalmente se rellena el espacio entre el Drill Drain y el tubo introducido con un material granular y se retira el tubo provisional.

Para la ejecución de los drenes californianos se empleará un nuevo sistema llamado Ischebeck Drill Drain que permite la aplicación de drenes horizontales en terrenos colapsables o cuando el espacio es un problema usando el mismo método de instalación que una barra autoperforante.



Los equipos necesarios para este proceso son: Una plataforma de perforación TEI, una planta de Drill Drain portátil, barras autoperforantes y herramientas adecuadas.

El proceso consiste en la perforación del talud mediante la inyección de una lechada pobre (de estabilización), seguidamente se extrae el detritus, a medida que avanza la perforación se enroscan las barras con manguitos y se introducen en hueco que se forma mediante la perforación. Finalmente aplican la lechada de mortero, el material se expandirá tras la instalación creando un cilindro poroso drenante, la perforación se realizará hasta la conexión con el pozo vertical.



Figura 74: Dren californiano Drill Drain. Fuente: ischebeck Ibérica S.L.

### **7.3 Anclajes**

#### **7.3.1 Dimensiones**

Los anclajes proyectados en la alternativa seleccionada son activos tipo Grouted Tieback de la marca Dextra ASTEC Active 19x10 tendons de 10 m con una extensión de bulón del 50% del anclaje. Los anclajes se dispondrán con 3 m de distancia entre ellos. Los anclajes conforman 10 grados con el terreno.

Los de la parte inferior de terreno serán idénticos, pero con una longitud de 15 m.



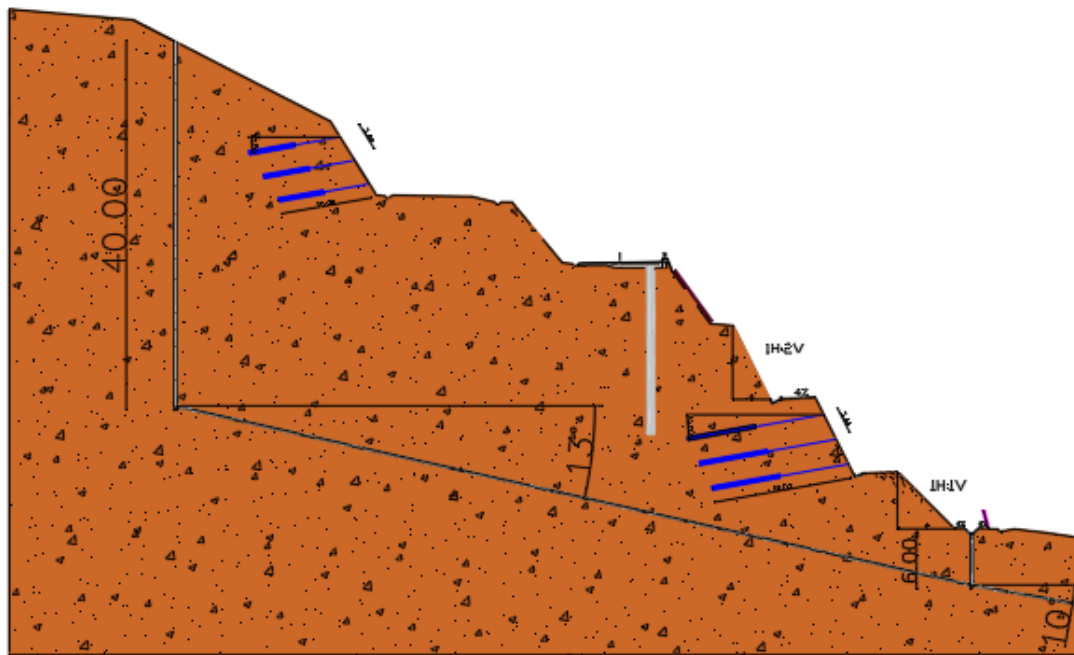


Figura 75: Dimensiones anclajes activos. Fuente: Propia.

### 7.3.2 Proceso constructivo

Previamente a la instalación se comprobará la existencia de líneas aéreas eléctricas o de telefonía, además de tuberías subterráneas que puedan ser dañadas para su desviación.

Aquellas infraestructuras que puedan ser dañadas se acotarán y señalizarán, además de señalar la calzada donde se realizan las actividades de perforación para evitar accidentes.

Para la ejecución se realiza una perforación con las dimensiones proyectadas en la redacción del proyecto. Seguidamente se lava el taladro, se instala el cable y se ejecuta el bulbo del anclaje. A continuación, se realiza el montaje de reparto de cargas y el tesado del cable.

Antes del tesado se comprobará la sujeción en el fondo, aislando con un obturador el bulbo de anclaje del resto de la perforación. Después del tesado, se inyecta a través de una tubería PVC la lechada y se procede con el cierre del anclaje.

