



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Estudio de soluciones para la mejora del sistema de
drenaje y reparación del deslizamiento de un talud en el
parque Polígono Sur en la ciudad de Teruel

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Civil

AUTOR/A: Aranda Gallardo, Beatriz

Tutor/a: Martínez Ibáñez, Víctor

CURSO ACADÉMICO: 2025/2026

RESUMEN EJECUTIVO

	CONCEPTO	Desarrollo en castellano/valenciano	CONCEPT	Desarrollo en inglés	¿Dónde? (páginas) Where? (pages)
1.	IDENTIFICAR:		IDENTIFY:		
1.1.	Planteamiento del problema y oportunidad	El problema que se va a resolver se ubica en el parque “Polígono Sur” de la ciudad de Teruel. Este parque se ve gravemente afectado por los episodios de lluvia, tanto es así que el episodio ocurrido el 3 de junio de 2023 originó grandes cárcavas en el terreno, así como el deterioro del mobiliario y de los caminos del parque. También comprometió la estabilidad de uno de los taludes de este.	Problem statement and opportunity	The area addressed in this project is located in Polígono Sur Park, in the city of Teruel. The park is highly vulnerable to intense rainfall events. In particular, the storm of 3 June 2023 led to the formation of significant erosion gullies, deterioration of park facilities and pathways, and a reduction in the stability of one of its slopes.	Páginas 4 y 5
1.2.	Restricciones (normas, códigos, necesidades, requisitos y especificaciones)	La solución propuesta se basa en dos actuaciones complementarias: un sistema de drenaje y un sistema de contención. En consecuencia, el diseño debe satisfacer tanto los condicionantes hidráulicos asociados a la gestión de las aguas de escorrentía como los condicionantes geotécnicos y estructurales vinculados a la estabilidad del talud.	Constraints (standards, codes, needs, requirements & specifications)	The proposed solution consists of two complementary systems: a drainage system and a retaining system. Consequently, the design must address both the hydraulic constraints associated with runoff management and the geotechnical and structural constraints related to slope stabilization.	Los requisitos que debe cumplir el sistema de drenaje se exponen en las páginas 15 y 16, mientras que los del muro se exponen en las páginas 68 y 69.
1.3.	Establecimiento de objetivos	- Propuesta de alternativas para la contención del talud con problemas de estabilidad. - Diseño de la alternativa seleccionada. - Planteamiento de un sistema de drenaje capaz de hacer frente episodios de lluvia futuros	Setting of goals	- To analyse and compare different alternatives for the stabilization of the unstable slope. - To design and verify the selected retaining structure. - To develop a drainage solution capable of safely conveying runoff generated during future rainfall events.	- Páginas 54-58 - Páginas 66-92 - Páginas 15-18
2.	FORMULAR:		FORMULATE:		
2.1.	Generación de soluciones creativas (análisis)	Para el sistema de drenaje se propone una solución compuesta por sumideros, tuberías y bajantes que conduzcan las aguas desde el terreno del parque y sus zonas colindantes hasta el Barranco de Franquía, ubicado bajo el parque. Para la zona del talud dañado se proponen las siguientes tipologías de muros de contención: - Muro de hormigón - Muro de escollera - Muro de gaviones	Creative solution generation (analysis)	A drainage system composed of catch basins, buried pipelines, and downchutes is proposed to collect and convey runoff generated within the park and its surrounding areas towards the Franquía Gully, located beneath the site. To stabilize the damaged slope, the following retaining wall alternatives are evaluated: - Reinforced concrete retaining wall - Rockfill retaining wall - Gabion retaining wall	- Páginas 15-18 - Páginas 54-58
2.2.	Evaluación de múltiples soluciones y toma de decisiones (síntesis)	Para evaluar las diferentes alternativas se ha realizado un análisis multicriterio en el que se ha realizado una comparación entre las mismas. Los criterios considerados en este análisis han sido: - Coste de ejecución - Construcción - Integración ambiental y paisajística - Durabilidad y mantenimiento	Evaluation of multiple solutions and decision-making (synthesis)	The different alternatives were assessed through a multicriteria analysis, which enabled a comparative evaluation of their technical, economic, and environmental performance. The assessment was based on the following criteria: - Construction cost - Ease of construction - Environmental and landscape integration - Durability and maintenance requirements	Páginas 61-65
3.	RESOLVER:		SOLVE:		
3.1.	Cumplimiento de objetivos	Todos los objetivos han sido desarrollados a lo largo del trabajo.	Fulfillment of goals	The results obtained demonstrate that all the objectives set for this project have been satisfactorily fulfilled.	- Páginas 15-18 - Páginas 54-58 - Páginas 66-92
3.2.	Impacto global y alcance (contribuciones y recomendaciones prácticas)	La contribución realizada al parque “Polígono Sur” es doble. Se ha planteado un sistema de drenaje que busca evitar posibles erosiones o daños futuros sobre el parque. Además, se ha desarrollado una solución de contención para el talud que presenta inestabilidades. Como recomendación, antes de realizar ninguna actuación sobre el talud se debería realizar una campaña geotécnica que estudie los materiales que forman el talud inestable.	Overall impact and significance (contributions and practical recommendations)	This project provides a twofold contribution to Polígono Sur Park. On the one hand, a drainage system has been designed to safely collect and convey runoff, thereby reducing the risk of erosion and hydraulic damage during future rainfall events. On the other hand, a retaining solution has been developed to ensure the long-term stability of the affected slope. Before undertaking any construction works, it is recommended to perform a detailed geotechnical investigation to characterize the subsurface materials and confirm the geotechnical parameters used in the design.	- Páginas 15-18 - Páginas 54-58 - Páginas 66-92

Índice

DOCUMENTO N.º 1: MEMORIA Y ANEJOS

1. Objeto
2. Situación
3. Antecedentes
4. Estudios previos
5. Estudio hidrológico
6. Diseño teórico del sistema de drenaje
7. Diseño geotécnico del sistema de contención
8. Valoración económica
9. Conclusiones
10. Bibliografía

Anejos

- ANEJO 1: Reportaje fotográfico
- ANEJO 2: Estudio hidrológico e hidráulico
- ANEJO 3: Estudio de alternativas
- ANEJO 4: Diseño geotécnico de sistemas de contención

DOCUMENTO N.º 2: PLANOS

1. Situación
2. Localización
3. Topografía
4. Planta muro de escollera
5. Perfil muro de escollera
6. Perfiles transversales
7. Esquema sistema de drenaje

DOCUMENTO N.º 3: VALORACIÓN ECONÓMICA

- Capítulo 1: Mediciones
- Capítulo 2: Presupuesto

DOCUMENTO N.º 1: MEMORIA Y ANEJOS

Índice

DOCUMENTO N.º 1: MEMORIA Y ANEJOS	3
1. Objeto	5
2. Situación	5
3. Antecedentes	5
4. Estudios previos	6
4.1. Topografía	6
4.2. Geología	6
4.3. Geotecnia	7
5. Estudio hidrológico	12
5.1. Descripción de la cuenca	12
5.2. Metodología	13
5.3. Resultados	13
5.4. Conclusión	15
6. Diseño teórico del sistema de drenaje	15
6.1. Objeto	15
6.2. Consideraciones técnicas	15
6.3. Ubicación	16
6.4. Modelización	17
6.5. Conclusión	18
7. Diseño geotécnico de sistemas de contención.....	18
7.1. Estudio de alternativas	18
7.2. Cálculo de la solución adoptada.....	21
8. Valoración económica.....	24
9. Conclusiones	25
10. Bibliografía.....	25

ANEJOS

ANEJO 1: Reportaje fotográfico

ANEJO 2: Estudio hidrológico e hidráulico

ANEJO 3: Estudio de alternativas

ANEJO 4: Diseño geotécnico de sistemas de contención

1. Objeto

El objeto de este Trabajo Fin de Grado es definir y justificar las actuaciones necesarias para corregir los procesos erosivos y los problemas de estabilidad detectados en el parque "Polígono Sur" de Teruel, agravados tras un episodio de lluvias extraordinario ocurrido el 3 de junio de 2023. Esta solución se abordará en dos partes. La primera de ellas trata del planteamiento de un sistema de drenaje que recoja las aguas pluviales del parque y de la zona cercana a él, y las conduzca hacia el Barranco de Franquía, que es un barranco próximo a la zona del parque. La segunda parte trata del diseño de un muro de contención en uno de los taludes del parque. Esto se debe a que dicho talud presenta una serie de inestabilidades derivadas de los episodios de lluvias. También se propondrán medidas ambientales adicionales que mitiguen el impacto medioambiental de las infraestructuras que se van a añadir en el entorno del parque.

Para obtener estas soluciones se va a plantear un estudio de alternativas, así como una justificación de la solución más adecuada, la elaboración de los planos correspondientes y una valoración económica.

2. Situación

La ciudad de Teruel pertenece a la provincia homónima. Esta, a su vez, pertenece a la Comunidad Autónoma de Aragón, siendo la provincia más al sur de esta comunidad. Cabe destacar que la ciudad de Teruel se encuentra a 144 km de Valencia (Figura 1).

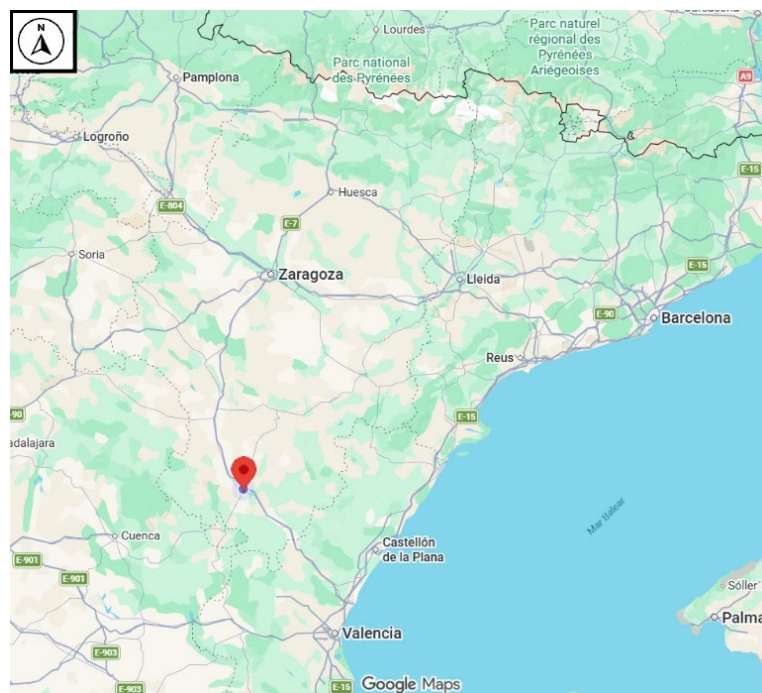


Figura 1. Mapa de situación de Teruel. Escala 1:50.000. Fuente: Google Maps.

Dentro de la ciudad de Teruel, el parque conocido como "Polígono Sur" pertenece al Barrio Ensanche y se encuentra ubicado entre el Barranco de Franquía y las calles: C. de Antonio Mingote, C. Plaza de la Cultura y C. Pablo Monguio (Figura 2). El parque se extiende entre las coordenadas geográficas ETRS89: (40.326884° N, 1.099803° W).



Figura 2. Mapa de situación del parque "Polígono Sur" en Teruel. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:4.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

3. Antecedentes

Los procesos erosivos observados en el parque "Polígono Sur" se originan principalmente como consecuencia de episodios de lluvia de cierta intensidad, donde cabe destacar el que tuvo lugar el día 3 de junio de 2023. No obstante, hay otros factores que también han favorecido la erosión de la zona.

En primer lugar, se trata de la ubicación del parque. Por un lado, la cota de las zonas edificadas colindantes es superior a la propia cota del parque, lo que hace que este actúe como un medio receptor de escorrentía superficial. La presencia del Barranco de Franquía aguas abajo favorece además la concentración y evacuación de las escorrentías generadas en el parque.

En segundo lugar, se observa una pérdida de capacidad de infiltración asociada a la reciente transformación urbanística de la zona. El barrio del Ensanche de Teruel, donde se ubica el parque, ha

experimentado en los últimos años un notable proceso de expansión, aún en curso, en el que se han sustituido campos destinados a usos agrícolas por nuevas edificaciones (Figura 3).

Este cambio en los usos del suelo ha generado una reducción de la permeabilidad del terreno y, en consecuencia, una reducción de la capacidad de infiltración.



Figura 3. Comparación del estado del emplazamiento en 2003 (C), 2020 (B) y 2025 (A). Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:400.000 procedente de Google Maps

Como resultado de la combinación de estos factores y de los episodios de lluvias, se han generado importantes cárcavas que canalizan el flujo de agua hacia el barranco. Este proceso provoca, además, el deterioro de los caminos del parque y de su mobiliario, incluyendo el descalce de fuentes y bancos.

Además, se producen inestabilidades en uno de los taludes (Figura 4), en forma de caída tanto del material que forma el terraplén como de la vegetación que se encuentra en él. También se ha quedado expuesta una tubería destinada a la evacuación de aguas pluviales en la zona.



Figura 4. Ubicación del talud objeto de estudio. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:4.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

4. Estudios previos

4.1. Topografía

Se dispone de un levantamiento taquimétrico de la zona realizado en el año 2025. Esta información ha sido facilitada por el tutor del presente trabajo y pertenece a la empresa TURIVING S.A.

4.2. Geología

La zona de estudio se localiza en el entorno urbano de la ciudad de Teruel, dentro de la denominada Fosa de Teruel, una depresión tectónica perteneciente a la Rama Aragonesa del Sistema Ibérico. Ante la ausencia de cartografía geológica de detalle específica para el ámbito del parque "Polígono Sur", se ha recurrido a la información contenida en el Mapa Geológico de España a escala

1:50.000 y en la Memoria de la Hoja 590 (La Puebla de Valverde) elaborados por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME) (IGME, 1982).

Desde el punto de vista geológico, el entorno de la actuación está constituido principalmente por materiales sedimentarios continentales de edad terciaria, formados por limos, arcillas, margas y niveles carbonatados, sobre los que se apoyan depósitos superficiales de origen antrópico asociados al desarrollo urbanístico reciente de la zona.

Los materiales limosos y arcillosos que se encuentran en el sustrato presentan una permeabilidad reducida, favoreciendo la generación de escorrentía superficial durante episodios de precipitación intensa. Esta circunstancia resulta relevante en el ámbito del parque, donde los procesos erosivos observados se encuentran estrechamente relacionados con la concentración y circulación de aguas superficiales.

Por otra parte, la presencia de materiales carbonatados y yesíferos en diversos sectores de la Fosa de Teruel ha dado lugar localmente a procesos de disolución y karstificación.

En conjunto, la geología de la zona condiciona tanto el comportamiento hidrológico del terreno como la estabilidad de los taludes existentes, aspectos que justifican la necesidad de adoptar medidas específicas de drenaje y contención para garantizar la estabilidad y funcionalidad del parque.

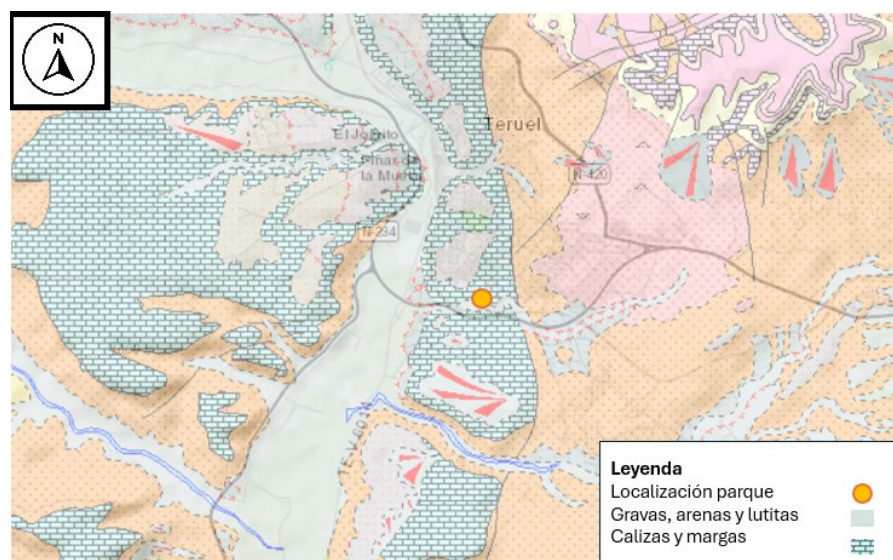


Figura 5. Mapa geológico continuo. Escala 1:50.000. Fuente: Instituto Geológico y Minero de España (IGME)

4.3. Geotecnia

A pesar de que en el propio parque no se ha realizado ninguna campaña geotécnica, el tutor ha facilitado un estudio geotécnico procedente de la empresa TURIVING S.A. ubicado en las viviendas unifamiliares que se encuentran colindantes al terreno del parque.

Esta campaña data de enero de 2019. Su ubicación se recoge en la Figura 6.



Figura 6. Ubicación de las campañas geotécnicas. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:4.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

4.3.1. Campaña geotécnica enero 2019

La empresa Geotecnia, Desarrollo y Servicios, S.A. realizó en enero de 2019 un estudio geotécnico de cuatro viviendas unifamiliares en una parcela adyacente a la calle Antonio Mingote, de la urbanización Polígono Sur en Teruel.

El objetivo de este estudio fue establecer un modelo geotécnico del terreno mediante la identificación y caracterización de los materiales que lo conforman. Los trabajos de campo se diseñaron considerando una construcción de tipo C-1 (corresponde a construcciones de escasa entidad y sencillez estructural, que presentan un bajo nivel de riesgo geotécnico) y un terreno de tipo T-1 (corresponde a terrenos favorables, es decir, aquellos que presentan características geotécnicas simples y previsibles.), de acuerdo con los criterios establecidos en el Documento Básico de Seguridad Estructural: Cimientos (DB SE-C) del Código Técnico de la Edificación (Ministerio de Vivienda, 2006), concretamente en la Tabla

3.4 del apartado 3.2.1. La localización de los trabajos se muestra en la Figura 7 y estos consistieron en la realización de los siguientes ensayos:

- 1 sondeo de 10 m de profundidad con recuperación de testigo continuo (S-1).
- Ensayos de penetración estándar SPT y toma de muestras inalteradas de forma simultánea a la perforación (S-1).
- 2 ensayos de penetración dinámica tipo DPSH hasta rechazo (PD-1 y PD-2).
- Ensayos de laboratorio para identificar las muestras obtenidas, con el objetivo de determinar las propiedades resistentes y deformacionales de los materiales.

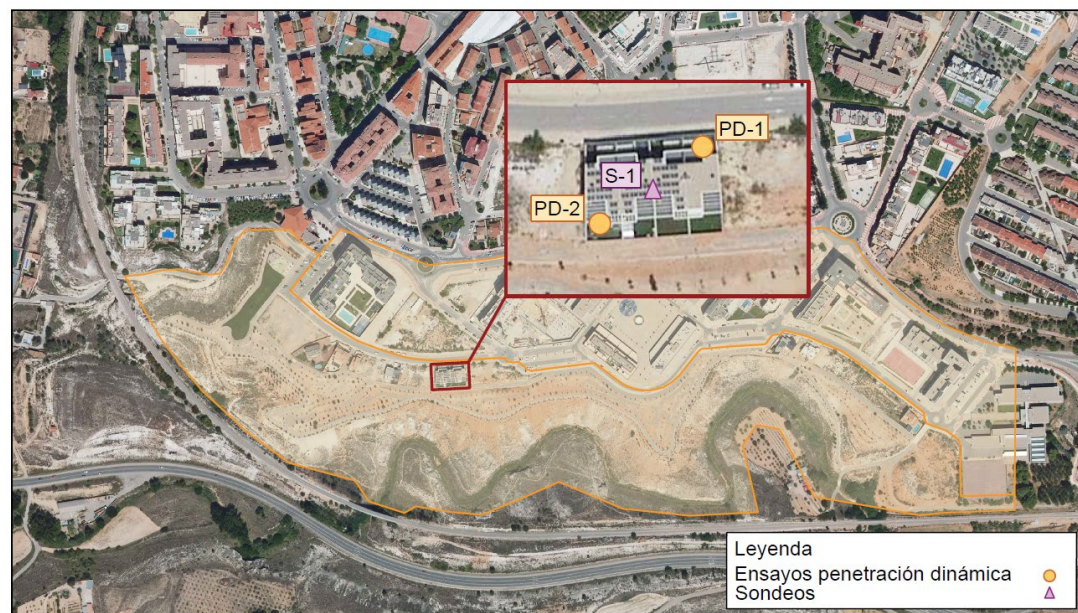


Figura 7. Mapa de situación de los ensayos geotécnicos realizados. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:4.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

4.3.1.1. Sondeo a rotación

Se dispone de un sondeo a rotación (ubicado en las coordenadas 660911.0, 4466284.3, 914.5), con recuperación de testigo continuo de 10 m de profundidad, así como la ejecución de pruebas de penetración estándar y toma de muestras inalteradas de forma simultánea a la perforación (Tabla 1). Cabe destacar que no se detectó nivel freático en la totalidad de la profundidad investigada en el sondeo.

Tabla 1. Muestras obtenidas en el sondeo. Fuente: Geodeser. S. A.

Sondeo	Profundidad	Tipo
S-1	1,00-1,40	SPT
S-1	3,00-3,60	Inalterada
S-1	3,60-4,20	SPT
S-1	5,00-5,60	Inalterada
S-1	5,60-6,20	SPT
S-1	7,00-7,60	SPT
S-1	9,00-9,60	SPT

4.3.1.2. Ensayo de penetración estándar (SPT)

El ensayo SPT permite determinar la resistencia a la penetración del terreno mediante el valor N-SPT. Este parámetro puede correlacionarse con distintas propiedades geomecánicas, especialmente en arenas, mientras que en materiales cohesivos o heterogéneos los resultados deben utilizarse con carácter orientativo. Los resultados obtenidos en este ensayo fueron:

Tabla 2. Resultados del ensayo de penetración estándar. Fuente: Geodeser. S. A.

Sondeo	Profundidad	Punta	Litología	N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N ₃₀	Clasificación
S-1	1,00-1,40	A	Gravas / Margas calcáreas	6	23	R	-	R	Muy densa / Dura
S-1	3,60-4,20	A	Limos	16	16	22	24	46	Densa
S-1	5,60-6,20	A	Limos	16	20	13	9	33	Densa
S-1	7,00-7,60	A	Limos	17	9	8	8	17	Semidensa
S-1	9,00-9,60	A	Limos	12	27	10	10	37	Densa

4.3.1.3. Ensayos de penetración tipo DPSH

La resistencia del terreno a la penetración dinámica se expresa por el número de golpes necesarios para clavar la varilla en una longitud de 20 cm, la cual se designará como N₂₀. En función de los resultados de penetración registrados, se puede estimar la resistencia dinámica del terreno, Q_d, mediante la fórmula holandesa de hincas:

$$Q_d = \frac{P_m^2 \cdot H}{(P_m + P_p) \cdot \frac{A \cdot 20}{N_{20}}}$$

Siendo:

- Q_d: resistencia dinámica unitaria (kg/cm²)
- P_m: peso de la maza (kg). En este caso es de 65 kg.
- H: altura de caída de la maza (cm). En este caso es de 50 cm.
- P_p: peso del conjunto puntaza y cabeza de golpeo (kg) y varillaje (kg/m). En este caso es de 15 kg la puntaza y de 8,84 kg/m el varillaje.
- A: sección de la puntaza (cm²). En este caso es de 16 cm².
- N₂₀: penetración por golpeo (cm).

La resistencia dinámica (Q_d) se relaciona con la resistencia estática unitaria (R_p) según un coeficiente de transformación (k) que depende de la naturaleza del terreno:

$$R_p = k \cdot Q_d$$

Dicho coeficiente k puede tomar diversos valores en función del tipo de terreno:

- $K=0,3$ para terrenos blandos;
- $K= 0,5-0,75$ para terrenos granulares medios;
- $K = 1$ para terrenos granulares densos.

Además, la carga admisible del terreno (Q_{adm}) puede estimarse con las siguientes fórmulas en función del tipo de terreno:

- Para terrenos con rozamiento:

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{10}$$

- Para terrenos cohesivos:

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{20}$$

Los ensayos se ubican en las siguientes coordenadas:

- PD-1: (660920.0, 4465856.0, 914.5). Profundidad de rechazo 3,40 m.
- PD-2: (660890.0, 4465831.0, 914.3). Profundidad de rechazo 11,20 m.

A continuación, se indica en la Tabla 3 la división del terreno según los golpes registrados, así como la resistencia dinámica en punta.

Tabla 3. Tramificación según golpeo. Fuente: Geodeser S.A.

Ensayo	Cota (m)		Potencia (m)	Golpeo			Resistencia dinámica en la punta (kg/cm ²)		
	Superior	Inferior		Mínimo	Máximo	Medio	Mínima	Máxima	Media
PD-1	0,00	1,20	1,20	9	14	11	95	154	121
	1,20	3,00	1,80	18	88	48	159	>400	>400
	3,00	3,40	0,40	80	Rechazo	90	>400	>400	>400
PD-2	0,00	2,60	2,60	4	27	13	44	284	128
	2,60	11,00	8,40	4	52	22	22	>400	143
	11,00	11,20	0,20	100	Rechazo	100	>400	>400	>400

4.3.1.4. Ensayos de laboratorio

Los resultados de los ensayos realizados sobre las muestras inalteradas son los siguientes:

Tabla 4. Resultados de ensayos de identificación y estado. Fuente: Geodeser S.A.

Punto investigación	Prof. (m)	% pasa (mm #)			w _L	w _p	I _p	w	γ (t/m ³)	γ _d (t/m ³)	γ _s (t/m ³)
		> 2	2 - 0.080	< 0.080							
S-1	3.00-3.60	9.0	13.8	77.2	30.7	17.9	12.8	17.9	1.88	1.46	-

Tabla 5. Ensayos de resistencia y deformabilidad. Fuente: Geodeser S.A.

Punto investigación	Prof. (m)	q _u (kg/cm ²)	Def (%)	c (kg/cm ²)	φ (°)	e ₀	e _r	HL (%)	PH (kg/cm ²)	I _c (%)
S-1	3.00-3.60	3.39	8.77	-	-	-	-	-	-	0.00

Tabla 6. Resultados de ensayos químicos (suelos). Fuente: Geodeser S.A.

Punto investigación	Prof. (m)	SO ₄ ²⁻ (mg/kg)	MO (%)	CaSO ₄ (%)	Acidez Baumann-Gully (mg/kg)	SS (%)
S-1	1.00-1.40	316.2	-	-	-	-
S-1	3.00-3.60	361.9	-	-	-	-

Tabla 7. Clasificación de suelos. Fuente: Geodeser S.A.

Punto investigación	Prof. (m)	SUCS	AASHTO	Índice de Grupo
S-1	3.00-3.60	CL	-	-

4.3.1.5. Interpretación geológica

Del estudio realizado por la empresa Geodeser S.A. se puede decir que el terreno queda dividido en dos niveles diferenciados.