Para evitar deslizamientos se colocará una malla de triple torsión junto a los anclajes, ahora bien, para prevenir incidencias como las de la Figura 5, se colocará entre la malla de alambre y la de triple torsión una geotextil natural de alambre de coco para conservar la humedad del terreno.

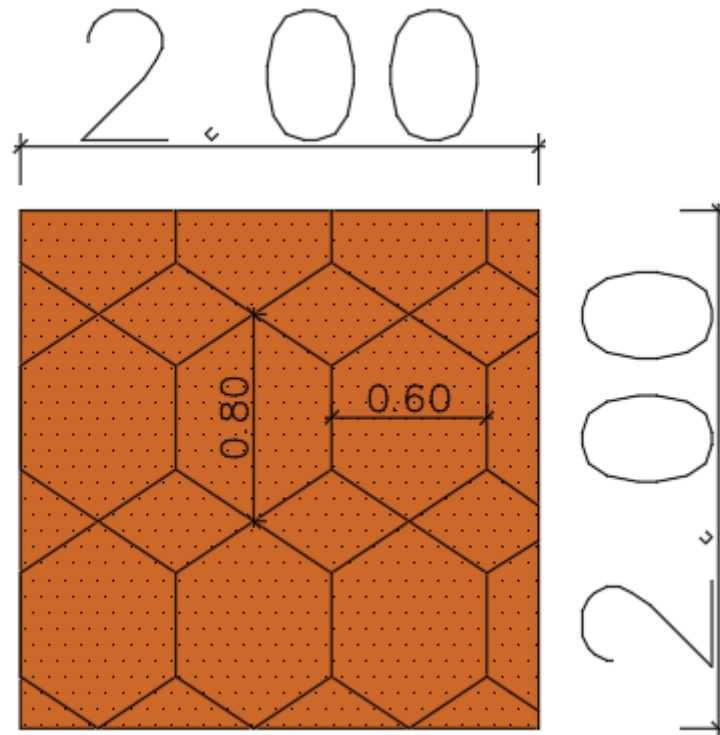


Figura 76: Dimensiones malla triple torsión. Fuente: Propia.

## 8 VALORACIÓN ECONÓMICA

El presente apartado tiene como finalidad realizar una breve descripción del Anejo 3. VALORACIÓN ECONÓMICA DE LA SOLUCIÓN. En dicho anejo se estima de manera aproximada las actuaciones de la estabilización de los taludes localizados entre los PK 21+500 y PK 22+000 de la carretera CV-580, en el término municipal de Bicorp (Valencia).

Para el desarrollo del anejo se empleará el software Presto, este programa permite realizar presupuestos y mediciones en obras de edificación y obra civil. Los costes de las distintas unidades de obras se han tomado de bases de precios como "Generador de precios de la construcción. España. CYPE Ingenieros, S.A.", la base de precios de GRUPO TRAGSA y la base de precios de referencia de la dirección general de carreteras.

Las actuaciones realizadas en las obras de estabilización de taludes se han agrupado en los siguientes capítulos:

- CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS
- CAPÍTULO 2. MOVIMIENTO DE TIERRAS
- CAPÍTULO 3. RED DE DRENAJE SUPERFICIAL
- CAPÍTULO 4. RED DE DRENAJE SUBTERRÁNEA
- CAPÍTULO 5. ANCLAJES
- CAPÍTULO 6. SALUD Y SEGURIDAD LABORAL

En el Anejo 3. VALORACIÓN ECONÓMICA DE LA SOLUCIÓN se muestra los precios de las distintas unidades de obras comprendidas en los capítulos anteriormente mencionados.



A continuación, se muestra el Presupuesto de Ejecución Material (PEM):

<b>PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL</b>	<b>EUROS (€)</b>	<b>%</b>
CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS	4.815,71	0,49
CAPÍTULO 2. MOVIMIENTO DE TIERRAS	417.345,59	42,48
CAPÍTULO 3. RED DE DRENAJE SUPERFICIAL	8.767,50	0,89
CAPÍTULO 4. RED DE DRENAJE SUBTERRÁNEA	511.438,01	52,06
CAPÍTULO 5. ANCLAJES	36.557,02	3,72
CAPÍTULO 6. SALUD Y SEGURIDAD LABORAL	3.559,29	0,36
<b>TOTAL</b>	<b>982.483,13</b>	

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de NOVECIENTOS OCHENTA Y DOS MIL CUATROCIENTOS OCHENTA Y TRES EUROS CON TRECE CÉNTIMOS.

## 9 CONCLUSIÓN

En este último apartado del estudio tiene como objetivo resumir de manera precisa y clara el contenido del presente Trabajo de Final de Grado (TFG).

En el proyecto se realiza un estudio de la estabilización de taludes localizados entre los PK 21+500 y PK 22+000 de la carretera CV-580, en el término municipal de Bicorp (Valencia). Este tramo en cuestión se encuentra en la principal conexión que existe entre las poblaciones de Quesa y Bicorp, por ello la importancia de una solución permanente de las laderas de estudio.