Por un lado, se encuentra el nivel 1: rellenos antrópicos. Este nivel aparece en la totalidad de los puntos reconocidos. Se interpreta como un relleno de regularización de la parcela durante la urbanización de la zona. Está formado por cantos subangulares y restos de limos blancos, en una matriz limosa y arenosa marrón.

Por otro lado, se encuentra el nivel 2: sustrato terciario. Está formado por una alternancia de limos en tonos claros a marrones con un tramo de marga calcárea grisácea a techo (CL). Se encuentra en todos los puntos reconocidos bajo el espesor de rellenos antrópicos.

4.3.1.6. Interpretación geotécnica

Todos estos trabajos efectuados permitieron definir dos niveles estratigráficos en función de sus características litológicas y su comportamiento geotécnico.

- **Nivel 1: rellenos antrópicos**

Corresponde con un relleno de regularización de la parcela durante la urbanización de la zona.

Se encuentra formado por cantos subangulares y restos de limos blancos, en una matriz limosa y arenosa marrón. Presenta una compacidad floja. Se encuentra seco.

Cuenta con un espesor mínimo de 1,20 m en el entorno de PD-1 y un máximo de 2,60 m en el entorno de PD-2, resultando una potencia media de 1,70 m (Tabla 8).

Tabla 8. Distribución espacial Nivel 1. Fuente: Geodeser S.A.

Punto investigado	Cota aparición	Cota desaparición	Potencia mínima (m)
S-1	0.00	1.30	1.30
PD-1	0.00	1.20	1.20
PD-2	0.00	2.60	2.60

En el ensayo de penetración SPT realizado en este nivel se obtuvo rechazo al alcanzar el contacto con el sustrato terciario.

En los ensayos de penetración DPSH los valores de N_{20} oscilan entre 4 y 27 golpes, con un valor medio de 12 golpes, quedando así los valores de resistencia dinámica en punta entre 121 y 128 kg/cm². Gracias a este valor es posible realizar una valoración cualitativa de la compacidad y heterogeneidad de este material. Por tanto, según el estudio geotécnico de la empresa Geodeser S.A., este conjunto de valores permite asignar una compacidad semidensa a estos rellenos.

El contenido en sulfatos determinado en la muestra analizada fue de 316,2 mg/kg. De acuerdo con los criterios establecidos en el Código Estructural (Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, 2021), este valor no evidencia, por sí solo, una agresividad química significativa del terreno frente al hormigón.

Dado el carácter antrópico de este nivel, se considerará que no contribuye a la estabilidad de las estructuras a proyectar. Por ello, no se adjuntan propiedades resistentes ni tensodeformacionales de este nivel

- **Nivel 2: sustrato terciario**

Este nivel corresponde al sustrato terciario local que aparece en esta zona. Está formado por una alternancia de limos en tonos claros a marrones con un tramo de marga calcárea grisácea. Se encuentra en todos los puntos reconocidos bajo el espesor de rellenos antrópicos.

Las cotas de aparición de este nivel en cada uno de los puntos de investigación son las siguientes:

Tabla 9. Distribución espacial Nivel 2. Fuente: Geodeser. S.A.

Punto investigado	Cota aparición	Cota desaparición	Potencia mínima (m)
S-1	1.30	10.00	8.70
PD-1	1.20	3.40	2.20
PD-2	2.60	11.20	8.60

En los ensayos de penetración SPT, los valores de N_{30} oscilan entre 17 y 46 golpes, con un valor medio de 33. Por otro lado, los ensayos de penetración dinámica DPSH alcanzaron rechazo en ambos ensayos (a 3,40 m en PD-1 y a 11,20 m en PD-2). Así pues, los valores de N_{20} oscilan entre 4 golpes y el rechazo, con valores de resistencia dinámica en punta que oscilan entre 22 kg/cm² y 400 kg/cm². El estudio geotécnico elaborado por la empresa Geodeser S.A. permite asignar a estos materiales una compacidad semidensa a densa, siendo puntualmente muy densa en algunos tramos de hasta 1 m (en el entorno de PD-1).

Granulométricamente, presentan una fracción fina (< 0.080 mm), una fracción gruesa (> 2.00 mm) y una fracción intermedia, cuyos porcentajes pueden verse en la Figura 8. Teniendo en cuenta que se alcanza un mayor porcentaje de finos que el resto de los materiales, es posible afirmar que el comportamiento estará controlado por la plasticidad.

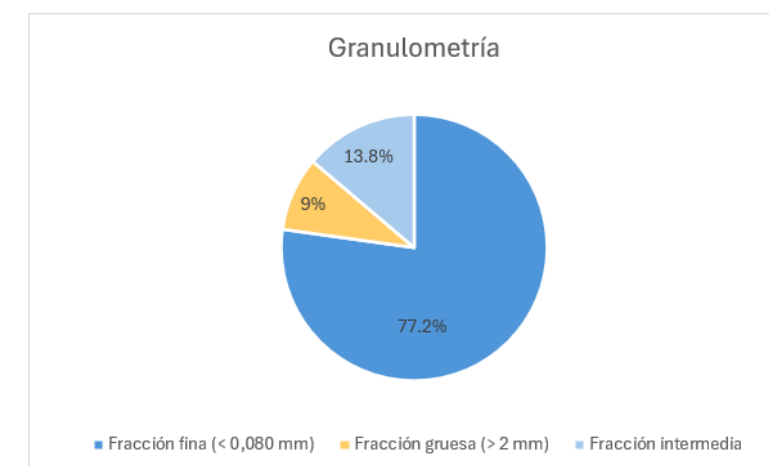


Figura 8. Granulometría correspondiente al Nivel 2. Fuente: propia.

El límite líquido (LL) indica el contenido de humedad a partir del cual el suelo pasa del estado plástico al estado líquido. Por su parte, el límite plástico (LP) corresponde al contenido de humedad a partir del cual el suelo pasa del estado semisólido al estado plástico. Finalmente, el índice de plasticidad (IP) representa el rango de humedad en el que el suelo presenta un comportamiento plástico y constituye un indicador de su sensibilidad frente a las variaciones de humedad.

Según el estudio geotécnico realizado, los resultados obtenidos fueron los siguientes:

- Límite líquido: 30,7%
- Límite plástico: 17,9%
- Índice de plasticidad: 12,8

Para la clasificación del material se emplea el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), basado en la carta de plasticidad de Casagrande (ASTM International, 2017). En primer lugar, se determina el grado de plasticidad del suelo. El límite entre los materiales de baja plasticidad y alta plasticidad se sitúa en un límite líquido de 50 %. Dado que el valor obtenido para la muestra es de 30,7 %, el material se clasifica dentro del grupo de baja plasticidad (L).

Posteriormente, se determina si el suelo corresponde a un limo o a una arcilla mediante la comparación del índice de plasticidad con la línea A de Casagrande, definida por la expresión:

$$.IP = 0,73 \cdot (LL - 20)$$

Sustituyendo los valores obtenidos en laboratorio:

$$.IP = 0,73 \cdot (30,7 - 20) = 7,81\%$$

El índice de plasticidad real de la muestra (IP = 12,8 %) es superior al valor definido por la línea A (IP = 7,81 %), por lo que el punto representativo del material se sitúa por encima de dicha línea. Según el criterio del SUCS, esta posición corresponde a una arcilla (C).

Es posible concluir que el material se clasifica como CL, correspondiente a una arcilla de baja plasticidad.

La humedad natural indica el estado del terreno en el momento del reconocimiento. Según el estudio geotécnico, se obtuvo un valor del 17,9%, que corresponde con una humedad moderada.

La densidad aparente obtenida en laboratorio ha sido de 1,88 g/cm³, con una densidad seca de 1,46 g/cm³.

Se realizó un ensayo de resistencia a la compresión simple, obteniendo un valor de 3,39 kg/cm² con una deformación resultante de 8,77%. En el ensayo de colapso realizado se obtuvo un índice de colapso nulo. Por último, su contenido en sulfatos solubles fue de 361,9 mg/kg. Al igual que en el nivel anterior y de acuerdo con los criterios establecidos en el Código Estructural (Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, 2021), este valor no evidencia, por sí solo, una agresividad química significativa del terreno frente al hormigón.

4.3.1.7. Conclusiones

Para los cálculos referentes al muro de contención desarrollados en el talud objeto de estudio, se van a emplear los parámetros geotécnicos que definen el nivel dos:

- Densidad aparente media: $\gamma = 1,9 \text{ g/cm}^3$.
- Ángulo de rozamiento interno medio: $\phi' = 30,5^\circ$.
- Cohesión sin drenaje media: $C_u = 1.7 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de deformación medio sin drenaje: $E_u = 680 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de deformación medio drenado: $E' = 220 \text{ kg/cm}^2$.
- Coeficiente de permeabilidad: $K = 1 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$.
- Coeficiente de Balasto: $K_{30} = 7.00 \text{ kg/cm}^3$.

Además, el estudio geotécnico realizado por la empresa Geodeser S.A. indica que el valor correspondiente a la carga admisible de este nivel es de 2 kg/cm².

4.3.2. Modelo geotécnico de la obra

Tras la descripción de la información geotécnica disponible, se procede a indicar qué parámetros van a ser empleados en los cálculos posteriores tanto para el diseño geométrico de la sección del muro, como para la comprobación del cumplimiento de los factores de seguridad:

- Densidad aparente media: $\gamma = 1,9 \text{ g/cm}^3$.
- Ángulo de rozamiento interno medio: $\phi' = 30,5^\circ$.
- Cohesión sin drenaje media: $C_u = 1.7 \text{ kg/cm}^2$.

Cabe destacar que al disponer únicamente del valor de la cohesión sin drenaje se va a considerar que la cohesión del material es de valor 0.

Además, en el APÉNDICE 4. A del Anejo 4: Diseño geotécnico de sistemas de contención, se dispone de un perfil geotécnico de elaboración propia a partir de los resultados obtenidos del estudio geotécnico.

No obstante, cabe mencionar que en caso de realizarse una actuación real en esta ubicación sería conveniente la elaboración de un estudio geotécnico de la zona del talud afectado.

5. Estudio hidrológico

El objetivo del estudio hidrológico es determinar el comportamiento de la escorrentía superficial presente en el entorno del parque “Polígono Sur”.

5.1. Descripción de la cuenca

5.1.1. Superficie

Como el parque se encuentra en un entorno urbano, es necesario definir de dónde procede la escorrentía que provoca daños en el entorno del parque. Gracias a un estudio proporcionado por el tutor del presente trabajo, se puede afirmar que la cuenca correspondiente al parque “Polígono Sur” es la que se muestra en la Figura 9. También es posible asegurar que el flujo de agua formado por la escorrentía originada aguas arriba de la cuenca es captado por la Avenida Europa, por lo que no afecta a la cuenca objeto de estudio.

Con todo esto es posible afirmar que la superficie de la cuenca considerada es de aproximadamente 14,5 ha (0,145 km²).



Figura 9. Delimitación del contorno de la cuenca del parque “Polígono Sur”, así como el esquema conceptual del movimiento de escorrentía superficial. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:4.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

5.1.2. Pendiente y longitud

Otros datos relevantes sobre la cuenca que es posible aportar son que la longitud aproximada del recorrido principal de escorrentía es de 800 m. La cota máxima del ámbito de estudio es de 916 m, mientras que la cota mínima es de 902 m. Toda esta información permite calcular la pendiente media de la cuenca, que es de 1,75%.

5.1.3. Uso del suelo

Para la caracterización de los usos del suelo se ha consultado el *Plan General de Ordenación Urbana de Teruel* (Ayuntamiento de Teruel, 2008). Tras un análisis de este se han podido identificar dos zonas que conforman la cuenca objeto de estudio (Figura 10):

- **Superficies urbanizadas**, asociadas a un mayor grado de impermeabilización y, por tanto, a una mayor generación de escorrentía.
- **Superficies naturales (matorral)**, con mayor capacidad de infiltración y menor coeficiente de escorrentía.

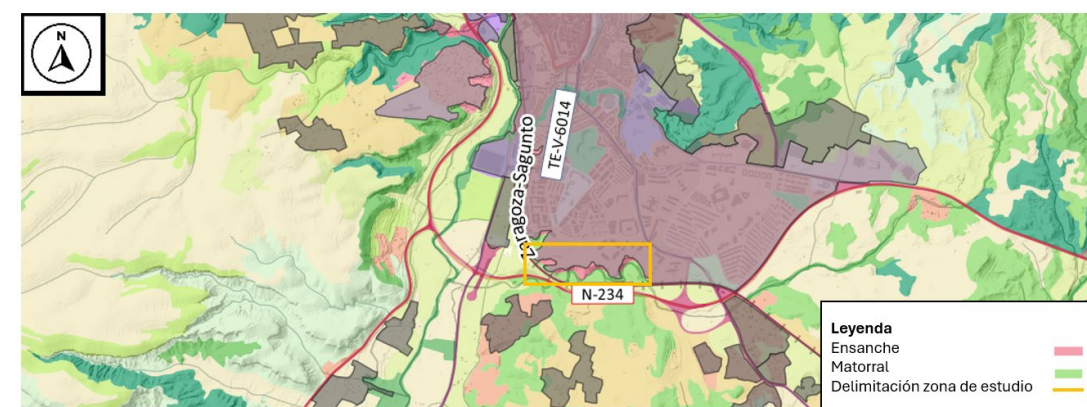


Figura 10. Mapa de usos del suelo de la ciudad de Teruel. Escala 1:65.000. Fuente: Plan General de Ordenación Urbana de la ciudad de Teruel (PGOU).

5.1.4. Tipo de suelo

Para la caracterización del tipo de suelo se ha utilizado el mapa de permeabilidad incluido en el *Plan General de Ordenación Urbana de Teruel* (Ayuntamiento de Teruel, 2008) (Figura 11).

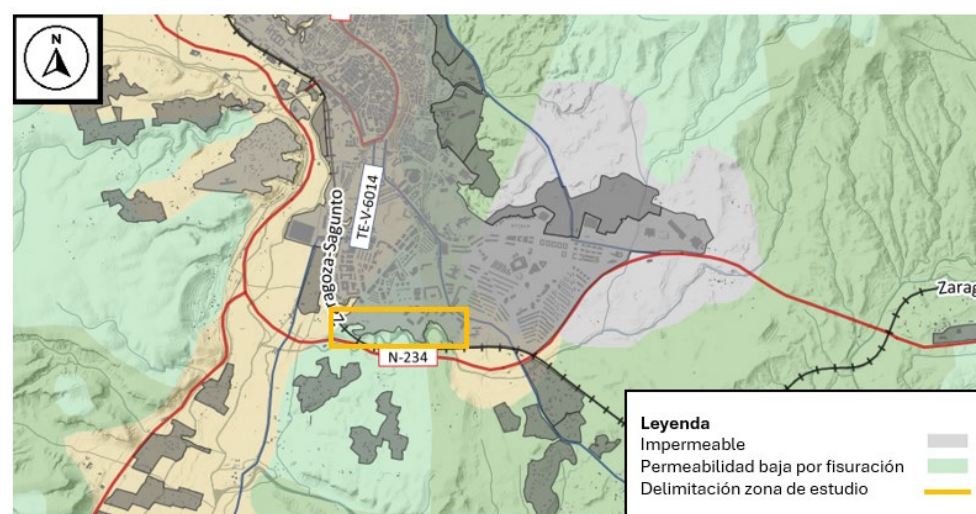


Figura 11. Mapa de permeabilidad de la ciudad de Teruel. Escala 1:65.000. Fuente: Plan General de Ordenación Urbana de la ciudad de Teruel (PGOU).

A partir de dicho mapa, se observa que los suelos de la zona de estudio presentan una permeabilidad baja, lo que implica una capacidad de infiltración reducida. Desde el punto de vista hidrológico, esta característica influye directamente en la generación de escorrentía superficial, de modo que los suelos de menor permeabilidad favorecen caudales de escorrentía mayores.

5.1.5. Clasificación de la cuenca

El criterio más directo que emplea la *Norma 5.2-IC: Drenaje superficial* (Dirección General de Carreteras, 2019) para clasificar una cuenca es su superficie, estableciendo que una cuenca con una superficie inferior a 50 km² se considera pequeña. Asimismo, para que los procedimientos de cálculo aplicables a una cuenca pequeña sean válidos, su tiempo de concentración debe estar comprendido entre 0,25 h y 24 h.

Para el caso de la cuenca objeto de estudio se tiene una superficie de 0,145 km² y un tiempo de concentración de 1,18 horas, por lo que puede ser clasificada como cuenca pequeña.

5.2. Metodología

Aunque las dimensiones de la cuenca permiten la aplicación de modelos hidrológicos agregados simplificados, se ha optado por emplear un modelo distribuido, con el fin de obtener un análisis más preciso de las salidas de escorrentía superficial que se producen en la zona de estudio. Cabe destacar que la diferencia con un modelo agregado reside en que este considera toda la cuenca en su conjunto y, por ello, aplica los mismos parámetros en toda su extensión, lo que deriva en análisis menos precisos.

Para crear este modelo se ha utilizado el programa Iber en su versión 3.4.1, herramienta de libre distribución ampliamente empleada en la simulación hidráulica de flujo en lámina libre, avenidas e inundaciones. Como datos de partida, el modelo requiere la definición de la topografía del terreno y de las precipitaciones asociadas al episodio de lluvia analizado. Los datos referentes a la precipitación se encuentran detallados en el Anejo 2: Estudio hidrológico e hidráulico.

El modelo se ha alimentado con datos de precipitación correspondientes al episodio ocurrido el 3 de junio de 2023, evento que provocó procesos erosivos significativos en el parque “Polígono Sur”. Con la información proporcionada por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) se ha podido consultar la curva Intensidad-Duración-Frecuencia (curva IDF) referente a la ciudad de Teruel. Con ella es posible afirmar que la precipitación elegida corresponde con un período de retorno de 100 años.

5.3. Resultados

Del Estudio hidrológico e hidráulico se han obtenido dos tipos de resultados. Por un lado, se han generado unos mapas de calados (m), velocidades (m/s) y caudales específicos (m²/s) que permiten entender el comportamiento del flujo de escorrentía superficial. El segundo resultado obtenido con el estudio es una serie de hidrogramas que ayudan a comprender la cantidad de agua que hubo en la zona durante el episodio de lluvia analizado.

5.3.1. Mapas

El primer mapa que se ha elaborado representa el calado (m), que es la altura de la lámina de agua sobre la superficie del terreno en un punto determinado. El segundo representa la velocidad del flujo (m/s), que indica la rapidez con la que el agua se desplaza sobre la superficie del terreno durante un episodio de lluvia. Por último, el tercer mapa recoge la información referente a caudales específicos (m²/s) e indica la cantidad de caudal que circula por unidad de ancho. Estos mapas pueden ser consultados en el Anejo 2: Estudio hidrológico e hidráulico.

En todos ellos es posible apreciar que la escorrentía superficial sigue recorridos preferentes condicionados por la topografía del terreno coincidiendo en gran medida con el camino existente para el tránsito de los usuarios del parque. Además, los tres mapas muestran una clara concentración de escorrentía en la zona correspondiente al talud objeto de estudio, donde se registran elevados valores de calado, velocidad y caudal específico. Estos resultados evidencian la necesidad de adoptar medidas correctoras orientadas al control y evacuación del flujo superficial.

Además del entorno del talud, se identifican otros dos sectores potencialmente conflictivos: la depresión situada en la zona sureste, donde se produce una importante acumulación de agua, y la salida localizada en la bajada de la zona noroeste, donde la escorrentía alcanza velocidades y caudales específicos elevados.

Teniendo en cuenta que la zona sureste se trata de una depresión de acumulación de agua, se han establecido como salidas, además de las que se producen a lo largo de los taludes que conforman el parque, las ubicadas en la zona noroeste y la del talud objeto de estudio (Figura 12).



Figura 12. Ubicación de las salidas de flujo de agua. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:4.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

5.3.2. Hidrogramas

Del análisis conjunto de los hidrogramas (Figura 13) se deduce que en la zona prevista para la construcción del muro se concentra un caudal total del orden de 1.180 l/s. Debe tenerse en cuenta que dicho caudal procede de una cuenca de reducida extensión, con una superficie aproximada de 0,145 km². En términos de caudal específico, esto supone aproximadamente 8,1 m³/s·km⁻², lo que evidencia una importante concentración de escorrentía en el punto analizado. La circulación de estos caudales a través de una zona verde urbana puede dar lugar a velocidades elevadas del flujo, procesos de erosión superficial y degradación progresiva de los taludes, especialmente durante episodios de lluvia intensa. Por ello, resulta necesaria la adopción de soluciones de drenaje que permitan controlar y conducir adecuadamente las aguas de escorrentía.

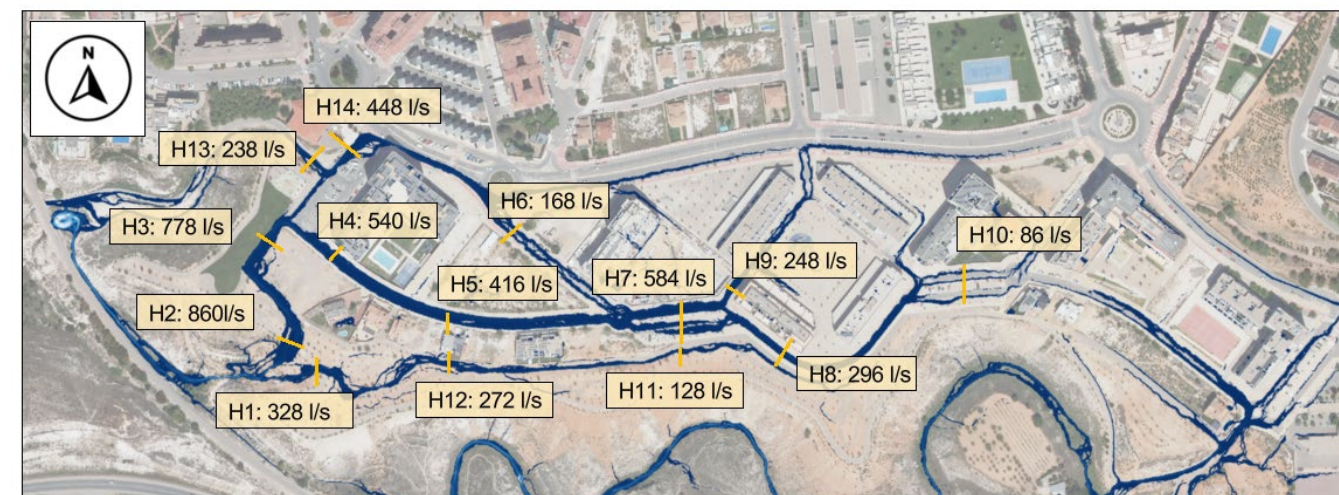


Figura 13. Valores de caudales pico en diferentes secciones del entorno del parque "Polígono Sur". Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:50 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

También se ha generado la Figura 14 que queda dividida en dos gráficos. La parte superior contiene un hietograma que describe la relación entre la precipitación (color rojo) y la escorrentía producida (color azul).

Por otro lado, en la parte inferior se muestra un hidrograma en el que se representan los caudales de las salidas noroeste (color morado) y la salida por el talud objeto de estudio (color azul). Además, también se representa el hidrograma total de escorrentía en la zona (color verde).

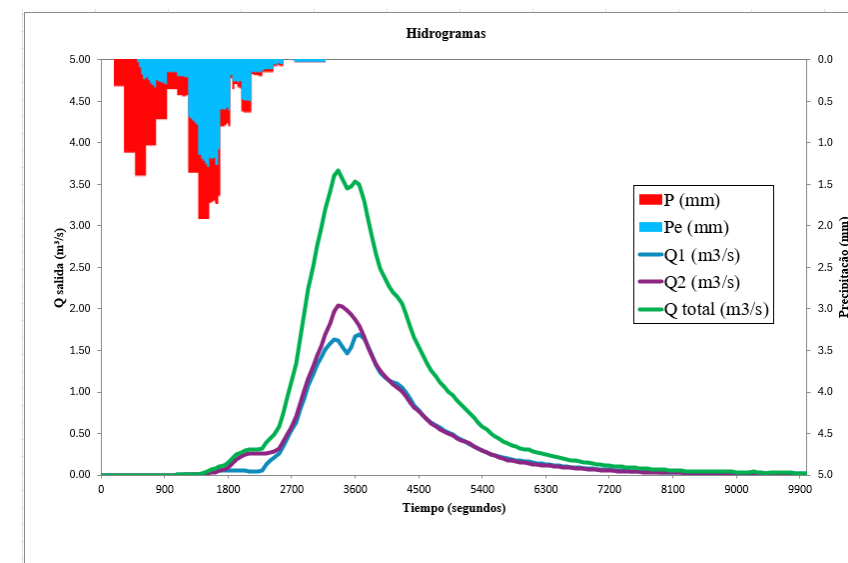


Figura 14. Hidrograma del parque "Polígono Sur". Fuente: propia.

5.4. Conclusión

El estudio hidrológico realizado ha permitido caracterizar el comportamiento de la escorrentía superficial en el entorno del parque “Polígono Sur” durante el episodio de lluvia del 3 de junio de 2023. Los resultados obtenidos muestran que la escorrentía generada en la cuenca tiende a concentrarse de forma progresiva hacia la zona oeste del parque, coincidiendo con el emplazamiento del talud objeto de estudio.

Los mapas de calado, velocidad y caudal específico han permitido identificar las principales trayectorias de circulación del flujo, así como las zonas de acumulación preferente. Entre ellas destaca el entorno del talud, donde se alcanzan los valores más elevados de las variables analizadas, lo que explica los procesos erosivos observados y el deterioro de los elementos existentes en el parque. Se ha comprobado que parte de las aguas circulantes aguas arriba son interceptadas por la Avenida de Europa, quedando fuera de la cuenca analizada, mientras que las aportaciones generadas en el entorno del parque son conducidas hacia los taludes y hacia la zona oeste, donde se concentran los mayores problemas de drenaje (Figura 15).

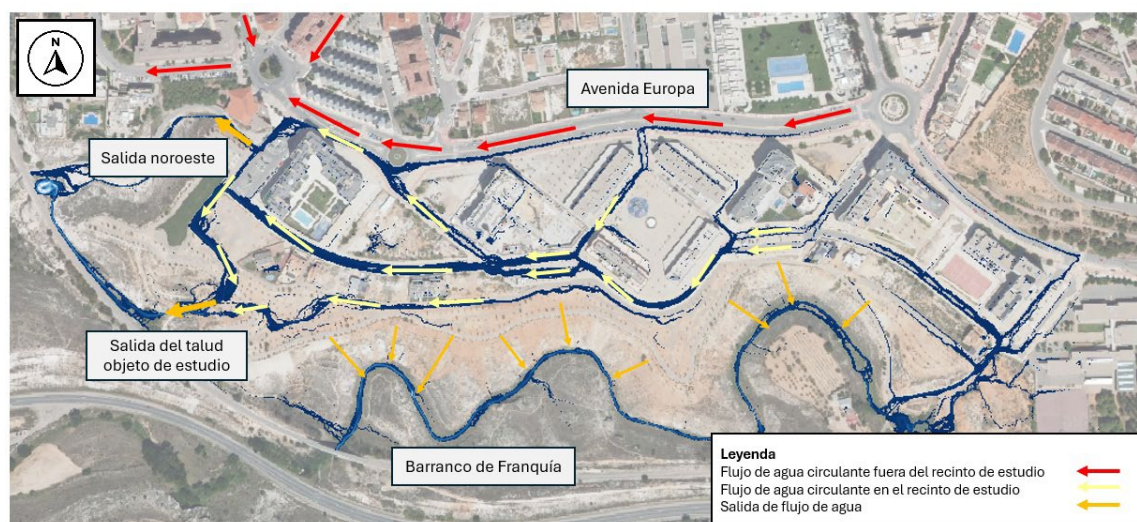


Figura 15. Dirección de los flujos del agua en el entorno del parque “Polígono Sur”. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:50 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

El análisis de los hidrogramas pone de manifiesto la existencia de caudales significativos en los puntos de desagüe del sistema, alcanzándose en la zona de estudio un valor máximo de 1180 l/s. Este resultado refleja la elevada concentración de escorrentía generada por la combinación de aportaciones procedentes de las zonas urbanizadas y del propio parque.

En conjunto, los resultados obtenidos evidencian la necesidad de intervenir sobre la gestión de la escorrentía superficial en el ámbito de estudio, con el objetivo de reducir la concentración de flujos hacia el talud y mitigar los efectos erosivos asociados a episodios de precipitación intensa.

6. Diseño teórico del sistema de drenaje

Tras los resultados obtenidos en el Estudio Hidrológico, se concluye que es necesario actuar sobre la escorrentía superficial que circula por el parque para reducir los daños potenciales asociados a episodios de precipitación intensa.

6.1. Objeto

En este apartado se planteará una propuesta conceptual del sistema de drenaje del parque, que puede servir como base para futuros proyectos constructivos. Se realiza con el fin de minimizar la cantidad de agua de escorrentía que circula por él y garantizar una evacuación controlada de las aguas pluviales. Quedan fuera del alcance de este apartado tanto el diseño hidráulico como el dimensionamiento detallado de los distintos elementos que componen el sistema de drenaje.

6.2. Consideraciones técnicas

6.2.1. Estudio Hidrológico

Para el desarrollo de la propuesta de drenaje debe recurrirse a la imagen de caudales circulantes obtenida en el Estudio Hidrológico.

Es posible apreciar cómo los elevados caudales obtenidos en los puntos H_2 , H_3 , H_4 y H_7 se deben a la acumulación progresiva de la escorrentía producida aguas arriba. Para minimizar la cantidad de escorrentía circulante, se propone realizar captaciones en tramos concretos del recinto, con el objetivo de evitar las grandes acumulaciones.

Se propone realizar estas captaciones mediante imbornales o sumideros, ubicados junto a las calles y caminos del parque. Posteriormente, el agua recogida se deriva mediante colectores o tuberías hasta el Barranco de Franquía.

6.2.2. Calidad de las aguas

Las primeras aguas de lluvia suelen arrastrar los contaminantes acumulados sobre las superficies urbanas. Como consecuencia, pueden contener arenas y polvo, materia orgánica, residuos sólidos, aceites y combustibles procedentes de vehículos, así como microplásticos y otros contaminantes.

Para minimizar el vertido de estos agentes contaminantes al barranco, se propone el empleo de sumideros de rejilla de fundición conectados a una arqueta decantadora. Estos elementos se basan en un dispositivo de recogida de aguas pluviales mediante rejilla superior, asociado a una arqueta que permite la sedimentación de sólidos y facilita el mantenimiento de la red de drenaje. Se selecciona esta solución porque los sumideros suelen captar mejor el agua cuando el flujo llega desde varias direcciones o cuando existen pendientes longitudinales importantes, mientras que los imbornales funcionan muy bien cuando el agua circula pegada al bordillo.

Se trata de una medida sencilla y de bajo coste que puede generar una mejora significativa en la calidad de las aguas vertidas al barranco. No obstante, para garantizar su correcto funcionamiento, será necesario realizar labores periódicas de mantenimiento y retirada de los sólidos acumulados.

6.2.3. Vertido de agua

Una vez incorporadas las medidas destinadas a mejorar la calidad de las aguas recogidas, debe realizarse un vertido controlado al barranco, evitando la erosión del terreno colindante. Por ello, se propone que el descenso de las aguas desde el parque hasta el barranco se realice mediante bajantes escalonadas revestidas.

Además, debe considerarse la transición entre la superficie revestida de las bajantes y el terreno natural del barranco. Para disipar la energía del flujo y minimizar los procesos erosivos se propone la ejecución de cuencos de escollera en las zonas de descarga.

6.3. Ubicación

Definir la ubicación de los elementos que forman el sistema de drenaje condiciona tanto su eficacia hidráulica como su viabilidad constructiva y económica. Por este motivo, la disposición de sumideros, conducciones y bajantes se ha realizado buscando maximizar la captación de escorrentía superficial mediante el menor número posible de elementos.

La localización de los sumideros se ha determinado a partir de la distribución de caudales obtenida en el Estudio hidrológico e hidráulico. Tal y como se ha indicado anteriormente, las mayores concentraciones de escorrentía se registran en los puntos H₂, H₃, H₄ y H₇. No obstante, los puntos H₂ y H₃ se sitúan en el interior del parque, donde la implantación de infraestructuras de captación resultaría más compleja y generaría una mayor afección sobre las zonas destinadas al uso público. Por el contrario, las áreas asociadas a los puntos H₄ y H₇, así como determinados puntos situados aguas arriba de estos, presentan condiciones más favorables para la instalación de sistemas de captación, al encontrarse próximos a caminos, viales y otras superficies urbanizadas.

El objetivo de esta actuación es identificar emplazamientos que permitan captar tanto las aguas procedentes del entorno del parque como las generadas en las áreas urbanizadas adyacentes. Con este fin, se proponen dos sistemas de captación.

El sistema de captación 1 se sitúa en las proximidades de los puntos H₅ y H₁₂. Aunque inicialmente podría considerarse la instalación de un sumidero en el punto H₄, esta alternativa únicamente permitiría interceptar las escorrentías procedentes de la zona urbanizada, dejando sin captar las aguas que circulan por el parque. En cambio, la solución propuesta permite recoger ambos aportes mediante la instalación de dos sumideros. El primero se localiza en la calle Antonio Mingote y está destinado a captar las escorrentías procedentes de la zona urbanizada, mientras que el segundo se ubica en el camino perimetral de la zona residencial para recoger las aguas procedentes del parque. Ambos sumideros quedarán conectados mediante una conducción común.

El sistema de captación 2 se emplaza en el entorno del punto H₈. Aunque este punto no concentra los mayores caudales de la cuenca, su elección responde a la conveniencia de interceptar parte de la escorrentía antes de que alcance el sistema situado aguas abajo, reduciendo así el caudal que deberá gestionar el sistema de captación 1.

Para definir el trazado de las conducciones resulta necesario considerar la información catastral recogida en el APÉNDICE 2. D del Anejo 2: Estudio hidrológico e hidráulico. Dicha información muestra que la zona residencial se encuentra ocupada mayoritariamente por parcelas privadas, existiendo únicamente una franja libre entre las parcelas 08604 y 09606. Esta circunstancia condiciona el diseño de la conducción asociada al sistema de captación 1.

Por este motivo, se propone situar el sumidero localizado en la calzada de la calle Antonio Mingote en una posición más occidental, mientras que el sumidero ubicado en el camino perimetral de la zona residencial se desplaza hacia el este. Esta disposición permite conectar ambos elementos mediante una conducción que discurre por la franja libre existente entre las parcelas privadas. Además, se plantea la instalación de una primera bajante en el talud situado frente a dichos sumideros, a la que se conducirá el caudal recogido por el sistema de captación.

En cuanto al sistema de captación 2, su diseño no se encuentra condicionado por la distribución parcelaria, al localizarse íntegramente en suelo de titularidad pública. Por ello, se propone su emplazamiento en la Plaza de la Cultura. Desde este punto partirá una conducción encargada de transportar el agua recogida hasta una segunda bajante situada en el talud opuesto.

En cuanto al sistema de captación 2, su diseño no se encuentra condicionado por la distribución parcelaria, al localizarse íntegramente en suelo de titularidad pública. Por ello, se propone su emplazamiento en la Plaza de la Cultura. Desde este punto partirá una conducción encargada de transportar el agua recogida hasta una segunda bajante situada en el talud opuesto.

La Figura 16 muestra un esquema general de la solución propuesta y de los elementos descritos en este apartado.



Figura 16. Ubicación de conducciones y bajantes en el terreno. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:4.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

6.4. Modelización

Con motivo de comprobar cómo influiría en el entorno la evacuación de agua con este sistema de drenaje, se decide repetir el modelo generado y descrito en el Estudio Hidrológico, pero incorporando puntos de captación que simulan el funcionamiento de los sumideros proyectados. Este nuevo modelo da como resultado la Figura 17. Cabe destacar que estos sumideros se han diseñado para que capten, cada uno, un caudal máximo de 500 l/s.

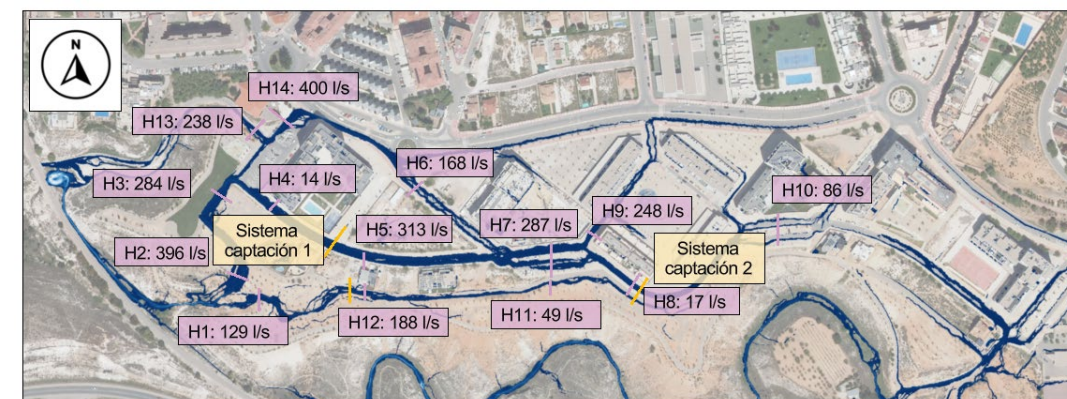


Figura 17. Generación de hidrogramas en un nuevo escenario en el que se incluyen sumideros. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:50 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Para comprobar si la reducción de caudales con respecto a la situación actual ha sido eficaz o no, se ha generado la Tabla 10. En ella se muestran, para cada punto, los caudales obtenidos en la situación actual, así como en la situación en la que se incorporan sistemas de captación. Además, se ha generado la fila “Mejora”, en la cual se ha calculado la mejora que supone una situación frente a la otra mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Mejora (\%)} = \frac{Q_{\text{actual}} - Q_{\text{proyecto}}}{Q_{\text{actual}}} \cdot 100$$

Siendo:

- Q_{actual} : caudal obtenido en el Estudio Hidrológico (l/s).
- Q_{proyecto} : caudal obtenido tras la aplicación de imbornales en la simulación (l/s).

Tabla 10. Tabla resumen de los caudales pico de cada hidrograma en la situación actual (parte superior de la tabla) y la situación con sumideros (parte inferior de la tabla). Fuente: propia.

Caudal (l/s)		H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	H ₅	H ₆	H ₇
		Situación actual	328	860	778	540	416	168
		Con imbornales	129	396	284	14	313	168
	Mejora (%)	60.67	53.95	63.50	97.41	24.76	0.00	50.86

Caudal (l/s)		H ₈	H ₉	H ₁₀	H ₁₁	H ₁₂	H ₁₃	H ₁₄
		Situación actual	296	248	86	128	272	238
		Con imbornales	17	248	86	49	188	238
	Mejora (%)	94.26	0.00	0.00	61.72	30.88	0.00	10.71

Es posible apreciar cómo, a excepción de los puntos que se encuentran fuera del flujo afectado por los imbornales (como son H₆, H₉, H₁₀, H₁₃ y H₁₄), el resto de los puntos experimentan un notable descenso de caudal en sus hidrogramas, especialmente H₄ y H₈, al situarse justo después de los mismos.

6.5. Conclusión

En resumen, el sistema de drenaje propuesto para el parque “Polígono Sur” se ha diseñado siguiendo una jerarquía funcional.

En primer lugar, parte de la escorrentía es interceptada mediante imbornales dispuestos estratégicamente en los caminos y zonas de mayor concentración de flujo. Estos elementos permiten la captación de la escorrentía superficial y su incorporación al sistema de drenaje subterráneo. Posteriormente, el agua recogida es conducida mediante una red de colectores, cuyo objetivo es transportar los caudales de forma segura y controlada evitando la generación de flujos superficiales erosivos dentro del parque. Finalmente, el sistema culmina en las bajantes escalonadas y elementos de disipación de energía, que permiten la descarga controlada de los caudales hacia el Barranco de Franquía.

7. Diseño geotécnico de sistemas de contención

7.1. Estudio de alternativas

En este apartado se exponen tres alternativas de muros de contención que pretenden dar solución al problema de inestabilidad del talud ubicado en la zona noroeste del parque “Polígono Sur”. Las alternativas seleccionadas corresponden a las tipologías de contención más empleadas para alturas similares a la existente en el talud objeto de estudio, permitiendo comparar soluciones rígidas, flexibles y de gravedad.

7.1.1. Descripción de las alternativas

7.1.1.1. Alternativa 1: muro de hormigón

Esta alternativa consiste en el diseño de un muro de hormigón armado. Se trata de una estructura rígida ejecutada “in situ”, formada por una zapata de cimentación y un alzado vertical de hormigón armado que resiste los empujes del terreno mediante la combinación de su propio peso y el trabajo estructural del hormigón y las armaduras.

A continuación, se muestra la sección de este muro con las medidas obtenidas a partir de los ejemplos que brinda el programa de cálculo CYPE (Figura 18).

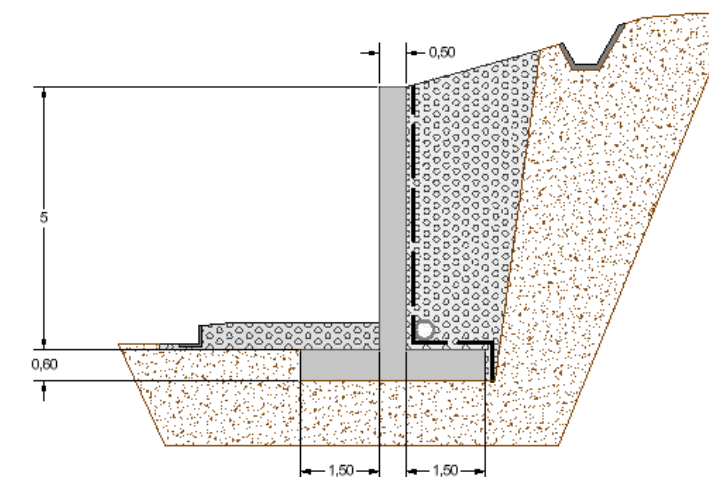


Figura 18. Sección alternativa 1: muro de hormigón. Dimensiones. Fuente: propia

7.1.1.2. Alternativa 2: muro de escollera

La siguiente alternativa consiste en el diseño de un muro de escollera. Se trata de un muro de gravedad, formado por bloques de roca de procedencia natural, de formas más o menos prismáticas y pesos significativos, que se disponen de forma organizada.

De nuevo, en la Figura 19 se muestra la sección del muro descrito junto con unas dimensiones. Esta sección ha sido creada tomando como referencia la sección propuesta por *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* (Ministerio de Fomento, 2009) (Figura 19).

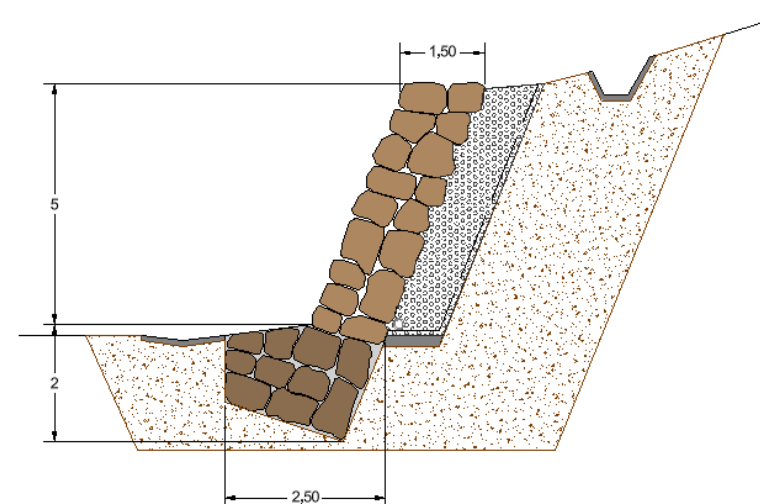


Figura 19. Sección alternativa 2: muro de escollera. Dimensiones. Fuente: propia

7.1.1.3. Alternativa 3: muro de gaviones

Esta alternativa se basa en el empleo de un muro de gaviones, formado por varias jaulas metálicas unidas entre sí y rellenas con piedras de pequeñas dimensiones.

Al igual que en el resto de las alternativas, se adjunta en la Figura 20 la sección tipo de este muro acompañada de las dimensiones obtenidas gracias a las recomendaciones geométricas proporcionadas por la empresa Macaferri.

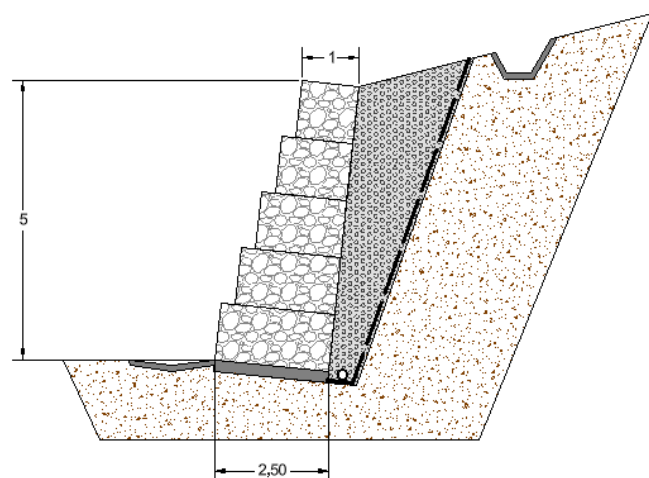


Figura 20. Sección alternativa 3: muro de gaviones. Dimensiones. Fuente: propia

7.1.2. Análisis económico

Tomando como referencia la *Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo* (Dirección General de Carreteras, 2023), se desarrolló un análisis económico simplificado de las secciones descritas anteriormente con el objetivo de obtener una estimación más precisa de sus costes e incorporarla posteriormente al análisis multicriterio. Para cada alternativa, se multiplicó la medición de cada unidad de obra por los precios de referencia recogidos en dicha Orden Circular, obteniéndose así un coste estimado por metro lineal de muro, considerando para todos ellos una altura de contención igual a 5 m (Tabla 11, Tabla 12 y Tabla 13).

Tabla 11. Precio de la alternativa 1: muro de hormigón. Fuente: propia.

	Precio unitario		Medida	Precio	
Hormigón de limpieza	66.48	€	0.4	m ³	26.59 €/m
Hormigón	104.31	€	4.9	m ³	511.12 €/m
Acero	1.81	€	215.2	kg	389.51 €/m
Relleno	6.7	€	12.77	m ²	85.56 €/m
PRECIO TOTAL					1012.78 €/m

Tabla 12. Precio de la alternativa 2: muro de escollera. Fuente: propia.

	Precio unitario		Medida	Precio	
Escollera	68.11	€	6.73	m ²	458.38 €/m
Escollera hormigonada	78.11	€	4.23	m ²	330.41 €/m
Relleno	6.7	€	4.5	m ²	30.15 €/m
Hormigón de limpieza	66.48	€	0.2	m ²	13.30 €/m
PRECIO TOTAL					832.23 €/m

Tabla 13. Precio de la alternativa 3: muro de gaviones. Fuente: propia.

	Precio unitario		Medida	Precio	
Gaviones	76.31	€	7.5	m ²	572.33 €/m
Relleno	6.7	€	6.6	m ²	44.22 €/m
Hormigón de limpieza	66.48	€	0.4	m ²	26.59 €/m
PRECIO TOTAL					643.14 €/m

7.1.3. Análisis multicriterio

Para seleccionar la alternativa más apropiada en esta situación, se ha empleado el método AHP (Analytic Hierarchy Process), un método multicriterio desarrollado por Thomas L. Saaty (Saaty, 1980), que sirve para tomar decisiones complejas comparando criterios y alternativas por pares. Se elige este método debido a la necesidad de integrar criterios económicos, constructivos, ambientales y funcionales de naturaleza tanto cuantitativa como cualitativa. Este método se basa en tres pasos.

- Paso 1. Propósito del problema.
En este caso el problema sería la elección de un muro de contención.
- Paso 2. Definición de los criterios.
Los criterios elegidos para este caso son:

- C1: Coste de ejecución.
- En el desarrollo del proyecto resulta fundamental tener en cuenta el coste asociado a la construcción de cada alternativa. Aunque este criterio no debe ser el único determinante, sí constituye un factor clave en la toma de decisiones.
- C2: Construcción.
Se evalúa la viabilidad de ejecución de cada solución, considerando tanto la complejidad de los procesos constructivos como los medios necesarios. Se priorizarán aquellas alternativas que permitan una ejecución sencilla y segura.
- C3: Integración ambiental y paisajística.
Dado que la actuación se sitúa en un parque urbano, la adecuación estética y la integración con el entorno adquieren especial relevancia, con el objetivo de minimizar el impacto visual y favorecer la aceptación por parte de los usuarios.
- C4: Durabilidad y mantenimiento.
Se valora la capacidad de la solución para mantener sus prestaciones a lo largo del tiempo, así como las necesidades de conservación. Al tratarse de un elemento expuesto a la intemperie y visible para los usuarios, resulta fundamental garantizar tanto su buen comportamiento como su adecuada apariencia.
- Paso 3. Descripción de las alternativas.
 - A1: muro de hormigón.
 - A2: muro de escollera.
 - A3: muro de gaviones.

La ponderación de los criterios se ha realizado considerando la naturaleza permanente de la actuación, otorgando una mayor importancia a los aspectos relacionados con la durabilidad y el mantenimiento de la infraestructura frente a criterios exclusivamente económicos. Como resultado de este método, se obtiene, por un lado, un vector que aporta el peso de cada criterio (Tabla 14), así como una matriz para cada criterio que puntúa, por comparación, cada una de las alternativas respecto a dicho criterio (Tabla 15, Tabla 16, Tabla 17 y Tabla 18).

C1	Coste de ejecución	0.21
C2	Construcción	0.08
C3	Integración ambiental y paisajística	0.15
C4	Durabilidad y mantenimiento	0.56

Tabla 14. Vector de pesos por criterios. Fuente: propia.

Coste de ejecución

Es un criterio importante ya que valora la viabilidad económica de cada alternativa. No obstante, no debería tener un peso superior a la durabilidad.

Tabla 15. Vector de pesos con respecto al coste de ejecución. Fuente: propia.

A1	Muro hormigón	0.11
A2	Muro escollera	0.31
A3	Muro gaviones	0.58

Construcción

Debe tener cierto grado de importancia ya que valora la facilidad de ejecución, así como la disponibilidad de medios y la rapidez, pero no debe tener un peso por encima de la durabilidad ni del coste de ejecución.

Tabla 16. Vector de pesos con respecto a la construcción. Fuente: propia.

A1	Muro hormigón	0.12
A2	Muro escollera	0.65
A3	Muro gaviones	0.23

Integración ambiental y paisajística

Este criterio cobra cada vez una mayor importancia ya que tiene en cuenta aspectos como la aceptación social y la integridad territorial. Es por eso por lo que se le debe tener en cuenta en el proceso de elección de alternativas

Tabla 17. Vector de pesos con respecto a la integración ambiental y paisajística. Fuente: propia.

A1	Muro hormigón	0.08
A2	Muro escollera	0.59
A3	Muro gaviones	0.33

Durabilidad y mantenimiento

Suele ser el criterio dominante ya que afecta al ciclo de vida de la estructura, teniendo en cuenta la seguridad y funcionalidad de la misma. Además, influye en costes futuros, no valorando sólo el momento de construcción.

Tabla 18. Vector de pesos con respecto a la durabilidad y el mantenimiento. Fuente: propia.

A1	Muro hormigón	0.58
A2	Muro escollera	0.31
A3	Muro gaviones	0.11

Todos estos vectores se han empleado para asignar a cada alternativa la puntuación final que le corresponde:

Muro de hormigón

$$(0,21 \cdot 0,11) + (0,08 \cdot 0,12) + (0,15 \cdot 0,08) + (0,56 \cdot 0,58) = 0,37$$

Muro de escollera

$$(0,21 \cdot 0,31) + (0,08 \cdot 0,65) + (0,15 \cdot 0,59) + (0,56 \cdot 0,31) = 0,38$$

Muro de gaviones

$$(0,21 \cdot 0,58) + (0,08 \cdot 0,23) + (0,15 \cdot 0,33) + (0,56 \cdot 0,11) = 0,25$$

La alternativa de escollera obtiene la mayor puntuación global (0,38), superando ligeramente a la alternativa de hormigón (0,37). Aunque ambas presentan un comportamiento similar, el muro de escollera ofrece una mejor integración paisajística, por lo que se considera la solución más adecuada para el caso de estudio.

7.2. Cálculo de la solución adoptada

También se considera necesaria una actuación sobre el talud mediante el diseño de un muro de contención que garantice la seguridad de los usuarios del parque. Teniendo en cuenta que del Estudio de Soluciones se ha extraído que la solución óptima es el muro de escollera, se procede al dimensionamiento y comprobación de estabilidad del muro seleccionado.

Para el cálculo de la sección del muro de escollera se han seguido los criterios establecidos en la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera (2006)*.

7.2.1. Perfil terreno zona talud

Antes de proceder al dimensionamiento del muro de contención, es necesario analizar la geometría del terreno sobre el que se implantará la estructura. Para ello se ha realizado un perfil longitudinal del talud, cuya ubicación se muestra en la Figura 21 y cuyo resultado se representa en la Figura 22.



Figura 21. Ubicación del perfil del terreno en la zona del talud objeto de estudio. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:1.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).



Figura 22. Perfil del terreno de la zona del talud objeto de estudio. Fuente: elaboración propia a partir de los datos extraídos del programa QGIS.

Esta comprobación verifica que las fuerzas horizontales actuantes sobre el muro (principalmente el empuje de tierras) no sean suficientes para provocar su desplazamiento horizontal. La estabilidad se garantiza cuando las fuerzas resistentes, debidas normalmente al rozamiento entre la cimentación y el terreno, superan las fuerzas desestabilizadoras.

Vuelco

Evalúa la capacidad del muro para resistir la rotación alrededor de su borde exterior de cimentación debido a los empujes del terreno. Se considera que el muro es estable cuando los momentos estabilizadores generados por su peso propio son superiores a los momentos de vuelco producidos por las acciones actuantes.