Primeramente, para comenzar el presente trabajo se realiza una búsqueda extensa de los antecedentes de la carretera y las medidas de estabilización empleadas en dicho tramo. Una de las bases para la investigación de información fue la documentación obtenida de un proyecto en el cual la empresa Prodein, S.L. ejecutaba una pantalla de pilotes como medida correctora de los taludes de nuestro estudio.

Mediante el análisis de la información recogida se concluye que se trata de una zona donde se producen deslizamiento y desprendimiento debido a las propiedades del terreno que constituyen los taludes.

A continuación, después de realizar una investigación de los antecedentes del tramo de proyecto, se emplea el software Qgis 3.22.5 y una serie de capas vectoriales descargadas del Instituto Geológico y Minero de España (IGME) para examinar los materiales que conforman el área. El tramo en cuestión está constituido por materiales del Triásico (Keuper), destacando principalmente las arcillas versicolores con yesos. También se observó los distintos accidentes geológicos que se encuentran presentes en la zona y que podrían afectar a la zona de estudio.

Seguidamente se emplea el libro de *“Máximas llluvias diarias en la España Peninsular”*, este libro nos permite conocer la pluviometría de distintas zonas de España, en este caso se concluye que el área de estudio se encuentra en una zona de lluvias moderadas.

Para conocer el estado de la carretera, laderas y drenajes se realizó una visita el día 4 de abril de 2022, en dicha fecha estaba comprendida en un período de lluvias que afectaba al tramo de estudio. En la visita se pudo apreciar las consecuencias de la falta de drenaje o de una



solución contundente para la estabilización de los taludes, ya que la carretera se encontraba parcialmente cortada debido a una serie de deslizamientos producidos.

Las soluciones proyectadas hasta el momento eran una serie de muros de gaviones y mampostería en la parte inferior del tramo, en el tramo medio de la calzada se encontraba la ejecución del muro de pilotes junto con un muro de escollera y finalmente en el tramo superior una malla de triple torsión, la cual se encontraba en mal estado debido al movimiento del terreno que causaba una especie de “barrigones” en la malla. Las fotografías tomadas de la visita se pueden apreciar tanto a lo largo del estudio como en el Anejo 4. DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA, donde se encuentra un reportaje fotográfico de las fotos más representativas de la visita.

En función de los puntos planteados y conociendo el marco geológico del tramo a estudiar, se realiza la caracterización geotécnica del terreno para conocer sus propiedades permitiendo así analizar mediante el programa Slide2 la estabilidad del talud.

Seguidamente consultando principalmente el “Manual de Taludes del Instituto Geológico y Minero de España”, se diseñan 3 soluciones combinando distintos métodos de estabilidad de taludes. Las alternativas diseñadas son las siguientes:

- Pantalla de pilotes con losa de cimentación.
- Sistema de drenaje de pozos verticales interconectados con bermas intermedias.
- Anclajes activos con inyección de lechada.

Mediante el software Slide2 se determinan los factores de seguridad de cada alternativa, además se realiza una búsqueda aproximada del valor de las actuaciones planteadas. Para identificar la solución óptima se emplea el Proceso Analítico Multicriterio empleando distintos criterios y subcriterios de diferentes pesos.

El análisis precedente da como resultado la alternativa N°2 denominada Sistema de drenaje de pozos verticales interconectados con bermas intermedias. Por consiguiente, se explica de manera clara y detallada las dimensiones y procesos constructivos que se ejecutarán para llevar a cabo la solución adoptada. La solución consiste en la ejecución de bermas intermedias 2H:1V con una berma en la parte final del talud de 1H:1V. Se dispondrán cunetas en cada una de las bermas de sección triangular en las superiores y en la berma final con sección trapecial.

Una de las principales ventajas de la solución es la ejecución de pozos verticales en el talud superior y en el talud inferior interconectados con drenes californianos que drenan el agua a un barranco. Esta solución permite desalojar el agua infiltrada por las arcillas evitando el aumento del peso propio del talud que causa el empuje del terreno. Estos pozos y drenes californianos se rellenarán con un nuevo material llamado Drill Drain que aumenta la capacidad drenante de dichas correcciones de la estabilidad del talud.

Por último, se ejecutarán una serie de anclajes en la parte superior e inferior de los taludes que compactaran el terreno y mediante una malla de triple torsión evitaran los deslizamiento y desprendimientos del terreno, así mismo, se aplicará un geotextil natural de alambre de coco que mantendrá la humedad del terreno





---

Finalmente se realizan los anejos considerados necesarios para el presente estudio. Los anejos seleccionados son Planos, Cálculos de estabilidad de taludes, valoración económica de la solución y Documentación fotográfica.



---

## **ANEJOS**

***Anejo 1. PLANOS***

***Anejo 2. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES***

***Anejo 3. VALORACIÓN ECONÓMICA DE LA SOLUCIÓN***

***Anejo 4. DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA***

***Anejo 5. BIBLIOGRAFÍA***