Hundimiento

Analiza la capacidad portante del terreno de cimentación frente a las cargas transmitidas por el muro. Su finalidad es garantizar que las tensiones aplicadas no superan la resistencia del terreno, evitando así fallos por rotura o deformaciones excesivas del mismo.

A continuación, se muestran en la Tabla 19 los valores obtenidos para los factores de seguridad descritos, así como el valor mínimo que deben alcanzar según la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*.

Características geométricas y de los materiales:

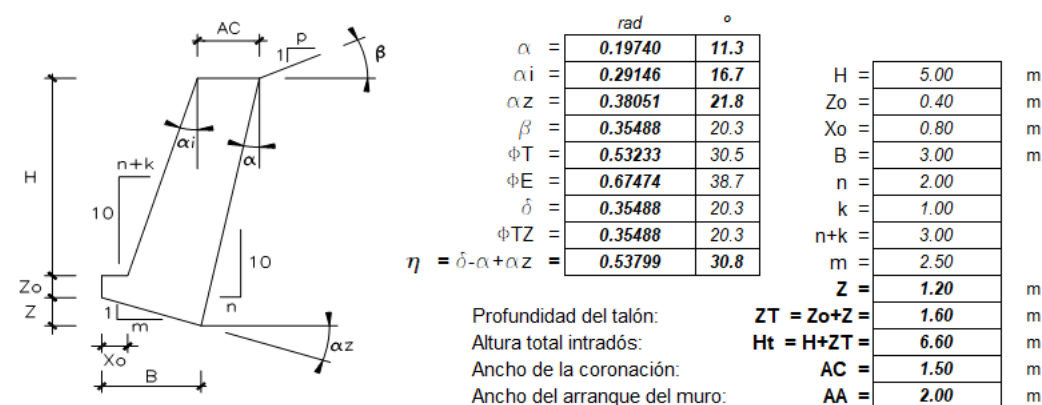


Figura 23. Características geométricas del muro. Fuente: propia.

Tabla 19. Factores de seguridad tras el dimensionamiento de la sección del muro de escollera. Fuente: propia.

	Factores de seguridad	Factores de seguridad según Guía
Deslizamiento	1.98	1.5
Vuelco	5.15	2
Hundimiento	5.32	3

Tensiones

Verifica que las presiones transmitidas por la cimentación al terreno se distribuyen adecuadamente y permanecen dentro de los límites admisibles. Además, permite comprobar que no aparecen tracciones en la base de apoyo, ya que el terreno únicamente puede resistir esfuerzos de compresión.

En la Tabla 20 se muestran los valores correspondientes a las tensiones calculadas en las zonas de la puntera y del talón del muro. Es posible apreciar cómo ambos valores quedan por encima de 0, lo

Para comprobar la estabilidad de la sección del muro se han realizado las siguientes comprobaciones.

Deslizamiento

que indica que la base del muro queda completamente pegada al terreno y, por ello, no se producen despegues.

Tabla 20. Valores de tensiones tras el dimensionamiento de la sección del muro de escollera. Fuente: propia.

Tensiones		Valor cálculo (kg/cm ²)	Valor admisible (kg/cm ²)
	Puntera	1.88	2
	Talón	1.39	2

Estabilidad

La estabilidad global evalúa el comportamiento conjunto del muro y del terreno circundante frente a posibles superficies profundas de deslizamiento. Esta comprobación permite verificar que no se produce una rotura general del talud o del conjunto muro-terreno, independientemente de que el propio muro sea estable frente a deslizamiento o vuelco. La estabilidad local analiza la posibilidad de que se produzcan roturas que afecten únicamente al muro o a una zona próxima a éste, mediante superficies de deslizamiento superficiales o de pequeña profundidad. Su objetivo es garantizar la integridad de la estructura y de los materiales que la componen frente a mecanismos de fallo localizados.

Para realizar esta comprobación se ha empleado el programa SLIDE 2, perteneciente a la casa Rocscience. Este programa parte de una serie de datos que debe proporcionar el usuario que le sirven para calcular los coeficientes de seguridad de las estabilidades del muro.

Previo a la comprobación de la estabilidad del muro, es necesario comprobar con qué estabilidad cuenta el talud natural, en su situación actual sin contención. Para ello se ha generado un primer modelo en el que el único material incluido es el terreno natural. Teniendo en cuenta que el método de cálculo empleado es el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, los parámetros introducidos al programa son:

- Densidad 19 kN/m³.
- Cohesión $c' = 0 \text{ kPa}$
- Ángulo rozamiento $\phi' = 30,5^\circ$

Los resultados de este análisis aportan que el factor de seguridad más desfavorable alcanza un valor de 0,99, quedando muy por debajo del valor exigido por la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera (2006)*, que es de 1,5. El resultado gráfico de este análisis se encuentra en el ANEXO I del Anejo 4: Diseño geotécnico de sistemas de contención.

Para la comprobación de la estabilidad del muro se consideran tres escenarios de cálculo. El primero se destina al análisis de la estabilidad global, mientras que los dos restantes permiten evaluar la

estabilidad local del muro. Aunque se trata de escenarios diferentes, la geometría de la sección analizada es idéntica en todos los casos. Asimismo, se incorpora una sobrecarga uniforme de 10 kPa aplicada sobre el terreno natural situado en la coronación del terraplén. Dicha sobrecarga tiene por objeto simular las acciones derivadas de la posible presencia de maquinaria durante la ejecución de las obras.

Estabilidad global

Para esta comprobación se emplean tres materiales diferentes:

- Terreno natural. El terreno natural se modeliza mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, adoptándose una densidad de 19 kN/m³. Los parámetros empleados son:
 - Cohesión $c' = 0 \text{ kPa}$
 - Ángulo rozamiento $\phi' = 30,5^\circ$
- Relleno drenante. El relleno drenante se modeliza igualmente mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Se adopta una densidad de 21 kN/m³ y los valores de los parámetros en este caso son:
 - Cohesión $c' = 0 \text{ kPa}$
 - Ángulo rozamiento $\phi' = 35^\circ$
- Escollera cálculo global. Debido a que el valor de la densidad no es un dato conocido, se asigna un valor orientativo de 17 kN/m³. La escollera se modeliza como un material de resistencia infinita, impidiendo que las superficies potenciales de rotura atraviesen el cuerpo del muro.

Estabilidad local

En esta comprobación los materiales correspondientes a Terreno natural y Relleno drenante son los mismos que los descritos en el apartado anterior. La diferencia reside en el material empleado para la escollera:

- Escollera cálculo local: Cuenta con la misma densidad que el apartado anterior (17 kN/m³), sin embargo, el método de cálculo de las tensiones difiere ya que aquí se emplea el método de Hoek-Brown generalizado.

Adicionalmente, para la comprobación de la estabilidad local se consideran dos escenarios de búsqueda de superficies potenciales de rotura. La diferencia entre ambos radica en la ubicación de la región de *Focus Search* empleada por el programa. En el escenario S1 dicha región se sitúa en la base del muro, favoreciendo la identificación de mecanismos de rotura próximos a la cimentación. Por el contrario, en el escenario S2 la región de búsqueda se localiza en la zona

central del muro, permitiendo la identificación de mecanismos de inestabilidad que afectan a una mayor porción de la estructura (Figura 24).

Los métodos de equilibrio límite empleados para calcular el factor de seguridad frente a la estabilidad tanto global como local están basados en el método de las rebanas, en concreto, en el método de Bishop simplificado y el método de Jambu simplificado. Ambos dividen la masa potencialmente inestable en rebanadas verticales, pero se diferencian en cómo consideran las fuerzas entre dichas rebanadas. El método de Bishop modificado considera las fuerzas normales entre rebanadas y desprecia las tangenciales, proporcionando resultados especialmente fiables para superficies de rotura circulares. Por el contrario, la formulación del método de Jambu modificado permite analizar superficies de rotura más generales y suele proporcionar factores de seguridad ligeramente inferiores a los obtenidos mediante el método de Bishop. Los resultados se muestran en la Tabla 21

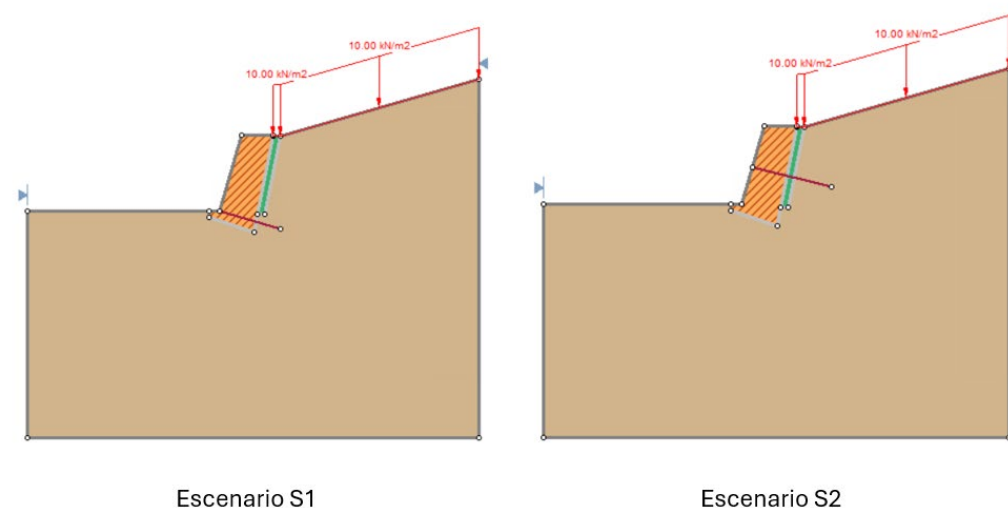


Figura 24. Comparación de escenarios respecto a la ubicación de la zona de búsqueda de superficies potenciales de rotura.
Fuente: elaboración propia a partir de SLIDE 2.

Tabla 21. Tabla de coeficientes de seguridad frente a la estabilidad. Fuente: propia.

		Bishop simplificado	Jambu simplificado
Estabilidad global	Con carga	1.6	1.3
Estabilidad local S1	Con carga	22.1	16.5
Estabilidad local S2	Con carga	28.6	22.6

Por tanto, es posible concluir que el diseño del muro de escollera presentado cumple con todos los coeficientes de seguridad.

7.2.4. Modelización del muro

Una vez definida la sección tipo del muro y verificadas las comprobaciones de estabilidad y seguridad correspondientes, se procede a su modelización mediante el software ISTRAM. El objetivo de esta fase es obtener una representación geométrica detallada de la actuación, así como cuantificar los volúmenes de materiales necesarios para su ejecución.

Para ello, se define inicialmente un eje de referencia con una longitud de 60 m. Aunque la longitud proyectada del muro es de 55 m, se adopta una longitud ligeramente superior con el fin de disponer de un margen suficiente para ajustar su posición definitiva en posibles fases posteriores de diseño.

A continuación, se incorpora al modelo la sección tipo de muro descrita en los apartados anteriores, permitiendo su implantación sobre el terreno existente. A partir de esta información, ISTRAM genera automáticamente los perfiles transversales a lo largo del trazado, mostrando la interacción entre la estructura proyectada y la topografía actual.

Asimismo, el programa permite realizar la cubicación de los distintos materiales que componen el muro y estimar los volúmenes de excavación y relleno necesarios para la adecuación del terreno, proporcionando información de gran utilidad para la valoración económica de la actuación.

Los perfiles transversales obtenidos se incluyen en el DOCUMENTO N.º 2: PLANOS, concretamente en el Plano 5: Perfiles transversales del muro.

8. Valoración económica

Se ha elaborado una valoración económica a partir de los precios obtenidos en la *Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo* (Dirección General de Carreteras, 2023). Esta valoración se encuentra en el DOCUMENTO N.º 3: VALORACIÓN ECONÓMICA. El resumen de este es:

Proyecto: Estudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y reparación del deslizamiento d...

Capítulo	Importe
1 TRABAJOS PREVIOS	470,25
2 MOVIMIENTO DE TIERRAS	3.055,30
3 MURO ESCOLLERA	86.332,87
4 RESTAURACIÓN AMBIENTAL	1.278,53
Presupuesto de Ejecución Material (PEM)	91.136,95
6% de gastos generales	5.468,22
13% de beneficio industrial	11.847,80
Valor Estimado del Contrato (VEC)	108.452,97
21% en concepto de IVA IVA	22.775,12
Presupuesto Base de Licitación (PBL)	131.228,09

Asciende el Presupuesto Base de Licitación (PBL) a la expresada cantidad de CIENTO TREINTA Y UN MIL DOSCIENTOS VEINTIOCHO EUROS CON NUEVE CÉNTIMOS.

Figura 25. Resumen del presupuesto. Fuente: elaboración propia a través del módulo Gestión del programa CYPE.

9. Conclusiones

Tras el análisis tanto de los estudios previos como de los desarrollados a lo largo del presente proyecto, se concluye que es necesario realizar una actuación en el parque "Polígono Sur" capaz de evitar los daños ocasionados por los episodios de lluvia.

Las soluciones propuestas consisten en el diseño teórico de un sistema de drenaje basado en la captación de aguas mediante sumideros. Esta agua se transporta mediante conducciones y, posteriormente, mediante bajantes escalonadas hasta desembocar en el Barranco de Franquía. La segunda solución se desarrolla en el talud afectado tras el episodio de lluvias del 3 de junio de 2023. Para su contención se desarrolla un estudio de alternativas que da como conclusión que la solución óptima es el muro de escollera.

Beatriz Aranda Gallardo

ARANDA GALLARDO
BEATRIZ - 18465241J

Firmado digitalmente por ARANDA
GALLARDO BEATRIZ - 18465241J
Fecha: 2026.06.15 20:45:14 +02'00'

A 12 de junio de 2026

10. Bibliografía

Memoria

- Instituto Geográfico Nacional. (s. f.). *Instituto Geográfico Nacional*.
<https://www.ign.es/web/ign/portal>
- Instituto Geológico y Minero de España. (1982). *Mapa geológico de España E. 1:50.000. Hoja n.º 590 (La Puebla de Valverde)*. Memoria. Ministerio de Industria y Energía.
<https://igme.maps.arcgis.com/apps/mapviewer/index.html?webmap=92d3a8e400b44daf911907d3d7c8c7e9>
- Ministerio de Vivienda. (2006). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-C: Cimientos*. Gobierno de España.
- Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. (2021).** *Código estructural*. Real Decreto 470/2021, de 29 de junio. Boletín Oficial del Estado, núm. 190, de 10 de agosto de 2021.
<https://www.boe.es/eli/es/rd/2021/06/29/470>

Estudio hidrológico

- Ayuntamiento de Teruel. (2008). *Plan General de Ordenación Urbana de Teruel*. Ayuntamiento de Teruel.
<https://pgouteruel.es/>
- Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible. (2016). *Norma 5.2-IC: Drenaje superficial. Instrucción de Carreteras*. Gobierno de España.
https://cdn.transportes.gob.es/portal-web-transportes/carreteras/normativa_tecnica/07_drenaje/52ic_fom2982016_err_fom1852017_res180326_consolidado.pdf
- Témez, J. R. (1978). *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales*. Ministerio de Obras Públicas.
https://www.transportes.gob.es/recursos_mfom/0610400.pdf

Estudio soluciones

- Dirección General de Carreteras. (2023). *Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo*. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana.
- Saaty, T. L. (2008). *Decision making with the analytic hierarchy process*. International Journal of Services Sciences, 1(1), 83–98.

- Maccaferri. (2023). *Manual de diseño de estructuras de contención*. Maccaferri.
https://www.maccaferri.com/es/?utm_source=chatgpt.com

Cálculos

- Ministerio de Fomento. (2006). *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*. Centro de Publicaciones.
https://www.transportes.gob.es/recursos_mfom/0710100.pdf
- Ministerio de Fomento. (2002). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Centro de Publicaciones.
https://www.transportes.gob.es/recursos_mfom/0710401.pdf

ANEJOS

ANEJO N.º 1: REPORTAJE FOTOGRÁFICO

Índice

ANEJO N.º 1: REPORTAJE FOTOGRÁFICO28

1. Objeto.....30

2. Fotografías30

1 Reportaje fotográfico

1. Objeto

En el siguiente anejo se muestra una serie de imágenes que ayudan a comprender la magnitud del problema a resolver. En la (Figura 1.1) se refleja un mapa con la ubicación de los puntos en los que ha sido tomada cada una de las fotos.



Figura 1.1. Ubicación de las imágenes en el entorno del parque "Polígono Sur". Fuente: propia.



Imagen 2. Imagen de la erosión provocada en forma de cárcavas por las aguas de escorrentía. Imagen tomada desde el talud objeto de estudio en dirección oeste. Fuente: propia.

2. Fotografías



Imagen 1. Apreciación de las cárcavas originadas por las aguas de escorrentía a su paso por el parque "Polígono Sur". Imagen tomada desde el talud objeto de estudio en dirección norte. Fuente: propia.



Imagen 3. Vista general del talud a estabilizar. Imagen tomada desde la zona sur del parque con orientación oeste. Fuente: propia.



Imagen 4. Erosión provocada por las aguas de escorrentía en la cabeza del talud a estabilizar. Imagen tomada desde el talud objeto de estudio en dirección noroeste. Fuente: propia.



Imagen 6. Apreciación del estado del talud a estabilizar. Imagen tomada desde la zona sur del parque con orientación oeste. Fuente: propia.



Imagen 5. Imagen tomada desde la cabeza del talud para apreciar la vista del talud que se desea estabilizar. Imagen tomada desde el talud objeto de estudio en dirección sur. Fuente: propia.



Imagen 7. Vista del tubo perteneciente al sistema de drenaje que se ubica en la cabeza del talud. Imagen tomada desde la zona sur del parque con orientación oeste. Fuente: propia.



Imagen 8. Detalle del descubrimiento del final del tubo perteneciente al sistema de drenaje que se ubica en el talud a estabilizar. Imagen tomada desde la zona sur del parque con orientación sur. Fuente: propia.



Imagen 9. Detalle de los residuos arrastrados por las aguas de escorrentía en el talud a estabilizar. Imagen tomada desde el talud con orientación sur. Fuente: propia



Imagen 10. Detalle de las erosiones producidas junto a los caminos peatonales en el parque "Polígono Sur". Imagen tomada desde el camino perimetral a los taludes del parque con orientación norte. Fuente: propia.



Imagen 11. Detalle de los daños existentes en los caminos del parque "Polígono Sur". Imagen tomada desde el camino perimetral a los taludes del parque con orientación norte. Fuente: propia.



Imagen 12. Vista del entorno del parque "Polígono Sur" en la que se puede apreciar una depresión originada por el agua en la zona central de la imagen. Imagen tomada desde el camino perimetral a los taludes del parque con orientación norte. Fuente: propia.

ANEJO N.º 2: ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Índice

ANEJO N.º 2: ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.....	34
1. Objeto.....	36
2. Descripción de la cuenca.....	36
2.1. Superficie.....	36
2.2. Uso del suelo.....	36
3. Metodología.....	37
3.1. Datos iniciales.....	38
3.2. Desarrollo modelo.....	39
4. Resultados.....	39
4.1. Calados.....	39
4.2. Velocidades.....	39
4.3. Caudal específico.....	40
4.4. Observaciones.....	40
5. Hidrogramas.....	40
6. Conclusiones.....	41
APÉNDICES.....	42
APÉNDICE 2. A: MAPA DE CALADOS.....	43
APÉNDICE 2. B: MAPA DE VELOCIDADES.....	45
APÉNDICE 2. C: MAPA DE CAUDALES ESPECÍFICOS.....	47
APÉNDICE 2. D: CATASTRO.....	49

2 Estudio hidrológico e hidráulico

1. Objeto

El objetivo del presente anejo es desarrollar un estudio hidrológico e hidráulico que permita determinar el comportamiento de la escorrentía generada en el entorno del parque “Polígono Sur” para que sirva de base en el dimensionamiento de los sistemas de drenaje proyectados.

2. Descripción de la cuenca

2.1. Superficie

La superficie de la cuenca considerada es de aproximadamente 14,5 ha (0,145 km²). Este valor ha sido obtenido a partir de un estudio previo y facilitado por el tutor del presente trabajo.

En la Figura 2.1 se representa el ámbito de la cuenca (en color naranja). El recinto de la cuenca queda delimitado por dos contornos diferenciados: el suelo más impermeable, compuesto por edificaciones y pavimento (contorno de la parte superior), y el suelo más permeable, que constituye el terreno ocupado por el parque (contorno de la parte inferior). También es posible observar en la Figura 2.1 el sentido de circulación de las aguas de escorrentía (flechas amarillas). Tras un estudio previo proporcionado por el tutor, se determina que las aguas de escorrentía que circulan por la zona superior al contorno son interceptadas por la Avenida de Europa, por lo que no contribuyen al área de estudio.



Figura 2.1. Delimitación del contorno de la cuenca del parque “Polígono Sur”, así como el esquema conceptual del movimiento de escorrentía superficial. Fuente: TURIVING S.A.

La cota máxima del ámbito de estudio es de 916 m, mientras que la cota mínima es de 902 m, lo que supone un desnivel total de 14 m. Considerando una longitud aproximada del recorrido principal de escorrentía de 800 m, la pendiente media de la cuenca se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Pendiente = \frac{Altura}{Longitud} \times 100 = \frac{916 - 902}{800} \times 100 = 1,75\%$$

Por tanto, la pendiente media de la cuenca es del 1,75 %.

2.2. Uso del suelo

Para la caracterización de los usos del suelo se ha consultado el *Plan General de Ordenación Urbana de Teruel* (Ayuntamiento de Teruel, 2008). A partir del análisis del mapa de usos del suelo (Figura 2.2), se identifican dos tipologías principales dentro de la cuenca: zonas de ensanche urbano y áreas de matorral. Desde el punto de vista hidrológico, estas categorías pueden agruparse en:

- **Superficies urbanizadas**, asociadas a un mayor grado de impermeabilización y, por tanto, a una mayor generación de escorrentía.
- **Superficies naturales (matorral)**, con mayor capacidad de infiltración y menor coeficiente de escorrentía.

Esta diferencia se tendrá en cuenta para asignar parámetros hidrológicos como el coeficiente de escorrentía.

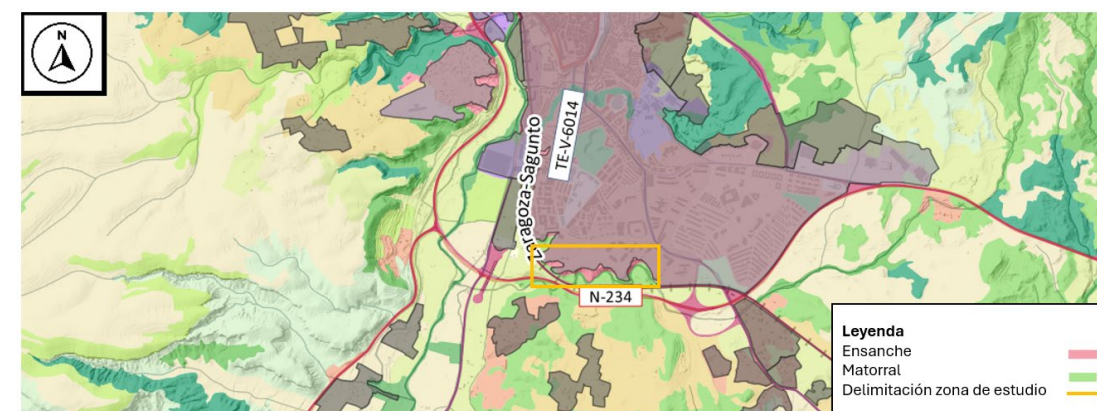


Figura 2.2. Mapa de usos del suelo de la ciudad de Teruel. Escala 1:65.000. Fuente: Plan General de Ordenación Urbana de la ciudad de Teruel.

Para la caracterización del tipo de suelo se ha utilizado el mapa de permeabilidad incluido en el *Plan General de Ordenación Urbana de Teruel* (Ayuntamiento de Teruel, 2008) (Figura 2.3).

A partir de dicho mapa, se observa que los suelos de la zona de estudio presentan una permeabilidad baja, lo que implica una capacidad de infiltración reducida. Desde el punto de vista hidrológico, esta característica influye directamente en la generación de escorrentía superficial, de modo que los suelos de menor permeabilidad favorecen caudales de escorrentía mayores.

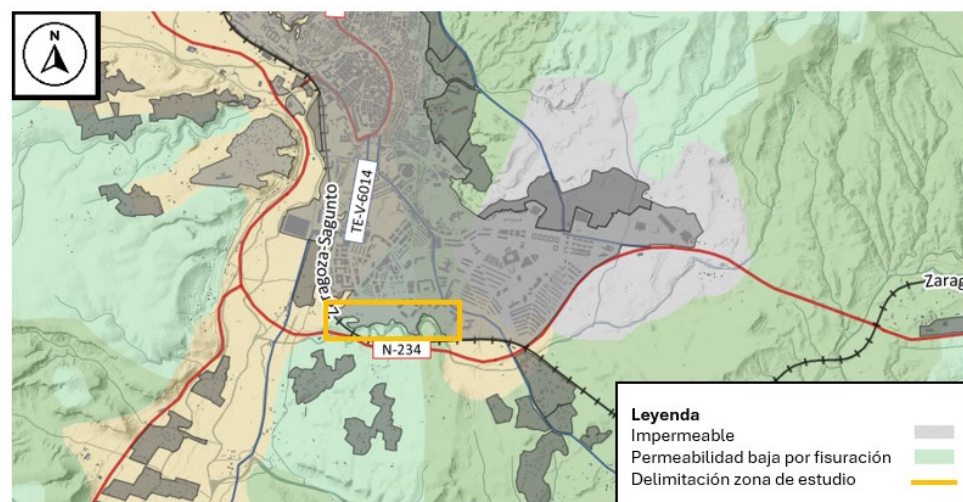


Figura 2.3. Mapa de permeabilidad de la ciudad de Teruel. Escala 1:65.000. Fuente: Plan General de Ordenación Urbana de la ciudad de Teruel.

Según *Norma 5.2-IC: Drenaje superficial* (Dirección General de Carreteras, 2019), una cuenca se considera pequeña cuando su superficie es inferior a 50 km². Además, su tiempo de concentración debe quedar comprendido entre 0,25 horas y 24 horas, inclusive.

2.2.1. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo necesario para que una gota de agua recorra la cuenca desde el punto más alejado hasta la sección de desagüe.

Para la determinación del caudal de cálculo se ha utilizado la fórmula de Témez, recogida en la *Norma 5.2-IC Drenaje Superficial* (Ministerio de Fomento, 2016).

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

Siendo:

- t_c : tiempo de concentración (h)
- L : longitud del recorrido del flujo (km)
- J : pendiente media del terreno (m/m)

La longitud del recorrido principal de flujo se ha estimado en 800 m (0,8 km), mientras que la pendiente media calculada anteriormente es de 0,0175 m/m.

Sustituyendo estos valores en la expresión anterior, se obtiene:

$$t_c = 0,3 \left(\frac{0,8}{0,0175^{1/4}} \right)^{0,76} = 1,18 \text{ h} = 70,68 \text{ min.}$$

Por tanto, el tiempo de concentración de la cuenca es de 1,18 h.

Dado que la superficie de la cuenca es inferior a 50 km² y que el tiempo de concentración obtenido se encuentra dentro del intervalo comprendido entre 0,25 h y 24 h, puede considerarse que la cuenca objeto de estudio corresponde a una cuenca pequeña, de acuerdo con los criterios establecidos en la Norma 5.2-IC.

3. Metodología

Aunque las dimensiones de la cuenca permiten la aplicación de modelos hidrológicos agregados simplificados, se ha optado por emplear un modelo distribuido, con el fin de obtener un análisis más preciso de las salidas de escorrentía superficial que se producen en la zona de estudio.

El modelo distribuido se basa en la discretización espacial de la cuenca mediante una malla de cálculo, formada por celdas. Cada celda constituye una unidad independiente de análisis. Este enfoque permite considerar la variabilidad espacial de parámetros hidrológicos como la topografía, la rugosidad o la precipitación, proporcionando una simulación más precisa de los procesos de escorrentía superficial. Cabe destacar que la diferencia con un modelo agregado reside en que este considera toda la cuenca en su conjunto y, por ello, aplica los mismos parámetros en toda su extensión, lo que deriva en análisis menos precisos.

Para la realización del estudio hidrológico e hidráulico se ha empleado el software Iber en su versión 3.4.1, un modelo numérico bidimensional basado en la resolución de las ecuaciones de aguas someras (Saint-Venant 2D) mediante el método de volúmenes finitos. Esta herramienta permite simular de forma distribuida los procesos de generación de escorrentía, propagación del flujo superficial y acumulación de agua sobre el terreno, teniendo en cuenta los parámetros hidrológicos.

La utilización de Iber resulta especialmente adecuada para el análisis de parques urbanos y espacios abiertos, donde el flujo de escorrentía no se concentra exclusivamente en cauces definidos, sino que se distribuye sobre superficies con geometrías complejas, variaciones de pendiente y elementos que condicionan el recorrido del agua.

A partir de las simulaciones realizadas se obtienen variables hidráulicas de interés, tales como los caudales de escorrentía generados, los calados máximos, las velocidades del flujo y las trayectorias preferentes de circulación del agua. Estos resultados permiten identificar posibles zonas de acumulación, evaluar la capacidad de drenaje de la actuación proyectada y dimensionar adecuadamente las infraestructuras de evacuación de aguas pluviales, contribuyendo a garantizar el correcto funcionamiento hidráulico del parque y a minimizar el riesgo de inundaciones locales.

Como datos de partida, el modelo requiere la definición de la topografía del terreno y de las precipitaciones asociadas al episodio de lluvia analizado. Ambos conjuntos de datos han sido facilitados por el tutor del presente trabajo.

3.1. Datos iniciales

3.1.1. Topografía

Se dispone de una superficie de contorno facilitada por el tutor, en la que se delimita el área de la cuenca objeto de estudio. Esta superficie incluye tanto la zona correspondiente al parque como parte del entorno urbanizado colindante. El contorno de la cuenca estudiada se encuentra representado en la Figura 2.1.

3.1.2. Precipitaciones

El modelo se ha alimentado con datos de precipitación correspondientes al episodio ocurrido el 3 de junio de 2023 (Tabla 2.1), evento que provocó procesos erosivos significativos en el parque "Polígono Sur". Estos datos han sido proporcionados por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH).

También se han consultado las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), de las que dispone el SAIH, que permiten relacionar los episodios de lluvia con su correspondiente período de retorno. Para el pluviómetro de Teruel, que es el más próximo a la zona objeto de estudio, se obtiene la curva IDF representada en la Figura 2.4.

También es posible obtener la tabla de datos de precipitaciones asociadas a cada período de retorno (Tabla 2.2). En esta tabla se indica para cada intervalo de tiempo (medido en horas) la precipitación correspondiente a cada período de retorno.

Tabla 2.1. Precipitaciones del 3 de junio de 2023 recogidas por el pluviómetro de Teruel. Fuente: elaboración propia a partir de los datos del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH)

Fecha	Hora	Precipitación (mm) cada 5 minutos
03/06/2023	19:00:00	0
03/06/2023	19:05:00	0
03/06/2023	19:10:00	1.6
03/06/2023	19:15:00	5.6
03/06/2023	19:20:00	7
03/06/2023	19:25:00	5.2
03/06/2023	19:30:00	3.6
03/06/2023	19:35:00	1.8
03/06/2023	19:40:00	2.2
03/06/2023	19:45:00	6.8
03/06/2023	19:50:00	9.6
03/06/2023	19:55:00	8.6
03/06/2023	20:00:00	4
03/06/2023	20:05:00	1.8
03/06/2023	20:10:00	3.2
03/06/2023	20:15:00	1
03/06/2023	20:20:00	0.8
03/06/2023	20:25:00	0.4
03/06/2023	20:30:00	0
03/06/2023	20:35:00	0.2
03/06/2023	20:40:00	0.2
03/06/2023	20:45:00	0.2
03/06/2023	20:50:00	0
03/06/2023	20:55:00	0
03/06/2023	21:00:00	0

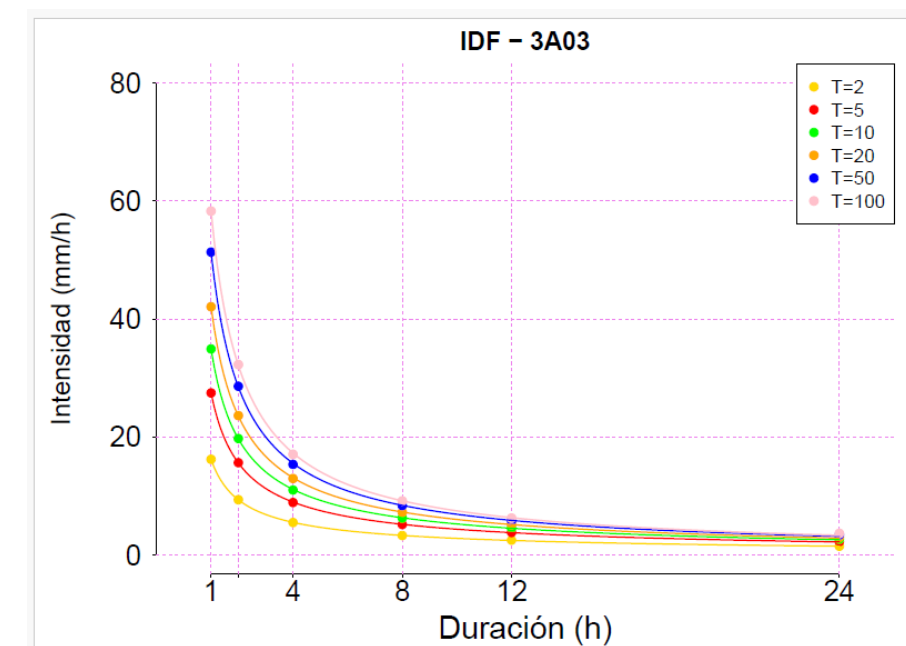


Figura 2.4. Curva IDF correspondiente al pluviómetro ubicado en la ciudad de Teruel. Fuente: elaboración propia a partir de los datos del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH)

Tabla 2.2. Tabla con los valores de precipitación asociados a un período de retorno del pluviómetro ubicado en la ciudad de Teruel. Fuente: propia.

T	Dur_1h	Dur_2h	Dur_4h	Dur_8h	Dur_12h	Dur_24h
2	16.20	18.67	22.06	26.38	29.37	35.40
5	27.46	31.15	35.81	41.45	45.22	52.56
10	34.92	39.29	44.42	50.32	54.16	61.45
20	42.07	47.02	52.32	58.09	61.72	68.42
50	51.34	56.90	62.08	67.18	70.20	75.55
100	58.29	64.20	69.05	73.33	75.71	79.70

Tomando los 60 minutos más intensos del episodio recogido en la Tabla 2.1, se obtiene una precipitación acumulada de 60,4 mm en una hora. De acuerdo con los valores recogidos en la Tabla 2.2, dicha precipitación corresponde a un período de retorno de 100 años. También es posible realizar la suma de toda la precipitación, cuya duración fue de 2 horas, y que tiene un valor de 63,8 mm, lo que de nuevo coincide con un periodo de retorno aproximado de 100 años. Por tanto, puede considerarse que el episodio de lluvia analizado presenta un período de retorno del orden de 100 años.

De acuerdo con los criterios recogidos en la *Norma 5.2-IC: Drenaje superficial* (Dirección General de Carreteras, 2019), para el dimensionamiento de sistemas de drenaje transversal en infraestructuras viarias se suelen emplear períodos de retorno iguales o superiores a 100 años.

Dado que la actuación se desarrolla en una zona verde de uso público y presenta influencia directa sobre la estabilidad de un talud y que no se dispone de una normativa propia de aplicación en este tipo de actuaciones, se considera adecuado adoptar un período de retorno elevado que garantice unas condiciones adecuadas de seguridad y funcionalidad hidráulica. Es por ello que el presente estudio hidrológico se va a desarrollar con un período de retorno de 100 años.

3.2. Desarrollo modelo

El primer paso consiste en incorporar al modelo la topografía de la zona de estudio y definir el contorno que delimita el ámbito de simulación. Una vez establecido dicho contorno, se genera una malla de cálculo que discretiza la superficie en elementos de tamaño uniforme. El parámetro que define la resolución espacial del modelo es el tamaño de celda, es decir, la dimensión de los elementos que componen la malla.

Con el fin de determinar el tamaño de celda más adecuado, se ha realizado un análisis de sensibilidad mediante la comparación de diferentes resoluciones espaciales. Como resultado, se ha adoptado un tamaño de celda de 0,50 m, que proporciona un nivel de detalle suficiente para representar adecuadamente los procesos de escorrentía superficial, manteniendo al mismo tiempo

unos tiempos de cálculo razonables. El empleo de tamaños de celda inferiores incrementa significativamente el coste computacional sin aportar mejoras relevantes en la precisión de los resultados obtenidos.

A continuación, se definen las condiciones hidrológicas e hidráulicas del modelo. Entre ellas se incluyen el episodio de precipitación analizado (Tabla 2.1), así como los parámetros que caracterizan la respuesta de la cuenca, tales como el umbral de escorrentía ($P_0 = 9$ mm) y el coeficiente de rugosidad de Manning ($n = 0,02$), representativo de superficies con escasa cobertura vegetal y zonas urbanizadas.

Una vez definidas las condiciones de contorno y los parámetros de cálculo, se ejecuta la simulación hidráulica. Como resultado, el modelo proporciona distintas variables de interés, entre las que destacan los calados (m), las velocidades del flujo (m/s), los caudales específicos (m^2/s) y los caudales circulantes (m^3/s). El análisis conjunto de estas variables permite evaluar el comportamiento hidrológico de la cuenca y caracterizar la dinámica de la escorrentía durante el episodio de lluvia considerado.

4. Resultados

4.1. Calados

El calado (m) representa la altura de la lámina de agua sobre la superficie del terreno en un punto determinado.

En el Mapa de calados se muestran los calados obtenidos para el episodio de precipitación analizado. Estos resultados indican que el calado predominante en la zona de estudio presenta un valor comprendido entre 0,01 m y 1,3 m. Los mayores valores de calado se localizan en una pequeña zona de acumulación situada al sureste de la zona de estudio, así como en una de las zonas de evacuación ubicadas en el sector noroeste.

4.2. Velocidades

La velocidad del flujo (m/s) representa la rapidez con la que el agua se desplaza sobre la superficie del terreno durante un episodio de lluvia.

En el Mapa de velocidades se observa que el valor predominante en la zona de estudio queda comprendido entre 0,50 m/s y 1,70 m/s. No obstante, en las zonas de evacuación de aguas (zona noroeste y la zona del talud objeto de estudio), se alcanzan velocidades superiores a las obtenidas en el resto del entorno, con valores de 4 m/s y 5 m/s.

Otro detalle importante para apreciar en este mapa es que en los taludes que forman el Barranco de Franquía es posible apreciar los caminos preferentes del agua, que son generados por la escorrentía superficial.

4.3. Caudal específico

En los modelos distribuidos, en concreto Iber, es posible obtener la variable caudal específico (m^2/s), la cual indica la cantidad de caudal que circula por unidad de ancho.

Del Mapa de caudales específicos se puede extraer que el caudal específico tiene un valor aproximado de $0,01 \text{ m}^2/\text{s}$ en la zona de estudio. Aunque es posible apreciar valores diferentes en la zona del talud objeto de estudio, los mayores valores se dan en la zona de evacuación noroeste, donde se pueden apreciar colores blanquecinos que corresponden a caudales específicos de valor $2,50 \text{ m}^2/\text{s}$.

4.4. Observaciones

El análisis conjunto de los mapas de calados, velocidades y caudales específicos permite comprender el comportamiento de la escorrentía superficial en el entorno del parque “Polígono Sur”.

En los tres planos es posible apreciar que la escorrentía superficial sigue recorridos preferentes condicionados por la topografía del terreno coincidiendo en gran medida con el camino existente para el tránsito de los usuarios del parque. Asimismo, los tres mapas muestran una clara concentración de escorrentía en la zona correspondiente al talud objeto de estudio, donde se registran elevados valores de calado, velocidad y caudal específico. Estos resultados evidencian la necesidad de adoptar medidas correctoras orientadas al control y evacuación del flujo superficial.

Además del entorno del talud, se identifican otros dos sectores potencialmente conflictivos: la depresión situada en la zona sureste, donde se produce una importante acumulación de agua, y la salida localizada en la bajada de la zona noroeste, donde la escorrentía alcanza velocidades y caudales específicos elevados.

5. Hidrogramas

El programa Iber también permite la generación de hidrogramas, con motivo de conocer el caudal circulante, en puntos concretos de la cuenca. La Figura 2.5 muestra la localización de los puntos de control considerados, así como los caudales pico obtenidos en cada uno de ellos. Los resultados permiten identificar las zonas con mayor contribución al flujo total.

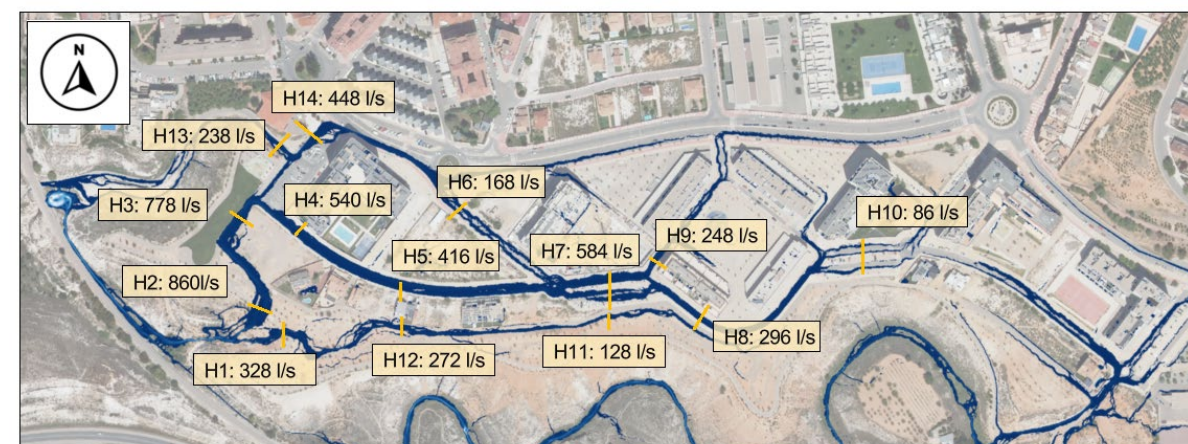


Figura 2.5. Valores de caudales pico en diferentes secciones del entorno del parque “Polígono Sur”. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:50 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Del análisis conjunto de los hidrogramas se deduce que en la zona prevista para la construcción del muro se concentra un caudal total del orden de 1180 l/s o, lo que es lo mismo, $1,180 \text{ m}^3/\text{s}$. Este valor pone de manifiesto la elevada carga hidráulica existente en dicho punto y justifica la necesidad de implantar medidas específicas de drenaje y protección frente a la erosión.

Adicionalmente, se ha elaborado un hidrograma comparativo entre la precipitación registrada el 3 de junio de 2023 y la escorrentía superficial generada por el modelo, con el objetivo de analizar la respuesta hidrológica de la cuenca frente al episodio de lluvia considerado. Además, se han representado los caudales correspondientes a las dos salidas principales de evacuación, así como el caudal total evacuado (Figura 2.6).

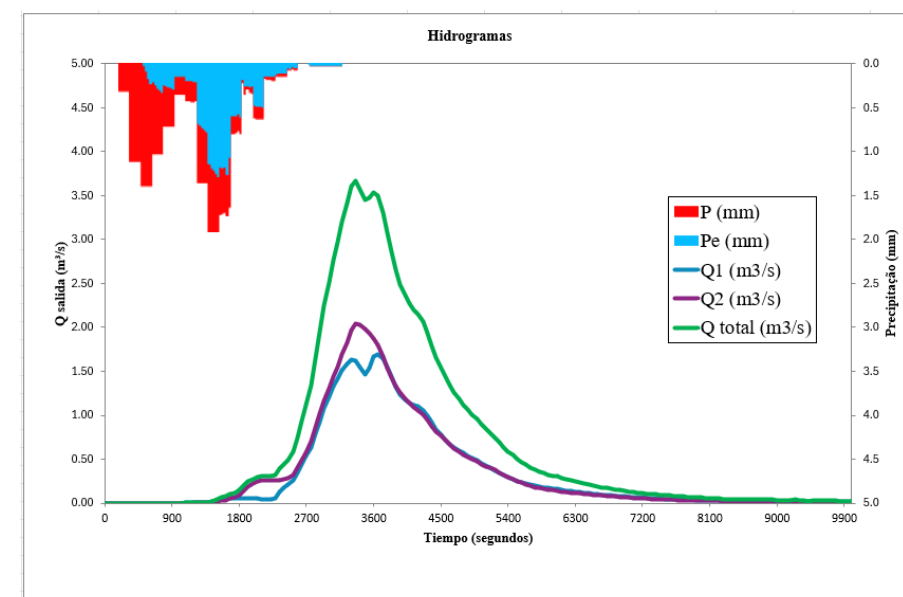


Figura 2.6. Hidrograma del parque “Polígono Sur”. Fuente: propia.

En la parte superior de la figura se muestra el hietograma correspondiente al episodio de precipitación analizado. La precipitación registrada se muestra en color rojo, mientras que en color azul se representa la escorrentía superficial generada en el entorno del parque “Polígono Sur” como consecuencia de dicho episodio de lluvia.

Por otro lado, en la parte inferior se encuentra el hidrograma que muestra los caudales de salida de la zona objeto de estudio: salida por el talud objeto de estudio (color azul), la salida por la zona noroeste (color morado) y el caudal total evacuado (color verde). Es posible comprobar cómo, a lo largo de la cuenca, discurre un caudal de 3.660 l/s. Esta elevada cantidad explica, en parte, la erosión que experimenta la zona.

6. Conclusiones

Los resultados obtenidos muestran que la cuenca presenta una marcada tendencia a concentrar la escorrentía hacia la zona oeste del parque, donde se localiza el talud objeto de estudio. En esta zona confluyen tanto las aportaciones procedentes de las áreas urbanizadas situadas aguas arriba como las escorrentías generadas en el propio parque, produciéndose un incremento significativo de los caudales y de las velocidades del flujo.

Además, el análisis hidráulico realizado mediante el modelo distribuido en Iber ha permitido identificar las principales trayectorias de circulación del agua y los puntos de evacuación de la escorrentía superficial. Se ha comprobado que parte de las aguas circulantes aguas arriba son interceptadas por la Avenida de Europa, quedando fuera de la cuenca analizada, mientras que las aportaciones generadas en el entorno inmediato del parque son conducidas hacia los taludes y hacia la zona oeste, donde se concentran los mayores problemas de drenaje (Figura 2.7).

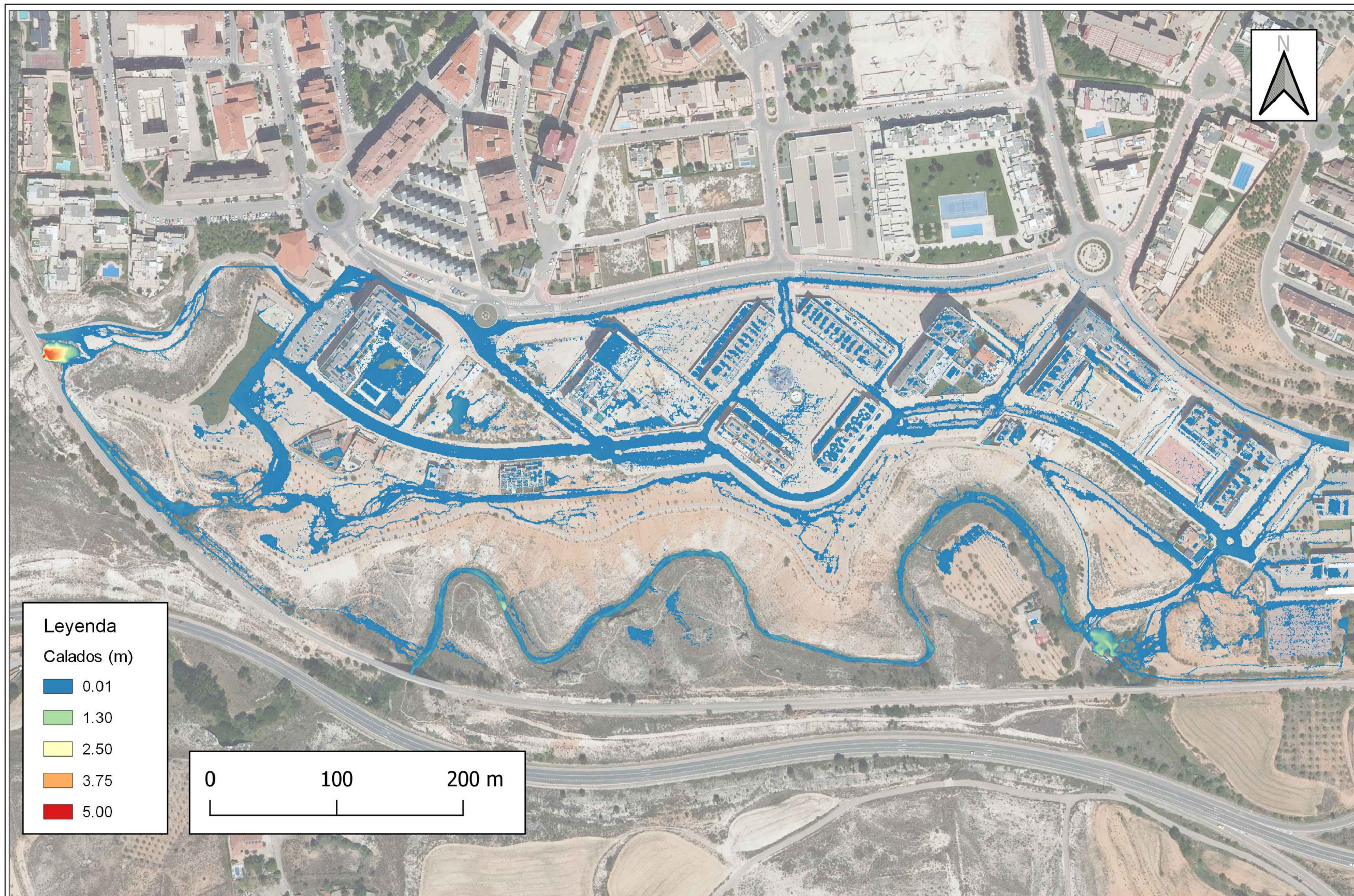


Figura 2.7. Dirección de los flujos del agua en el entorno del parque “Polígono Sur”. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:50 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

El estudio de hidrogramas realizado en distintos puntos de control pone de manifiesto que en la zona prevista para la construcción del muro se alcanza un caudal aproximado de 1180 l/s, valor que evidencia la elevada carga hidráulica existente en dicho punto y justifica la necesidad de implantar medidas específicas de drenaje y protección frente a la erosión.

APÉNDICES

APÉNDICE 2. A: MAPA DE CALADOS



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA



Estudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y reparación del deslizamiento de un talud en el parque Polígono Sur en la ciudad de Teruel.

PLANO:

Mapa de calados

AUTOR:

Aranda Gallardo, Beatriz

FECHA:

Mayo 2026

PLANO Nº:

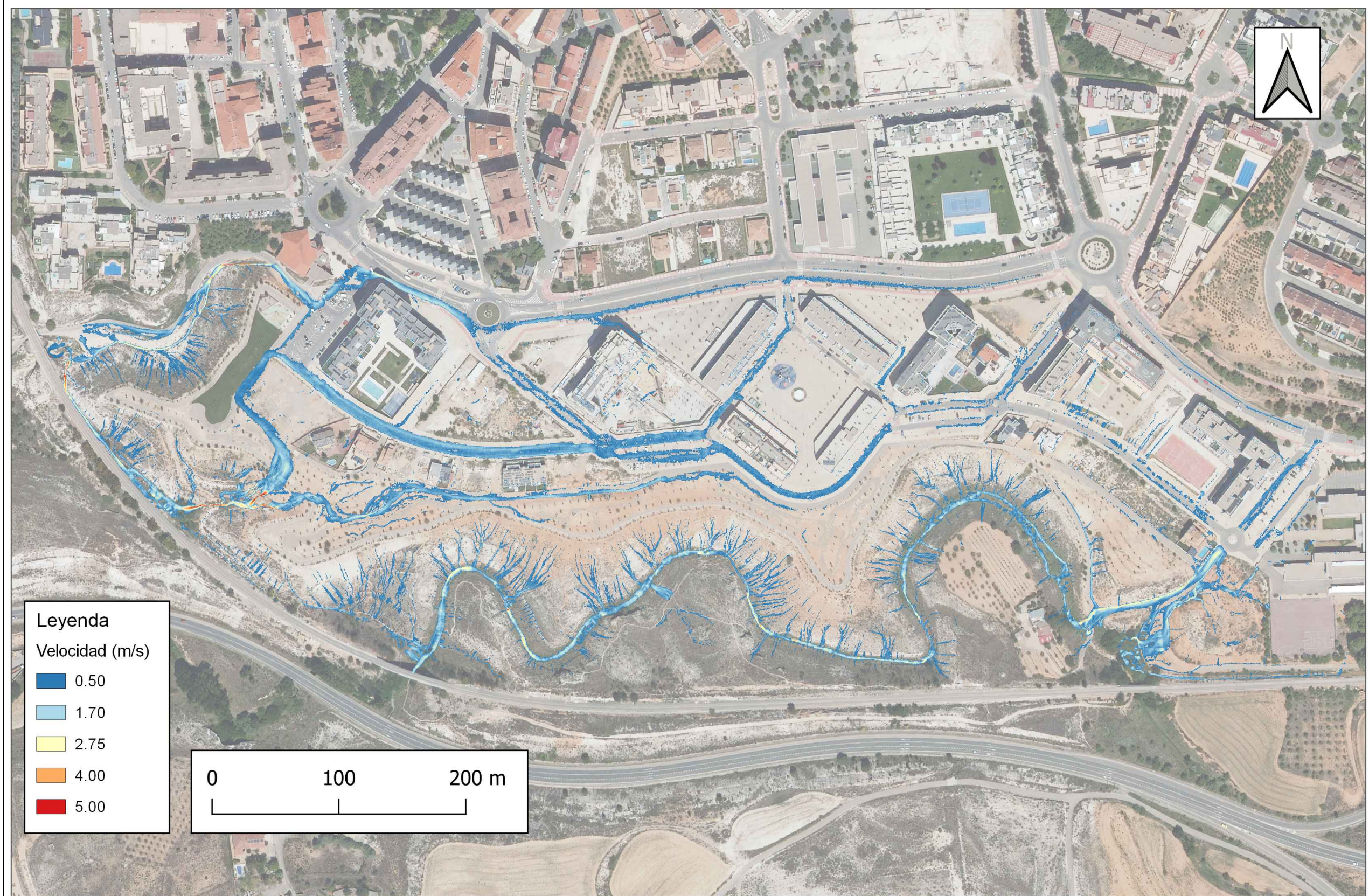
1

ESCALA:

Gráfica

Hoja 1 de 1

APÉNDICE 2. B: MAPA DE VELOCIDADES



APÉNDICE 2. C: MAPA DE CAUDALES ESPECÍFICOS



APÉNDICE 2. D: CATASTRO



MINISTERIO
DE HACIENDA

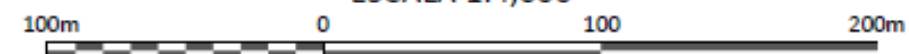
SECRETARÍA DE ESTADO
DE HACIENDA.

DIRECCIÓN GENERAL
DEL CATASTRO**Provincia de TERUEL**

Municipio de TERUEL

Coordenadas U.T.M. Huso: 30 ETRS89

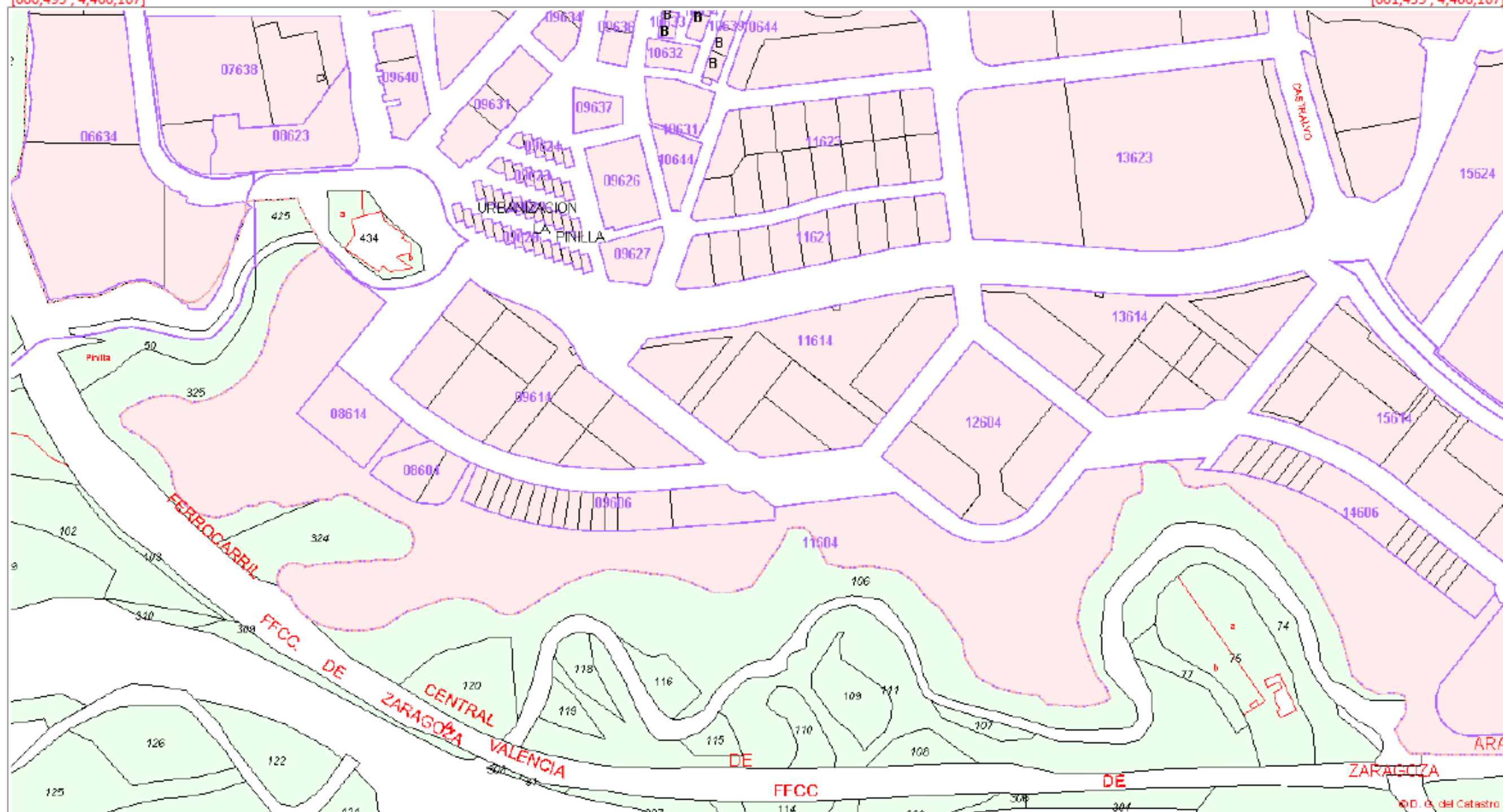
ESCALA 1:4,000



CARTOGRAFÍA CATASTRAL

[660,495 ; 4,466,167]

[661,455 ; 4,466,167]



[660,495 ; 4,465,647]

[661,455 ; 4,465,647]

Coordenadas del centro: X = 660,975 Y = 4,465,907

Este documento no es una certificación catastral

© Dirección General del Catastro 29/05/26

ANEJO N.º 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Índice

ANEJO N.º 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	51
1. Objeto	53
2. Emplazamiento	53
3. Condicionantes	53
3.1. Condicionantes geométricos	53
3.2. Condicionantes funcionales	53
3.3. Condicionantes geotécnicos y geológicos	54
4. Alternativas	54
4.1. Alternativa 1: muro de hormigón	54
4.2. Alternativa 2: muro de escollera	56
4.3. Alternativa 3: muro de gaviones	57
5. Estimación económica	58
5.1. Alternativa 1: muro de hormigón	59
5.2. Alternativa 2: muro de escollera	60
5.3. Alternativa 3: muro de gaviones	60
6. Análisis multicriterio	61
6.1. Estructura del problema	61
6.2. Construcción de la matriz de comparación	61
6.3. Cálculo del peso local	62
6.4. Ratio de consistencia	65
7. Conclusión	65

3 Estudio de alternativas

1. Objeto

En este anejo se exponen tres alternativas que buscan dar solución a los procesos erosivos que tienen lugar en el parque “Polígono Sur” como consecuencia de las tormentas que tienen lugar en la época de verano-otoño propia de las zonas de montaña.

Para la elección de una alternativa óptima se ha empleado un análisis multicriterio.

2. Emplazamiento

El parque “Polígono Sur” presenta una topografía moderada, con una cota máxima aproximada de 916 m y una cota mínima de 902 m, lo que supone un desnivel total de 14 m en una longitud aproximada de 870 m. Esta diferencia altimétrica condiciona la dinámica de escorrentía superficial y los procesos erosivos presentes en el emplazamiento.

El talud objeto de la actuación se localiza en la zona oeste del parque, coincidiendo con una de las áreas de menor cota, donde tienden a concentrarse las aguas procedentes de las zonas superiores. Esta circunstancia, unida a las características geotécnicas del terreno, favorece la inestabilidad del talud y justifica la implementación de soluciones de contención.



Figura 3.1. Mapa de situación del talud (zona remarcada en amarillo), objeto de estudio en el parque “Polígono Sur”. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:4.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Por lo tanto, el diseño del muro de contención deberá adaptarse tanto a las condiciones geométricas del terreno como a las solicitaciones derivadas de la escorrentía y del propio empuje de tierras, aspectos que se analizarán en el estudio de alternativas correspondiente.

Para comprender la situación del talud es necesario analizar el contexto general del parque. El emplazamiento se sitúa a una cota inferior a la de las edificaciones colindantes. Además, aguas abajo, se localiza el Barranco de Franquía, punto de vertido de la escorrentía superficial de la zona. Estos condicionantes, junto con la naturaleza fácilmente erosionable del terreno, favorecen que el parque actúe como un medio conductor de las aguas de escorrentía procedentes de las áreas más urbanizadas, canalizándolas hacia el barranco. Como consecuencia, a lo largo del emplazamiento se desarrollan surcos de escorrentía, que se intensifican progresivamente en la zona inferior del parque, donde se ubica el talud objeto de estudio.

Esta dinámica erosiva ha provocado un deterioro significativo del talud, comprometiendo su estabilidad y suponiendo un riesgo para los usuarios del parque. Además, la erosión ha dejado al descubierto una de las conducciones de drenaje de la zona, que vierte sus aguas hacia el barranco a través del propio talud.

3. Condicionantes

Para el diseño de las alternativas es necesario tener en cuenta una serie de condicionantes:

3.1. Condicionantes geométricos

El muro debe tener una longitud aproximada de 55 m y una altura de 5 m. En el diseño de la solución también deberá contemplarse una anchura adicional suficiente, tanto en la base como en la coronación del muro, con el fin de garantizar su correcta ejecución, estabilidad y adaptación al terreno existente.

3.2. Condicionantes funcionales

El objetivo principal de la actuación es la contención del terreno actualmente inestable. No obstante, la solución adoptada deberá garantizar una adecuada gestión de las aguas de escorrentía superficial. En este sentido, resulta fundamental prever sistemas de drenaje eficaces que eviten la acumulación de agua en el trasdós del muro, ya que la presencia de agua puede generar sobrepresiones y fenómenos de socavación que comprometan la estabilidad de la estructura.

3.3. Condicionantes geotécnicos y geológicos

De acuerdo con los estudios geológicos y geotécnicos realizados, el terreno de la zona está constituido principalmente por limos y arcillas. Los limos y arcillas presentes en la zona se caracterizan por ser capaces de experimentar variaciones de volumen en función de su contenido de humedad. Este fenómeno da lugar a procesos de hinchamiento y retracción que pueden inducir movimientos diferenciales en las estructuras cimentadas sobre ellos. Estas características geotécnicas condicionan de manera significativa el diseño de la solución, siendo necesario:

- Considerar adecuadamente la capacidad portante del terreno de cimentación.
- Limitar los asentamientos diferenciales que puedan afectar a la estabilidad del muro.
- Prever sistemas de drenaje que controlen la humedad del terreno, de tal forma que se rebaje la red de drenaje y, por lo tanto, se reduzcan las cargas debidas a la presión hidrostática.
- Diseñar soluciones que minimicen la erosión del terreno en contacto con la estructura.

Como consecuencia, la alternativa seleccionada deberá ser compatible con las características del terreno, garantizando un comportamiento adecuado frente a los fenómenos de inestabilidad, deformación y erosión descritos.

Además de todos estos condicionantes expuestos, se deberá contar con el perfil del terreno para dimensionar el muro. Por ese motivo, se ha generado una serie de perfiles del terreno (Figura 3.2, Figura 3.3, Figura 3.4 y Figura 3.5).



Figura 3.2. Ubicación de los perfiles del terreno. Fuente: propia.

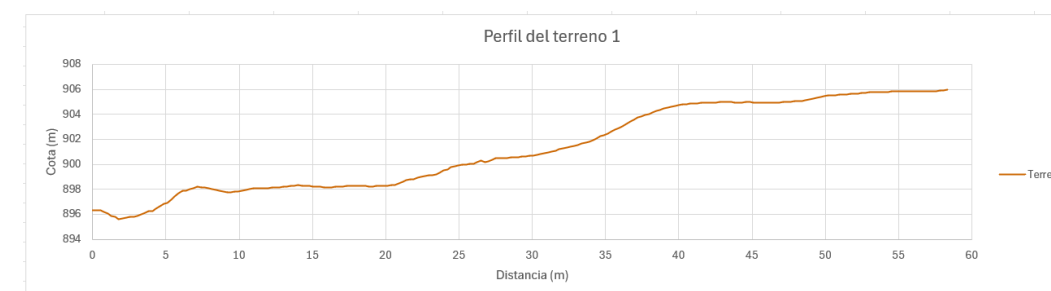


Figura 3.3. Perfil del terreno 1. Fuente: propia.

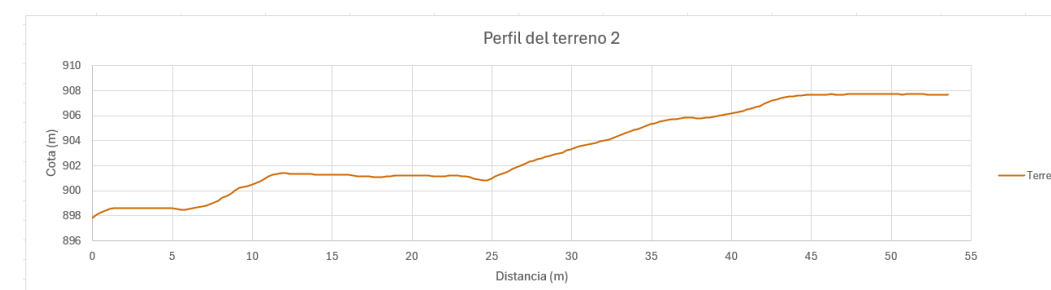


Figura 3.4. Perfil del terreno 2. Fuente: propia.

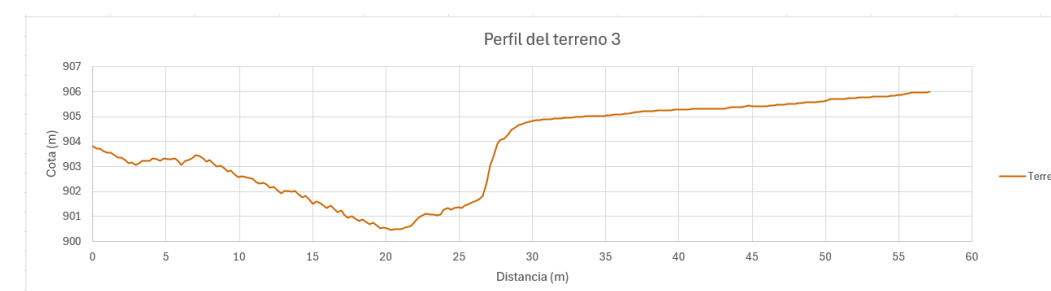


Figura 3.5. Perfil del terreno 3. Fuente: propia.

4. Alternativas

4.1. Alternativa 1: muro de hormigón

Esta alternativa consiste en el diseño de un muro de hormigón armado. Se trata de una estructura rígida ejecutada “in situ”, formada por una zapata de cimentación y un alzado vertical de hormigón armado que resiste los empujes del terreno mediante la combinación de su propio peso y el trabajo estructural del hormigón y las armaduras. Según la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* (Ministerio de Fomento, 2009), algunas características típicas de estos muros son:

- Presenta una elevada capacidad resistente frente a empujes horizontales y permite alcanzar alturas importantes con espesores inferiores a los de otras soluciones de gravedad.
- Al tratarse de una estructura rígida, es sensible a los asientos diferenciales del terreno, por lo que requiere una cimentación adecuada y un buen control geotécnico.
- Su comportamiento estructural depende tanto del peso propio como del trabajo a flexión del alzado y de la zapata, y de la transmisión de las cargas al terreno.
- Requiere un sistema de drenaje adecuado en el trasdós para evitar la acumulación de agua y el incremento de las presiones hidrostáticas. Habitualmente se disponen drenes y material granular drenante.
- Presenta una ejecución más compleja que otras soluciones, ya que requiere encofrados, ferrallado, hormigonado y control de curado del hormigón.
- Tiene un impacto visual mayor que soluciones de escollera o gaviones, aunque puede mejorarse mediante tratamientos superficiales, revegetación o acabados específicos.
- Ofrece una elevada durabilidad y bajos costes de mantenimiento cuando el diseño y la ejecución son adecuados.

4.1.1. Sección transversal y espesores

- **Tipología estructural:** Para alturas del entorno de 5 m, la solución habitual es un muro ménsula de hormigón armado, formado por una zapata y un alzado empotrado en ella.
- **Espesor del alzado:** El espesor del fuste varía con la altura, siendo habitual adoptar espesores mayores en la base y menores en la coronación. Para un predimensionamiento inicial puede considerarse un espesor aproximado de $1/10$ de H (m) en coronación, aumentando hacia la base.

Tratándose de un predimensionamiento, se ha seleccionado una anchura constante de 0,5 m.

- **Ancho de zapata:** En muros ménsula, el ancho total de la zapata suele situarse entre 0,5 y 0,7 veces la altura del muro, dependiendo de las características geotécnicas y de los coeficientes de seguridad exigidos.

$$0,5 \cdot H = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ m}$$

$$0,7 \cdot H = 0,7 \cdot 5 = 3,5 \text{ m}$$

Al tratarse de un predimensionamiento, se ha seleccionado una anchura en la base de 3,5 m.

- **Coronación:** La coronación del muro puede mantenerse con un ancho reducido, suficiente para garantizar la resistencia estructural y permitir, si fuera necesario, la colocación de barreras o elementos de contención.

4.1.2. Cimentación

- **Profundidad de empotramiento:** La cimentación debe situarse por debajo de la cota susceptible de erosión o socavación y apoyarse sobre terreno competente. Habitualmente se recomienda un empotramiento mínimo del orden de 0,5 – 1 m.

Para este caso se ha propuesto un empotramiento de 0,6 m.

- **Preparación del apoyo:** El terreno de cimentación debe regularizarse y compactarse adecuadamente antes de ejecutar la zapata. En ocasiones se dispone una capa de hormigón de limpieza para facilitar la ejecución.
- **Comprobaciones geotécnicas:** Es necesario verificar la estabilidad frente al deslizamiento, vuelco y hundimiento, así como comprobar las tensiones transmitidas al terreno.

Trasdós y drenaje

- **Relleno drenante:** Debe colocarse un relleno granular drenante en el trasdós del muro para favorecer la evacuación del agua y reducir las presiones hidrostáticas.
- **Drenaje:** Es habitual disponer de tubos drenantes y mechinales para permitir la salida del agua acumulada tras el muro.
- **Geotextil:** Puede colocarse un geotextil de separación entre el terreno natural y el material drenante para evitar la migración de finos y la colmatación del drenaje.

Ejecución

- **Hormigonado:** La ejecución requiere encofrado y colocación de armaduras, así como un adecuado control del vertido y curado del hormigón.
- **Control de calidad:** Resulta fundamental controlar la resistencia del hormigón, la disposición de las armaduras y la correcta compactación del relleno del trasdós.

A continuación, se muestra la sección de este muro generada a partir de los ejemplos que brinda el programa de cálculo CYPE (Figura 3.6 y Figura 3.7).

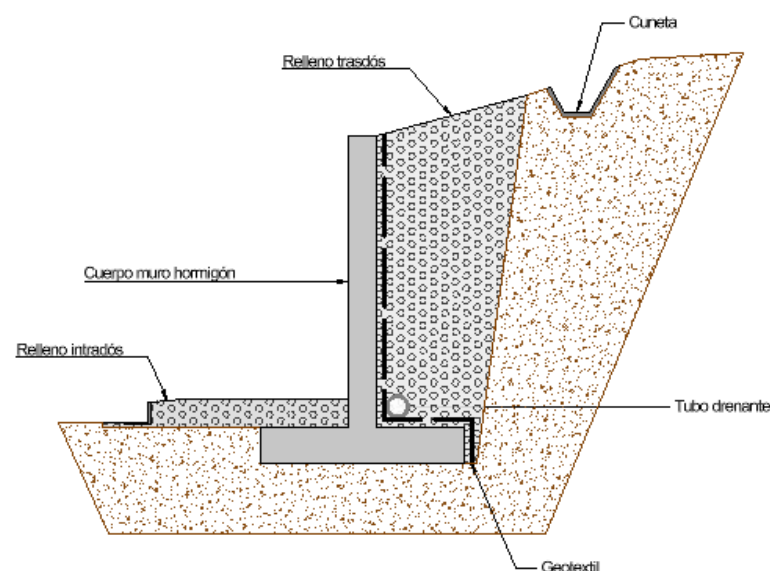


Figura 3.6. Sección tipo alternativa 1: muro de hormigón. Fuente: propia.

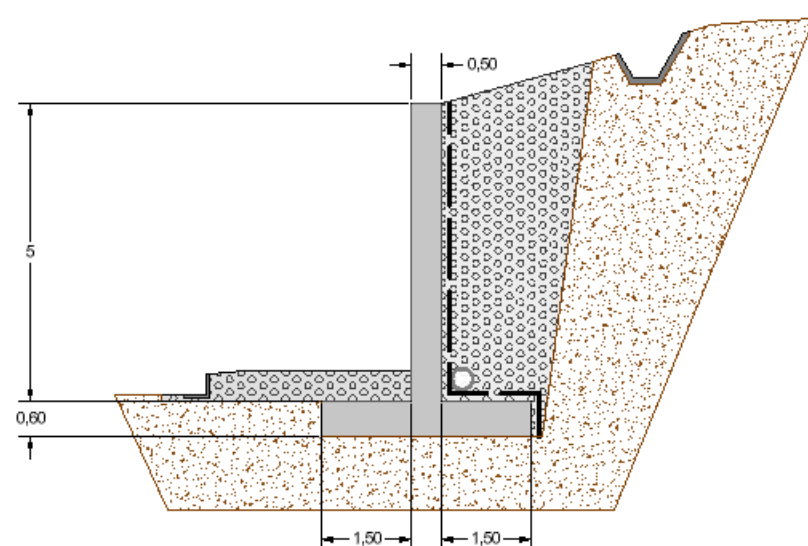


Figura 3.7. Sección alternativa 1: muro de hormigón. Dimensiones. Fuente: propia.

4.2. Alternativa 2: muro de escollera

La siguiente alternativa consiste en el diseño de un muro de escollera. Se trata de un muro de gravedad, formado por bloques de roca de procedencia natural, de formas más o menos prismáticas y pesos significativos, que se disponen de forma organizada. De acuerdo con la Guía para el proyecto

y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera, algunas características típicas de estos muros son:

- Al tratarse de un muro de gravedad, la estabilidad depende del propio peso del muro. Además, al estar formado por bloques de escollera, admite pequeños asentamientos y deformaciones del terreno sin que la estructura colapse o pierda funcionalidad de forma catastrófica.
- Es una estructura altamente permeable. El agua no se acumula tras el muro (lo que reduciría las presiones hidrostáticas), siempre que se coloquen el filtro de geotextil y el relleno granular que exige la guía para evitar la colmatación por finos.
- Presenta un bajo impacto visual en comparación con otros muros, ya que utiliza materiales naturales.
- Hay que tener en cuenta la exigencia de los materiales en este tipo de muros. La guía especifica que deben ser rocas sanas, resistentes y duraderas con una densidad mínima y que no se degraden con la humedad.
- Requiere operadores especializados y retroexcavadoras con elementos como uñas o pinzas, lo que hace que este proceso sea más lento, pero aumenta la robustez del muro.

4.2.1. Sección transversal y espesores

- **Espesor del cuerpo del muro:** La guía recomienda un espesor mínimo de 2 m para asegurar la estabilidad. No obstante, para muros con una altura inferior a 5 m, se permite justificar técnicamente una reducción, obteniendo un ancho de 1,5 m. Aunque las alternativas se van a diseñar con una altura de 5 m para homogeneizar todas las opciones, es posible que, tras realizar posteriormente los cálculos de la alternativa escogida, la altura se reduzca. Es por eso que se decide tomar un espesor para el cuerpo del muro de 1,5 m.
- **Número de bloques:** Independientemente del espesor en metros, la sección transversal debe permitir colocar al menos dos bloques de escollera por cada hilada para garantizar la trabazón estructural.
- **Ancho de coronación:** Se mantiene el espesor mínimo mencionado (1,5 - 2 m) en la parte superior, salvo que existan requisitos específicos por el paso de servicios o barreras. Como de momento no se prevé la colocación de elementos en la parte superior, se va a considerar un ancho de 1,5 m.

4.2.2. Cimentación

- **Profundidad de empotramiento:** La guía recomienda una profundidad mínima de 1 m bajo la superficie del terreno natural (o desde el vértice de la cuneta si la hay).
- **Contrainclinación del plano de apoyo:** El fondo de la excavación no debe ser horizontal. Se debe ejecutar con una contrainclinación hacia el trasdós de valor aproximado 3H:1V.
- **Hormigonado del cimiento:** En esta tipología, es necesario hormigonar la escollera de la cimentación para que funcione como un elemento rígido y reparta mejor las presiones.

4.2.3. Inclinaciones y pendientes

- **Inclinación de las hiladas:** Al igual que el cimiento, las rocas del cuerpo del muro se deben colocar siguiendo esa contrainclinación de al menos 3H:1V respecto a la horizontal. Esto mejora la estabilidad al vuelco y evita la caída de bloques.

4.2.4. Trasdós y drenaje

- **Relleno granular:** Se debe prever una capa de material granular drenante en el trasdós del muro con un espesor mínimo de 1 m.
- **Geotextil:** Es necesario colocar un geotextil entre el relleno granular y el terreno natural para evitar que los finos colmaten el sistema de drenaje del muro.

Una vez realizados los cálculos del predimensionamiento, es posible generar una sección de esta alternativa (Figura 3.8 y Figura 3.9).

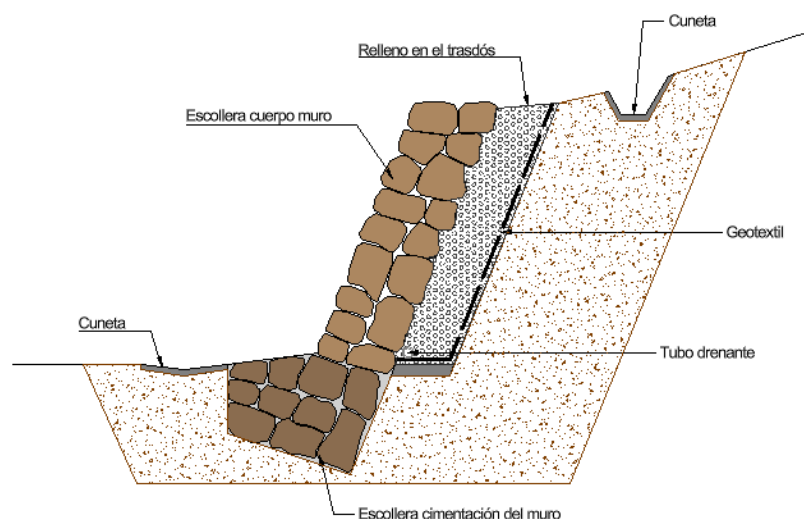


Figura 3.8. Sección tipo alternativa 2: muro de escollera. Fuente: propia.

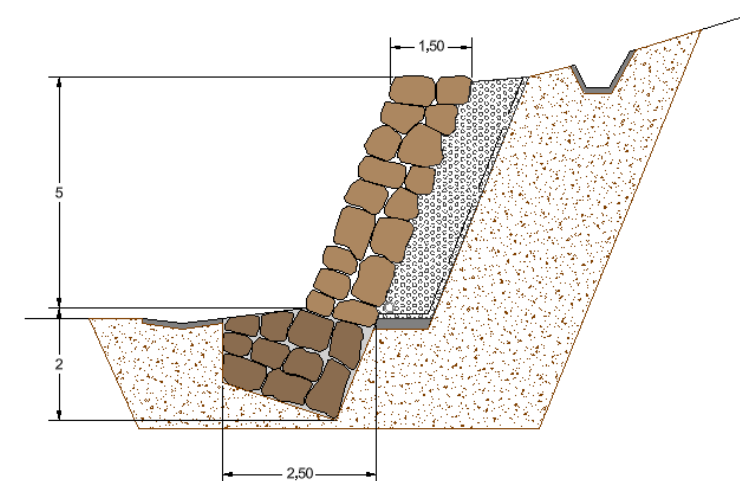


Figura 3.9. Sección alternativa 2: muro de escollera. Dimensiones. Fuente: propia

4.3. Alternativa 3: muro de gaviones

Esta alternativa se basa en el empleo de un muro de gaviones, formado por varias jaulas metálicas unidas entre sí y rellenas con piedras de pequeñas dimensiones.

Según la publicación “Tipologías de muros de carreteras” del Ministerio de Fomento (1999), las características de un muro de gaviones son:

- Posibilidad de construir macizos de gran volumen y peso, resistentes al desplazamiento, a partir de materiales de pequeñas dimensiones (piedras).
- Gran flexibilidad estructural al carecer de una piel rígida.
- Alta permeabilidad, lo que permite el flujo de agua a través de ellos, quedando retenidos los sedimentos.
- Construcción simple que no requiere equipos ni mano de obra especializada
- Resultan idóneos para aquellas zonas que presenten dificultades para el transporte de otros materiales que no sean jaulas vacías y plegadas o que exista disponibilidad de rocas o cantos dados adecuados para el relleno de las jaulas.
- Buena integración con el medio ambiente, principalmente cuando transcurre un cierto periodo de tiempo, ya que los huecos se rellenan parcialmente de tierra, permitiendo de este modo el crecimiento de la vegetación.

4.3.1. Base del muro

Según los manuales de diseño de la empresa Maccaferri, la base de un muro de gravedad suele estar entre 0,5 y 0,7 veces su altura. En este caso se opta por una base de 0,5 veces la altura, lo que resulta de:

$$0,5 \cdot H = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ m}$$

Por tanto, la base del muro debe ser de al menos 2,5 m.

4.3.2. Empotramiento

Es clave no apoyar el muro directamente en el terreno sino enterrarlo a una cierta profundidad con el objetivo de evitar el deslizamiento del pie del muro. Los manuales de diseño de la empresa Maccaferri recomiendan empotrar a una profundidad equivalente al 10% de la altura del muro y que esta profundidad sea al menos 0,5 m. En este caso sería:

$$0,1 \cdot H = 0,1 \cdot 5 = 0,5 \text{ m}$$

Se va a seleccionar una profundidad de empotramiento de 0,5 m.

4.3.3. Coronación

El ancho mínimo en coronación es de 1 m, ya que es la medida estándar de los módulos (jaulas) de gaviones.

4.3.4. Sección tipo

Se propone una sección trapezoidal escalonada en la cara exterior.

Con todos estos datos es posible realizar una sección de dicha alternativa (Figura 3.10 y Figura 3.11). Cabe destacar que esta sección ha sido obtenida gracias a las recomendaciones geométricas proporcionadas por la empresa Maccaferri.

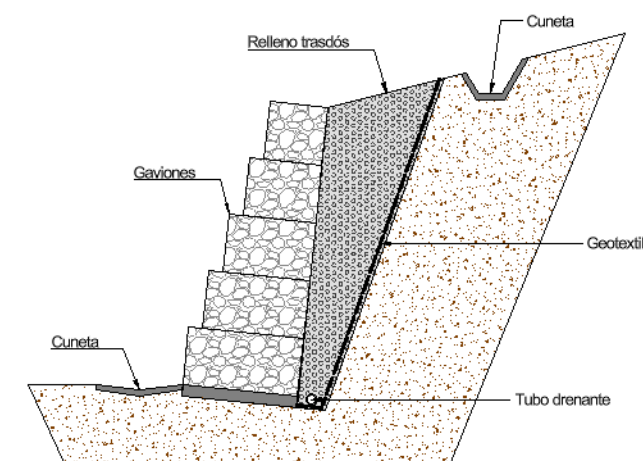


Figura 3.10. Sección alternativa 3: muro de gaviones. Componentes. Fuente: propia.

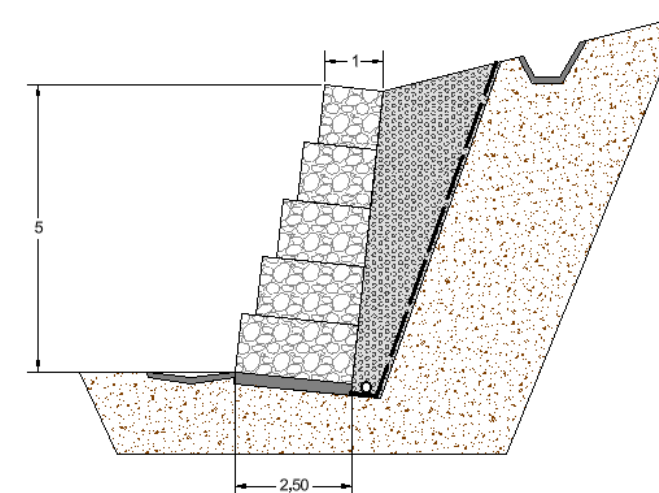


Figura 3.11. Sección alternativa 3: muro de gaviones. Dimensiones. Fuente: propia

5. Estimación económica

Con el objetivo de realizar una primera valoración económica de las alternativas descritas, se ha realizado un presupuesto orientativo de cada alternativa teniendo en cuenta únicamente los materiales necesarios para la ejecución de cada una de ellas. Cabe destacar que este análisis económico se ha calculado teniendo en cuenta una sección de muro de 5 m de altura, 1 m de longitud y un ancho acorde a cada alternativa descrita.

Todos los precios han sido obtenidos según lo establecido en la *Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo.*

5.1. Alternativa 1: muro de hormigón

Los materiales empleados en esta alternativa son:

5.1.1. Hormigón de limpieza

Se pretende colocar una capa de hormigón de limpieza en la base del muro, con el objetivo de apoyar el muro sobre una superficie competente.

610.0010	m³	HORMIGÓN DE LIMPIEZA C12/15 EN CIMENTOS DE SOLERAS Y DE PEQUEÑAS OBRAS DE FABRICA			
		HORMIGÓN DE LIMPIEZA C12/15 EN CIMENTOS DE SOLERAS Y DE PEQUEÑAS OBRAS DE FÁBRICA PUESTO EN OBRA.			
MO00000002		Capataz	0,0100 h	21,98	0,22
MO00000003		Oficial 1ª	0,0300 h	21,51	0,65
MO00000004		Oficial 2ª	0,0400 h	20,84	0,83
Q081100A05		Vibradores de hormigones. De 56 mm de diámetro	0,1300 h	0,44	0,06
Q081101A10		Convertidores y grupos electrógenos de alta frecuencia para vibradores de hormigón (4,9 kW de potencia)	0,1300 h	1,36	0,18
Q080702C01		Bombas para hormigones sobre camión, con pluma. Para una producción de 60 m³/h. Con pluma de 42 m	0,0150 h	190,85	2,86
MT01060001		Hormigón de limpieza C12/C15 para cualquier consistencia y cualquier tamaño máximo de árido	1,0500 m³	55,16	57,92
Suma la partida				62,72	
Costes indirectos			6,00%	3,76	
TOTAL PARTIDA				66,48	

Figura 3.12. Precio del hormigón de limpieza. Fuente: Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo.

5.1.2. Hormigón

Se ha seleccionado un hormigón C25/30 para el cuerpo del muro.

610.0050	m³	HORMIGÓN C25/30 EN ALZADOS DE PILAS, ESTRIBOS, CABECEROS, VIGAS, TABLEROS, LOSAS, MUROS Y MARCOS			
		HORMIGÓN C25/30 EN ALZADOS DE PILAS, ESTRIBOS, CABECEROS, VIGAS, TABLEROS, LOSAS, MUROS Y MARCOS.			
MO00000002		Capataz	0,0520 h	21,98	1,14
MO00000003		Oficial 1ª	0,2300 h	21,51	4,95
MO00000004		Oficial 2ª	0,2880 h	20,84	6,00
Q081100A05		Vibradores de hormigones. De 56 mm de diámetro	0,1730 h	0,44	0,08
Q081101A10		Convertidores y grupos electrógenos de alta frecuencia para vibradores de hormigón (4,9 kW de potencia)	0,1730 h	1,36	0,24
Q080702C01		Bombas para hormigones sobre camión, con pluma. Para una producción de 60 m³/h. Con pluma de 42 m	0,0360 h	190,85	6,87
MT01060045		Hormigón C25/30 de cualquier consistencia y cualquier tamaño máximo de árido	1,0500 m³	75,36	79,13
Suma la partida				98,41	
Costes indirectos			6,00%	5,90	
TOTAL PARTIDA				104,31	

Figura 3.13. Precio del hormigón. Fuente: Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo.

600.0010	kg	ACERO EN BARRAS CORRUGADAS B 500 B O B 500 C, CON CARACTERÍSTICAS DE DUCTILIDAD MEJORADAS			
		ACERO EN BARRAS CORRUGADAS B 500 B O B 500 C, CON CARACTERÍSTICAS DE DUCTILIDAD MEJORADAS, COLOCADO EN ARMADURAS PASIVAS, i/ CORTE Y DOBLADO, COLOCACIÓN SOLA-PES, DESPUNTES Y P.P. DE ATADO CON ALAMBRE RECOCIDO Y SEPARADORES.			
MO00000002		Capataz	0,0010 h	21,98	0,02
MO00000003		Oficial 1ª	0,0060 h	21,51	0,13
MO00000004		Oficial 2ª	0,0060 h	20,84	0,13
Q060202A01		Camión. Con caja basculante 4x4. De 199 kW de potencia	0,0010 h	72,23	0,07
Q160202A01		Dobladora 35 mm de diámetro	0,0050 h	6,61	0,03
Q160201A01		Cizalla eléctrica de 35 mm de diámetro	0,0050 h	8,38	0,04
MT01100005		Alambre de atar recocido Ø 1,3 mm	0,0100 kg	1,36	0,01
MT01110005		Acero corrugado B 500 B o B 500 C, con características de ductilidad mejoradas, en barras	1,0500 kg	1,22	1,28
Suma la partida				1,71	
Costes indirectos			6,00%	0,10	
TOTAL PARTIDA				1,81	

Figura 3.14. Precio del acero. Fuente: Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo.

332.0060	m³	RELLENO CON MATERIAL GRANULAR PROCEDENTE DE PRÉSTAMO, YACIMIENTO GRANULAR Y/O CANTERA			
		RELLENO CON MATERIAL GRANULAR PROCEDENTE DE PRÉSTAMO, YACIMIENTO GRANULAR Y/O CANTERA EN TRASDÓS DE ESTRUCTURAS U OBRAS DE DRENAJE i/ CANON DE PRÉSTAMO O CANTERA. CARGA Y TRANSPORTE HASTA UNA DISTANCIA DE 5 km. EXTENDIDO, HUMECTACIÓN, COMPACTACIÓN POR TONGADAS Y TERMINACIÓN Y REFINO DE LA SUPERFICIE DE LA CORONACIÓN Y REFINO DE TALUDES (EN SU CASO).			
MO00000002		Capataz	0,0010 h	21,98	0,02
MO00000004		Oficial 2ª	0,0060 h	20,84	0,13
Q040601B01		Motoniveladoras. De 104 kW de potencia	0,0032 h	80,28	0,26
Q050202C01		Compactador vibrante autopropulsado, de un cilindro, liso. De 16 t de masa	0,0063 h	50,62	0,32
Q090201B01		Camión sistema para riego. Para una cantidad de 8000 litros	0,0011 h	80,74	0,09
Q060204A01		Camión. Con caja basculante 6x6. De 258 kW de potencia	0,0240 h	87,45	2,10
MT01010001		Agua	0,2500 m³	0,58	0,15
MT01030211		Canon extracción de material granular de préstamo o cantera	1,0000 m³	3,25	3,25

CÓDIGO	UD	RESUMEN	CANTIDAD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
Suma la partida						6,32
Costes indirectos				6,00%		0,38
TOTAL PARTIDA						6,70

Figura 3.15. Precio del relleno. Fuente: Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo.

Teniendo en cuenta todos estos precios, así como las medidas de la alternativa 1: muro de hormigón, es posible calcular un precio estimado de la misma (Tabla 3.1).

Tabla 3.1. Precio de la alternativa 1: muro de hormigón. Fuente: propia.

	Precio unitario		Medida		Precio	
Hormigón de limpieza	66.48	€	0.4	m ³	26.59	€/m
Hormigón	104.31	€	4.9	m ³	511.12	€/m
Acero	1.81	€	215.2	kg	389.51	€/m
Relleno	6.7	€	12.77	m ²	85.56	€/m
PRECIO TOTAL					1012.78	€/m

5.2. Alternativa 2: muro de escollera

En esta alternativa se han empleado los siguientes materiales:

5.2.1. Escollera

658.0080	m ³	MURO DE ESCOLLERA CON BLOQUES DE 1000 A 3000 kg O SUPERIOR			
		MURO DE ESCOLLERA COLOCADA CON BLOQUES DE 1000 A 3000 kg (USO HMB 1000/3000) O DE PESO SUPERIOR, CONFORME A UNE EN 13383-1 i/ RELLENO DEL TRASDÓS CON MATERIAL FILTRANTE.			
MO00000003	Oficial 1ª	0,1200 h	21,51	2,58	
MO00000004	Oficial 2ª	0,1200 h	20,84	2,50	

CÓDIGO	UD	RESUMEN	CANTIDAD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
Q040005B15		Excavadora hidráulica sobre cadenas. De 23,8 t de masa	0,3520 h	82,60	29,08	
Q060206A01		Camión. Con caja basculante 8x4. De 323 kW de potencia	0,0550 h	103,43	5,69	
MT01040020		Bloque de piedra para formación de escollera de 1000 a 3000 kg de peso	1,0000 m ³	14,00	14,00	
MT01060015		Hormigón C20/25 de cualquier consistencia y cualquier tamaño máximo de árido	0,0700 m ³	72,13	5,05	
MT01030010		Material drenante	0,5000 m ³	9,10	4,55	
MT05050005		Suministro de geotextil no tejido tipo 2	0,5100 m ²	1,56	0,80	
Suma la partida.....					64,25	
Costes indirectos.....				6,00%	3,86	
TOTAL PARTIDA.....						68,11

Figura 3.16. Precio de la escollera. Fuente: Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo.

5.2.2. Escollera hormigonada

La parte de la cimentación de este muro se va a ejecutar con escollera hormigonada. La Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo no dispone específicamente de una unidad de obra de escollera hormigonada, por lo que se ha incrementado el precio de la escollera anterior en 10 € para tener en cuenta el añadido de hormigón.

5.2.3. Relleno

Se emplea el mismo relleno que en la alternativa 1 (Figura 3.15).

5.2.4. Hormigón de limpieza

Se emplea el mismo hormigón de limpieza que en la alternativa 1 (Figura 3.12). En este caso, este hormigón se emplea en la parte inferior del relleno del trasdós con el objetivo de crear una superficie competente donde apoyar el sistema de drenaje.

Con la información de estos precios es posible obtener un presupuesto aproximado para la sección de la alternativa 2: muro de escollera (Tabla 3.2).

Tabla 3.2. Precio de la alternativa 2: muro de escollera. Fuente: propia.

	Precio unitario		Medida		Precio	
Escollera	68.11	€	6.73	m ²	458.38	€/m
Escollera hormigonada	78.11	€	4.23	m ²	330.41	€/m
Relleno	6.7	€	4.5	m ²	30.15	€/m
Hormigón de limpieza	66.48	€	0.2	m ²	13.30	€/m
PRECIO TOTAL					832.23	€/m

5.3. Alternativa 3: muro de gaviones

En esta última alternativa los materiales empleados son:

5.3.1. Gaviones

659.0010	m ³	MURO DE GAVIONES			
		MURO DE GAVIONES, TOTALMENTE TERMINADO.			
MO00000002	Capataz	0,0950 h	21,98	2,09	
MO00000003	Oficial 1ª	0,4700 h	21,51	10,11	
MO00000004	Oficial 2ª	1,4150 h	20,84	29,49	
Q040201A05	Retrocargadoras sobre ruedas. De 65 kW de potencia	0,2596 h	42,65	11,07	
MT02010001	Gavión de bloque de piedra, tela metálica de alambre de acero galvanizado de Ø 2,4 mm y 8 x 10 cm de paso de malla	1,0000 m ³	19,23	19,23	
Suma la partida.....					71,99
Costes indirectos.....				6,00%	4,32
TOTAL PARTIDA.....					76,31

Figura 3.17. Precio de los gaviones. Fuente: Orden Circular 4/2023. Procedimiento para la justificación de precios en la Dirección General de Carreteras y base de precios de apoyo.

5.3.2. Relleno

El relleno empleado es el mismo que en la alternativa 1 (Figura 3.15).

5.3.3. Hormigón de limpieza

El hormigón de limpieza empleado es el mismo que en la alternativa 1 (Figura 3.12).

Con estos datos es posible calcular el precio correspondiente a la sección de la alternativa 3: muro de gaviones (Tabla 3.3).

Tabla 3.3. Precio de la alternativa 3: muro de gaviones. Fuente: propia

	Precio unitario		Medida		Precio	
Gaviones	76.31	€	7.5	m ²	572.33	€/m
Relleno	6.7	€	6.6	m ²	44.22	€/m
Hormigón de limpieza	66.48	€	0.4	m ²	26.59	€/m
PRECIO TOTAL						643.14 €/m

6. Análisis multicriterio

Con el fin de seleccionar la solución más adecuada, se va a realizar un análisis multicriterio de las alternativas propuestas. Para ello se va a emplear el método AHP (Analytic Hierarchy Process), un método multicriterio desarrollado por Thomas L. Saaty (Saaty, 1980), el cual permite tomar decisiones complejas mediante comparaciones por pares entre criterios y alternativas. Se elige este método debido a la necesidad de integrar criterios económicos, constructivos, ambientales y funcionales de naturaleza tanto cuantitativa como cualitativa.

6.1. Estructura del problema

Este método se basa en un planteamiento en tres pasos.

6.1.1. Paso 1. Propósito del problema

En este primer paso se debe definir cuál es el problema que se pretende resolver. En este caso el problema sería la elección de un muro de contención.

6.1.2. Paso 2. Criterios

Se deben definir los criterios con los que se va a valorar cada una de las alternativas. Los criterios que se van a aplicar en este caso son:

- **C1: Coste de ejecución.** En el desarrollo del proyecto resulta fundamental tener en cuenta el coste asociado a la construcción de cada alternativa. Aunque este criterio no debe ser el único determinante, sí constituye un factor clave en la toma de decisiones.
- **C2: Construcción:** Se evalúa la viabilidad de ejecución de cada solución, considerando tanto la complejidad de los procesos constructivos como los medios necesarios. Se priorizarán aquellas alternativas que permitan una ejecución sencilla y segura.

- **C3: Integración ambiental y paisajística.** Dado que la actuación se sitúa en un parque urbano, la adecuación estética y la integración con el entorno adquieren especial relevancia, con el objetivo de minimizar el impacto visual y favorecer la aceptación por parte de los usuarios.
- **C4: Durabilidad y mantenimiento.** Se valora la capacidad de la solución para mantener sus prestaciones a lo largo del tiempo, así como las necesidades de conservación. Al tratarse de un elemento expuesto a la intemperie y visible para los usuarios, resulta fundamental garantizar tanto su buen comportamiento como su adecuada apariencia.

6.1.3. Paso 3. Alternativas

Las alternativas descritas anteriormente y que, por ello, van a ser valoradas en este análisis son:

- A1: muro de hormigón.
- A2: muro de escollera.
- A3: muro de gaviones.

6.2. Construcción de la matriz de comparación

En un análisis AHP, los pesos de los criterios no se deben asignar directamente, sino que se asignan por comparación por pares usando la escala de Saaty (Tabla 3.4).

Tabla 3.4. Escala de Saaty. Fuente: Adaptado de Thomas L. Saaty (1980).

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 al criterio A sobre el B
7	Importancia muy grande	El criterio A es mucho más importante que el B
9	Importancia extrema	Mayor importancia del criterio A sobre el B

Teniendo en cuenta esta escala, se van a analizar los criterios para este caso:

- **C4: Durabilidad y mantenimiento.** Suele ser el criterio dominante ya que afecta al ciclo de vida de la estructura, teniendo en cuenta la seguridad y funcionalidad de la misma. Además, influye en costes futuros, no valorando sólo el momento de construcción.
- **C1: Coste de ejecución.** Es un criterio importante ya que valora la viabilidad económica de cada alternativa. No obstante, no debería tener un peso superior a la durabilidad.

- **C2: Construcción.** Debe tener cierto grado de importancia ya que valora la facilidad de ejecución, así como la disponibilidad de medios y la rapidez, pero no debe tener un peso por encima de la durabilidad ni del coste de ejecución.
- **C3: Integración ambiental y paisajística.** Este criterio cobra cada vez una mayor importancia ya que tiene en cuenta aspectos como la aceptación social y la integridad territorial. Es por eso por lo que se le debe tener en cuenta en el proceso de elección de alternativas

Teniendo en cuenta estos argumentos, se va a realizar una propuesta de matriz de pesos (Tabla 3.5).

Tabla 3.5. Matriz de comparación. Fuente: propia.

		C1	C2	C3	C4
		Coste de ejecución	Construcción	Integración ambiental y paisajística	Durabilidad y mantenimiento
C1	Coste de ejecución	1	3	2	1/5
C2	Construcción	1/3	1	1/2	1/5
C3	Integración ambiental y paisajística	1/2	2	1	1/3
C4	Durabilidad y mantenimiento	5	5	3	1

Se ha considerado que el criterio de mayor peso frente al resto es el C4: Durabilidad y mantenimiento al tener en cuenta la situación a futuro. El criterio C1: Coste de ejecución se ha considerado que tiene un mayor peso frente a C2: Construcción y, en menor medida, frente a C3: Integración ambiental y paisajística. También cabe destacar que este último criterio tiene un peso ligeramente superior a C2: Construcción.

6.3. Cálculo del peso local

Una vez comparados los criterios, es posible obtener el valor propio de cada uno de ellos mediante tres pasos.

6.3.1. Paso 1. Normalizar columnas

Consiste en dividir cada valor que conforma la matriz entre la suma de los valores de su columna.

Tabla 3.6. Suma de los criterios por columnas. Fuente: propia.

		C1	C2	C3	C4
		Coste de ejecución	Construcción	Integración ambiental y paisajística	Durabilidad y mantenimiento
C1	Coste de ejecución	1.00	3.00	2.00	0.20
C2	Construcción	0.33	1.00	0.50	0.20
C3	Integración ambiental y paisajística	0.50	2.00	1.00	0.33
C4	Durabilidad y mantenimiento	5.00	5.00	3.00	1.00
	SUMA	6.83	11.00	6.50	1.73

Realizando ahora la división de cada valor, la matriz queda:

Tabla 3.7. Normalización de la matriz de comparación de criterios. Fuente: propia.

		C1	C2	C3	C4
		Coste de ejecución	Construcción	Integración ambiental y paisajística	Durabilidad y mantenimiento
C1	Coste de ejecución	0.15	0.27	0.31	0.12
C2	Construcción	0.05	0.09	0.08	0.12
C3	Integración ambiental y paisajística	0.07	0.18	0.15	0.19
C4	Durabilidad y mantenimiento	0.73	0.45	0.46	0.58

6.3.2. Paso 2. Sumar filas

En este paso se deben sumar los valores de cada fila.

Tabla 3.8. Suma de filas de la matriz de comparación de criterios. Fuente: propia.

		C1	C2	C3	C4	
		Coste de ejecución	Construcción	Integración ambiental y paisajística	Durabilidad y mantenimiento	
C1	Coste de ejecución	0.15	0.27	0.31	0.12	0.84
C2	Construcción	0.05	0.09	0.08	0.12	0.33
C3	Integración ambiental y paisajística	0.07	0.18	0.15	0.19	0.60
C4	Durabilidad y mantenimiento	0.73	0.45	0.46	0.58	2.22

Por último, cada suma se divide entre el número de elementos.

Tabla 3.9. Vector de pesos por criterios. Fuente: propia.

C1	Coste de ejecución	0.21
C2	Construcción	0.08
C3	Integración ambiental y paisajística	0.15
C4	Durabilidad y mantenimiento	0.56

Una vez obtenida la matriz de pesos para cada criterio, se va a obtener una matriz respecto a cada criterio en la que se van a incorporar las alternativas. El proceso de ejecución es idéntico al de la matriz anterior.

6.3.3. Matriz respecto al coste de ejecución

En primer lugar, se debe asignar un peso a cada alternativa comparándolas por pares en cuanto al criterio de coste de ejecución.

Tabla 3.10. Pesos respecto al coste de ejecución. Fuente: propia.

		A1	A2	A3
		Muro hormigón	Muro escollera	Muro gaviones
A1	Muro hormigón	1	1/3	1/5
A2	Muro escollera	3	1	1/2
A3	Muro gaviones	5	2	1

El muro de gaviones tiene un precio inferior al del muro de escollera y este, a su vez, tiene uno inferior al de hormigón. Esto explica los pesos de la Tabla 3.11.

Posteriormente se normalizan las columnas de la matriz. Para ello se suman los valores de cada columna (Tabla 3.12) y, después, se divide cada término de la matriz entre la suma de la propia columna (Tabla 3.13).

Tabla 3.11. Suma por columnas las alternativas respecto al coste. Fuente: propia.

		A1	A2	A3
		Muro hormigón	Muro escollera	Muro gaviones
A1	Muro hormigón	1.00	0.33	0.20
A2	Muro escollera	3.00	1.00	0.50
A3	Muro gaviones	5.00	2.00	1.00
	SUMA	9.00	3.33	1.70

Tabla 3.12. Normalización de las columnas por coste de ejecución. Fuente: propia.

		A1	A2	A3
		Muro hormigón	Muro escollera	Muro gaviones
A1	Muro hormigón	0.11	0.10	0.12
A2	Muro escollera	0.33	0.30	0.29
A3	Muro gaviones	0.56	0.60	0.59

A continuación, se hace la suma por filas de la matriz anterior.

Tabla 3.13. Suma por filas de la matriz de comparación respecto al coste de ejecución. Fuente: propia.

		A1	A2	A3	
		Muro hormigón	Muro escollera	Muro gaviones	
A1	Muro hormigón	0.11	0.10	0.12	0.33
A2	Muro escollera	0.33	0.30	0.29	0.93
A3	Muro gaviones	0.56	0.60	0.59	1.74

Para finalizar, se divide cada una de las sumas de las filas entre el número de elementos.

Tabla 3.14. Vector de pesos con respecto al coste de ejecución. Fuente: propia.

A1	Muro hormigón	0.11
A2	Muro escollera	0.31
A3	Muro gaviones	0.58

A continuación, se repetirá el mismo proceso descrito anteriormente para el resto de los criterios.

Tabla 3.15. Pesos respecto a la construcción. Fuente: propia.

		A1	A2	A3
		Muro hormigón	Muro escollera	Muro gaviones
A1	Muro hormigón	1	1/5	1/2
A2	Muro escollera	5	1	3
A3	Muro gaviones	2	1/3	1

Se han seleccionado estos pesos ya que la escollera y el gavión tienen una dificultad similar en cuanto a temas constructivos, mientras que el hormigón, al requerir encofrados y la colocación de las armaduras, así como el cuidado del curado del hormigón, puede presentar una mayor dificultad.

Tabla 3.16. Vector de pesos con respecto a la construcción. Fuente: propia.

A1	Muro hormigón	0.12
A2	Muro escollera	0.65
A3	Muro gaviones	0.23

Tabla 3.17. Pesos respecto a la integración ambiental y paisajística. Fuente: propia.

		A1	A2	A3
		Muro hormigón	Muro escollera	Muro gaviones
A1	Muro hormigón	1	1/7	1/5
A2	Muro escollera	7	1	2
A3	Muro gaviones	5	1/2	1

Estos se han dado debido a que la escollera se integra ligeramente mejor que los gaviones. Por otro lado, el hormigón, aunque tiene muchas técnicas para lograr una integración más o menos asequible, queda mucho menos integrado que las otras dos alternativas.

Tabla 3.18. Vector de pesos con respecto a la integración ambiental y paisajística. Fuente: propia.

A1	Muro hormigón	0.08
A2	Muro escollera	0.59
A3	Muro gaviones	0.33

Tabla 3.19. Pesos respecto a la durabilidad y el mantenimiento. Fuente: propia.

		A1	A2	A3
		Muro hormigón	Muro escollera	Muro gaviones
A1	Muro hormigón	1	2	5
A2	Muro escollera	1/2	1	3
A3	Muro gaviones	1/5	1/3	1

Estos pesos se deben a que el hormigón es más duradero que la escollera y ambos son más duraderos que los gaviones, que requieren mayor mantenimiento y corren el riesgo de corrosión.

Tabla 3.20. Vector de pesos con respecto a la durabilidad y el mantenimiento. Fuente: propia.

A1	Muro hormigón	0.58
A2	Muro escollera	0.31
A3	Muro gaviones	0.11

El último paso del análisis consiste en calcular el valor global de cada una de las alternativas. Para ello se va a seguir la siguiente fórmula:

$$\text{Peso global} = \sum (\text{peso por criterio} \cdot \text{peso global})$$

Siguiendo la fórmula, cada una de las alternativas quedaría de la siguiente forma:

Muro de hormigón

$$(0,21 \cdot 0,11) + (0,08 \cdot 0,12) + (0,15 \cdot 0,08) + (0,56 \cdot 0,58) = 0,37$$

Muro de escollera

$$(0,21 \cdot 0,31) + (0,08 \cdot 0,65) + (0,15 \cdot 0,59) + (0,56 \cdot 0,31) = 0,38$$

Muro de gaviones

$$(0,21 \cdot 0,58) + (0,08 \cdot 0,23) + (0,15 \cdot 0,33) + (0,56 \cdot 0,11) = 0,25$$

Siguiendo los criterios del análisis, se debería elegir la alternativa número 2 correspondiente al muro de escollera.

6.4. Ratio de consistencia

A continuación, se va a calcular el Ratio de Consistencia (CR). Se trata de un indicador que mide si los pesos asignados en el cálculo de los pesos locales guardan una coherencia entre ellos.

Para ello se parte del vector de pesos (Tabla 3.10) y de la matriz original (Tabla 3.6) y se multiplican entre sí.

Tabla 3.21. Producto de la matriz de pesos por el vector de pesos. Fuente: propia.

C1	0.87
C2	0.34
C3	0.61
C4	2.47

Seguidamente se divide cada componente de este nuevo vector entre su peso:

$$C1 \rightarrow \frac{0,87}{0,21} = 4,14$$

$$C2 \rightarrow \frac{0,34}{0,08} = 4,09$$

$$C3 \rightarrow \frac{0,61}{0,15} = 4,04$$

$$C4 \rightarrow \frac{2,47}{0,56} = 4,45$$

Después se calcula el valor propio máximo de la matriz mediante la siguiente expresión:

$$\lambda_{\max} = \frac{4,14 + 4,09 + 4,04 + 4,45}{4} = 4,18$$

Con este valor es posible calcular el índice de consistencia:

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

Siendo:

- n: número de criterios de los que se dispone.

$$CI = \frac{4,18 - 4}{4 - 1} = 0,06$$

Por último, ya es posible calcular el ratio de consistencia (CR):

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

Siendo:

- CI: índice de consistencia
- RI: índice aleatorio de Saaty. Para matrices 4x4 es de valor 0,90.

$$CR = \frac{0,06}{0,90} = 0,06$$

Lo que significa que se tiene un valor del ratio de consistencia de 6,6%. Se considera un análisis adecuado si este ratio queda por debajo del 10%, por lo que se puede concluir que este análisis multicriterio lo es.

7. Conclusión

Tras la descripción de cada alternativa y la valoración de las mismas mediante el análisis multicriterio AHP, se concluye que la alternativa seleccionada en este caso es la correspondiente a la alternativa 2: muro de escollera.

ANEJO N.º. 4: DISEÑO GEOTÉCNICO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Índice

ANEJO N.º 4: DISEÑO GEOTÉCNICO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN	66
1. Objeto	68
2. Consideraciones técnicas	68
2.1. Perfil del terreno del talud	68
2.2. Cimiento	68
2.3. Cuerpo del muro	68
2.4. Trasdós	69
2.5. Elementos de drenaje	69
3. Bloques de escollera	69
3.1. Características geométricas	69
4. Parámetros geomecánicos y métodos de cálculo	70
4.1. Parámetros geomecánicos	70
4.2. Modos de fallo	71
4.3. Coeficientes de seguridad	71
5. Cálculo	71
5.1. Parámetros iniciales	71
5.2. Comprobación frente a deslizamiento	76
5.3. Comprobación frente a vuelco	76
5.4. Comprobación de tensiones en la cimentación	76
5.5. Comprobación frente al hundimiento	78
5.6. Estabilidad	80
5.7. Conclusión	83
5.8. Modelización del muro	83
APÉNDICES	84
APÉNDICE 4. A: Perfil geológico	85
APÉNDICE 4. B: Situación actual del talud	87
APÉNDICE 4. C: Materiales y factores de seguridad	89

4 Diseño geotécnico de sistemas de contención

1. Objeto

En el siguiente apartado se va a explicar el diseño del muro de contención propuesto en el estudio de alternativas: muro de escollera. Para realizar el cálculo se va a seguir la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera (2006)*.

2. Consideraciones técnicas

2.1. Perfil del terreno del talud

Antes de proceder al dimensionamiento del muro de contención, es necesario analizar la geometría del terreno sobre el que se implantará la estructura. Para ello se ha realizado un perfil longitudinal del talud, cuya ubicación se muestra en la Figura 4.1 y cuyo resultado se representa en la Figura 4.2.



Figura 4.1. Ubicación del perfil del terreno en la zona del talud objeto de estudio. Fuente: elaboración propia a partir de cartografía a escala 1:1.000 procedente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).



Figura 4.2. Perfil del terreno de la zona del talud objeto de estudio. Fuente: elaboración propia a partir de los datos extraídos del programa QGIS.

El perfil obtenido muestra que la diferencia de cotas a lo largo del trazado del muro es reducida, situándose en torno a los 5 m de altura. A partir de esta geometría pueden plantearse dos alternativas de diseño: una primera basada en un muro de altura variable que se adapte al perfil natural del terreno y una segunda consistente en un muro de altura constante.

Aunque la primera alternativa permitiría ajustar la estructura a la topografía existente, supondría una mayor complejidad en el diseño, la ejecución y el replanteo de la obra. Por el contrario, la adopción de un muro de altura constante simplifica el proceso constructivo, facilita la definición de una sección tipo única para todo el trazado y mejora la uniformidad estética de la actuación.

Por estos motivos se adopta una solución formada por un muro de 55 m de longitud y una altura constante de 5 m. La implantación de esta solución requerirá la regularización previa del terreno mediante movimientos de tierras, de forma que la rasante final se adapte a la geometría proyectada del muro.

Según la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*, la geometría de la sección del muro debe cumplir con las siguientes condiciones.

2.2. Cimiento

Se recomienda que la cimentación tenga una profundidad mínima de 1 m. También se indica que debería realizarse con una contrainclinación de al menos 3H:1V.

Normalmente, la escollera del cimiento debe hormigonarse. Este hormigonado es necesario para considerar que trabaja como un elemento rígido. Además, la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera* recomienda el uso de un hormigón en masa de 20 MPa de resistencia característica, consistencia blanda y tamaño máximo del árido de 40 mm, HM-20/B/40/A (donde A es la designación del ambiente).

2.3. Cuerpo del muro

La superficie de apoyo de la primera hilada de escollera sobre la cara superior del cimiento de escollera hormigonada debe tener una inclinación media hacia el trasdós en torno al 3H:1V. Esta inclinación debe seguirse en las hiladas del cuerpo del muro. Además, el paramento visto (intradós) no debe ser más vertical que 1H:3V.

En cuanto a la anchura del muro, debe ser tal que permita colocar, al menos, dos bloques de escollera en cada una de las hiladas del muro. Asimismo, se recomienda un valor mínimo de 2 m de

ancho en la coronación del muro. No obstante, este valor podría reducirse si se justifica adecuadamente y si el muro tiene una altura inferior a 5 m.

2.4. Trasdós

En general, se propone un relleno de material granular en el trasdós del muro de un espesor mínimo de 1 m. Con la incorporación de este material se pretende:

- Crear una transición granulométrica entre el terreno natural existente en el emplazamiento o, en su caso, el relleno empleado y el cuerpo del muro.
- Repartir de manera uniforme los empujes sobre el cuerpo del muro de escollera. Se recomienda usar valores altos del ángulo de rozamiento interno del relleno de trasdós, así como buenas características drenantes para el mismo.
- Dificultar la salida de material del terreno natural o del relleno, a través de los huecos entre bloques de escollera.

2.5. Elementos de drenaje

2.5.1. Drenaje superficial

Se deben proyectar las medidas necesarias para evitar que el agua de escorrentía desagüe al relleno granular del trasdós o al propio muro de escollera. Para ello pueden proponerse cunetas tanto en coronación como en el pie del talud, aunque se recomienda que sean revestidas.

2.5.2. Drenaje subterráneo

El objetivo del drenaje subterráneo es evitar la acumulación de agua tanto en el trasdós como en el cimiento del muro.

3. Bloques de escollera

3.1. Características geométricas

3.1.1. Granulometría

La *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera* propone distintos tamaños para los bloques de escollera. Para el caso del diseño de muros de escollera colocada, con la función de contención o sostenimiento, la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera* propone una escollera gruesa HMB_{1000/3000}, con masa comprendida entre mil y tres mil kilogramos (1000/3000).

Además, la Guía cuenta con la siguiente tabla en la que se proponen las granulometrías que deberían tener las escolleras de cada tipo (Tabla 4.1).

Tabla 4.1. Granulometrías propuestas para escolleras. Fuente: *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*.

CATEGORÍA(*)	HMB _{300/1000}	HMB _{1000/3000}
GRANULOMETRÍA (kg)	300 a 1000	1000 a 3000
MASA (kg)	PORCENTAJE (EN MASA) DE PARTÍCULAS CON MASA MENOR DE	
4500	—	97-100%
3000	—	70-100%
1500	97-100%	—
1000	70-100%	0-10%
650	—	0-5%
300	0-10%	—
200	0-5%(**)	—

La forma más recomendada para los bloques de escollera colocada es aquella que es aproximadamente prismática. Se recomienda evitar bloques planos, aciculares, piramidales y redondeados.

Para valorar si los bloques que se van a emplear son adecuados o no, se emplea el criterio de determinación del porcentaje de piezas de escollera, que consiste en una relación entre la longitud y el espesor de los bloques. Esta relación debe ser superior a tres para considerar que un bloque es válido. Además, se recomienda que el número de bloques que superen esta relación sea inferior o igual al 15%.

$$\left(\frac{L}{E} > 3\right) \leq 15\%$$

Siendo:

- L: Longitud. Corresponde a la dimensión máxima de un bloque de escollera.
- E: Espesor. Se trata de la dimensión mínima de un bloque de escollera.

3.1.2. Proporción de superficies trituradas o rotas

La Guía indica que los bloques de escollera deben presentar superficies rugosas con el mayor número posible de caras de fractura y aristas vivas, evitándose los bloques redondeados. A modo de aclaración, se consideran bloques redondeados aquellos que presentan menos del 50% de caras trituradas o rotas.

La proporción de piezas de escollera redondeadas se determinará según UNE EN 13383-1, que indica que la proporción de bloques redondeados debe ser inferior o igual al 5%.

$$RO \leq 5\%$$

Siendo:

- RO: Proporción de superficies trituradas o rotas.

4. Parámetros geomecánicos y métodos de cálculo

4.1. Parámetros geomecánicos

4.1.1. Peso específico

Se recomienda que la densidad seca de los bloques sea superior o igual a 2500 kg/m³, dando lugar a un peso específico seco mínimo de 24,52 kN/m³, que puede aproximarse a 25 kN/m³.

La *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera* incluye una tabla con el peso específico seco aproximado de algunas de las rocas más empleadas en muros de escollera (Tabla 4.2).

Tabla 4.2. Propuesta de peso específico seco aproximado de algunas rocas. Fuente: Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera.

CLASIFICACIÓN	ROCA	γ_s (kN/m³)
PLUTÓNICAS	Granitos sanos	26-27,5
	Sienitas y monzonitas	25-27
	Dioritas	25-27
	Gabros y peridotitas	29-30,5
FILONIANAS	Pórfidos	27-29
	Diabasas y ofitas	29-31
VOLCÁNICAS	Riolitas y traquitas	24,5-26
	Andesitas, traquiandesitas y dacitas	23-27,5
	Basaltos	27,5-30
METAMÓRFICAS	Cuarcitas	26-26,5
	Gneises	23-28
	Esquistos y pizarras muy sanas	22-26
	Piroxenitas y anfibolitas	28-30
	Mármoles	26,5-27,5
DETRÍTICAS	Conglomerados, pudingas y brechas muy cementados	20-27
	Areniscas muy cementadas	19-29
	Grauwacas	22-29
CARBONATADAS	Calizas	21-28,5
	Dolomías	22-28,5

4.1.2. Porosidad

La porosidad (n) de un muro de escollera se calcula como el cociente entre el volumen de huecos y el volumen total del muro.

La *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera* recomienda la obtención de porosidades en los muros de escollera colocada comprendidas aproximadamente entre $0,25 \leq n \leq 0,35$, con preferencia en la mitad inferior de dicho rango.

4.1.3. Ángulo de rozamiento interno

Para definir el ángulo de rozamiento interno de la escollera colocada se recomienda partir del ángulo de rozamiento básico, que correspondería con el ángulo de rozamiento de la escollera vertida, y aplicarle un ligero aumento que va asociado a las características específicas de la escollera colocada, incluyendo una pequeña disminución en función de las tensiones normales a las que esté sometida la escollera.

$$\varphi = \varphi_b + \Delta\varphi_e - \Delta\varphi_n$$

Siendo:

- φ : Ángulo de rozamiento interno a considerar en el cálculo de la escollera colocada.
- φ_b : Ángulo de rozamiento básico
- $\Delta\varphi_e$: Incremento del ángulo de rozamiento interno según las características de ejecución
- $\Delta\varphi_n$: Disminución del ángulo de rozamiento interno en función de la magnitud de las tensiones normales

La *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera* recoge en la Tabla 4.3 algunos valores de ángulos de rozamiento básicos, así como incrementos de ángulo de rozamiento debido a las características de ejecución.

Tabla 4.3. Valores aproximados de φ_b y $\Delta\varphi_e$. Fuente: Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera.

MATERIAL (*)	φ_b (°)	$\Delta\varphi_e$ (°)
Granito muy sano	40-41	1-2
Gneis	41-42	1-2
Cuarcita sana	39-40	1-2
Basalto	40-41	1-3
Riolita y andesita	41-42	1-3
Sienita y granodiorita	41-42	1-3
Dolomías y calizas muy sanas	39-40	1-2
Conglomerados y brechas bien cementadas	39-41	1-2
Areniscas bien cementadas	38-39	1-2

La disminución del ángulo de rozamiento interno en función de la magnitud de las tensiones normales se puede estimar mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta\varphi_n = \varphi_n \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_n}{\rho_a} \right) \geq 0$$

Siendo:

- $\Delta\varphi_n$: Disminución del ángulo de rozamiento interno por efecto de la presión normal que, en ningún caso, podrá resultar negativo.
- φ_n : Coeficiente expresado en grados sexagesimales. Salvo justificación en contra, debe adoptarse un valor mínimo de siete grados.
- σ_n : Tensión normal máxima a la que se encuentra sometida la sección objeto de estudio.
- ρ_a : Presión atmosférica, que se utiliza como referencia ($\rho_a = 0,1$ MPa).

4.2. Modos de fallo

4.2.1. Hundimiento

El fallo producido por hundimiento sucede cuando la carga que transmite la cimentación al terreno excede la capacidad de soporte del terreno. En estas circunstancias tanto el elemento de cimentación como el terreno que queda debajo de él experimentan tales movimientos que desestabilizan la construcción que estaban soportando.

4.2.2. Deslizamiento

Este modo de fallo se produce cuando las tensiones de corte en el plano de contacto entre el terreno y la base del elemento de cimentación son iguales o superiores a la resistencia a corte de dicho contacto. Esto provoca el desplazamiento de la cimentación con respecto al plano de apoyo.

4.2.3. Vuelco

Las cimentaciones superficiales sometidas a cargas excéntricas respecto al centro de gravedad de su área de apoyo pueden alcanzar un estado límite último cuando el punto de paso de la resultante de las acciones se aproxima al borde de la cimentación. Este modo de fallo consiste en el giro excesivo del elemento de la cimentación y, por ende, de la estructura que sustenta.

4.2.4. Estabilidad global

Es posible que tanto la estructura como su cimiento fallen globalmente sin que se lleguen a producir antes otros fallos locales. Al suceder esto, se forma una superficie continua que engloba toda la cimentación y cuyos esfuerzos de corte alcanzan el valor de la resistencia al corte del terreno.

Este tipo de rotura es típico en estructuras de contención de tierras y cimentaciones próximas a la coronación de taludes de desmonte o de relleno o en medias laderas, particularmente si su estabilidad natural es precaria.

4.3. Coeficientes de seguridad

La combinación más empleada en el dimensionamiento de muros es la combinación casi permanente, por lo que se empleará dicha combinación, así como los coeficientes de seguridad asociados a ella que proporciona la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (2009) (Tabla 4.4).

Tabla 4.4. Coeficientes de seguridad mínimos normales para las cimentaciones de muros. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera.

MODO DE FALLO	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE(*) F ₁	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F ₂	COMBINACIÓN ACCIDENTAL F ₃	MÉTODO DE EVALUACIÓN (APARTADO DE ESTA GUÍA)
Estabilidad global	1,50	1,30	1,10	4.4 ⁽¹⁾ , 5.2.1 ⁽²⁾
Hundimiento	3,00	2,60	2,20	4.5 ⁽¹⁾ , 5.10 ⁽²⁾
Deslizamiento	1,50	1,30	1,10	4.6 ⁽¹⁾
Resistencia horizontal	3,00	2,60	2,20	5.12 ⁽²⁾
Vuelco plástico	1,50	1,30	1,10	4.7 ⁽¹⁾
Vuelco rígido	2,00	1,80	1,50	4.7 ⁽¹⁾

5. Cálculo

Todos los cálculos se han realizado con una hoja de Excel basada en las indicaciones de la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*. No obstante, se explicará cómo se ha realizado cada uno de los cálculos.

Tras realizar una serie de iteraciones geométricas, se ha adoptado una solución que permite compatibilizar la estabilidad global del muro con una distribución adecuada de tensiones sobre el terreno.

5.1. Parámetros iniciales

5.1.1. Del terreno

De la campaña geotécnica facilitada por el tutor es posible extraer los datos característicos del terreno donde se pretende ubicar el muro de contención:

- Densidad: 19 kN/m³.
- Ángulo de rozamiento: 30,5°.

5.1.2. De la escollera

Como no se dispone de información concreta sobre la escollera, se supondrán valores estándar pero conservadores, con el objetivo de ajustar el diseño y optar por la seguridad.

- Densidad: 1700 kg/m³.
- Ángulo de rozamiento: 38,7°. Se justifica este elevado valor debido a que, en la zona objeto de estudio, el material de escollera predominante es la caliza y, según la Tabla 4.3, su ángulo de rozamiento se encuentra entre 39° y 40°.

5.1.3. Del contacto escollera-terreno

- Ángulo de rozamiento trasdós-terreno: se trata de la fricción que se genera en el trasdós del muro cuando el terreno intenta empujarlo. Al ser un muro de escollera, la superficie trasera es rugosa e irregular, lo que hace que la tierra quede adherida al muro, generando una situación favorable porque se reduce el empuje horizontal, generando una fuerza vertical que estabiliza el muro.

Normativas españolas como el Código Técnico de la Edificación CTE-DB-SE-C permiten considerar que en muros rugosos el ángulo de rozamiento trasdós-terreno es de $\frac{2}{3} \cdot \varphi'$, siendo φ' el ángulo de rozamiento del terreno.

Siguiendo este razonamiento, para este caso se obtendría: $\frac{2}{3} \cdot 30,5^\circ = 20,3^\circ$.

- Ángulo de rozamiento zapata-terreno: consiste en la fricción generada en la base del muro, siendo el parámetro más crítico para evitar que el muro se deslice hacia adelante por la fuerza del terreno.

Los bloques de escollera, debido a su forma y sus características, se clavan en el suelo natural. Debido a que la roca es más dura que el terreno, si el muro se deslizara, rompería el suelo antes que las rocas. Esto hace que el plano de fallo se produzca sobre el terreno y, por ello, se pueda usar el ángulo de rozamiento de este. No obstante, si se quiere tener un punto de vista más conservador es posible emplear la reducción $\frac{2}{3} \cdot \varphi'$, ya que se considera que durante la excavación el suelo puede quedar suelto, embarrado o deteriorado antes de colocar las piedras.

De la escollera:				Del terreno:			
Densidad:	$\gamma E =$	1700	kg/m ³	Densidad:	$\gamma T =$	1900	kg/m ³
Ángulo de rozamiento:	$\text{tg}(\phi E) =$	0.80		Ángulo de rozamiento:	$\text{tg}(\phi T) =$	0.59	
	$\phi E =$	38.7	°		$\phi T =$	30.5	°
Del contacto escollera - terreno:							
Ángulo rozamiento trasdós - terreno:	$(\delta = C1 \cdot \phi T)$	C1 =	0.67	$\delta =$	20.3	°	
Ángulo rozamiento zapata - terreno:	$(\phi TZ = C2 \cdot \phi T)$	C2 =	0.667	$\phi TZ =$	20.3	°	
	$(\phi T) =$	30.5		Terreno base			

Figura 4.3. Resumen de los parámetros iniciales. Fuente: propia.

A continuación, se recogen los datos referentes a la geometría de la sección tipo del muro de escollera que se está diseñando.

- **Altura del intradós.**

Se va a diseñar una sección con una altura estándar de 5 m.

- **Profundidad de la puntera.**

Corresponde a la profundidad de empotramiento, es decir, aquella parte del muro que queda enterrada bajo el nivel del terreno natural. Teniendo en cuenta los condicionantes expuestos en apartados anteriores, se va a considerar una profundidad de 0,40 m. Se debe tener en cuenta que en pasos posteriores se le sumará la altura de la contrainclinación, con lo que se conseguirá una profundidad total igual o superior a 1 m.

- **Ancho total de la zapata.**

Normalmente para el ancho de la zapata se elige una distancia equivalente al 50%-60% de la altura de dicho muro. Para este caso se va a seleccionar un ancho inicial de 2,50 m.

- **Talud del trasdós.**

Hace referencia a la inclinación de la cara trasera del muro, es decir, aquella que está en contacto con el terreno. Se va a adoptar un talud 1H:4V.

- **Talud del intradós.**

Se trata de la inclinación de la cara vista del muro. Se va a optar por un talud 1H:3V ya que se pretende cumplir con las condiciones expuestas en apartados anteriores de la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*. Además, se selecciona la misma inclinación que en el trasdós con la intención de dar una homogeneidad al muro, lo que puede suponer una facilidad en las tareas constructivas.

- **Talud de la zapata.**

De nuevo, se pretende cumplir con las consideraciones expuestas anteriormente por la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*, por lo que se va a otorgar una contrainclinación a la base de la zapata de 3H:1V.

- **Ángulo del terreno de coronación.**

Se va a considerar el mismo que el ángulo de rozamiento propio del terreno existente en el emplazamiento.

Con todos estos datos iniciales es posible obtener el resto de las características geométricas del muro (Figura 4.4).

Características geométricas y de los materiales:

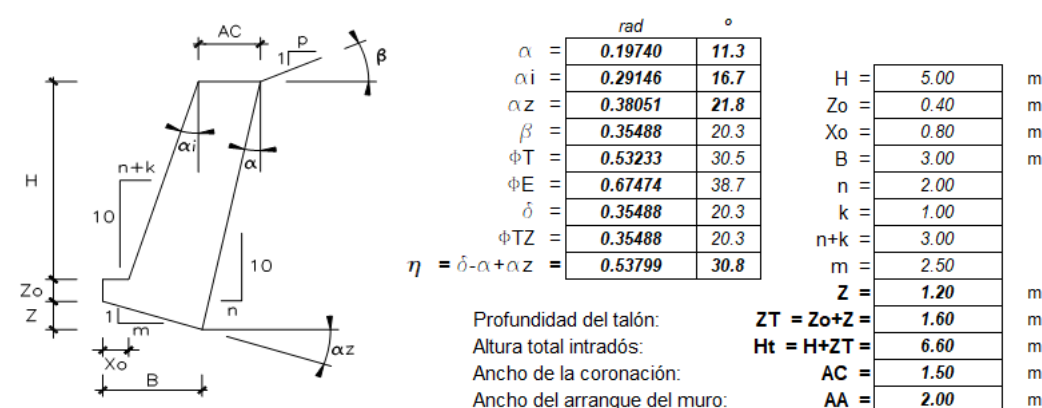


Figura 4.4. Características geométricas del muro. Fuente: propia.

Una vez calculada la sección del muro, es necesario comprobar si los coeficientes de seguridad expuestos anteriormente se cumplen o no.

5.1.4. Peso propio

En primer lugar, se quiere obtener el peso propio de la sección del muro de escollera. Para ello se ha dividido dicha sección en figuras de las que es posible calcular su área con facilidad.

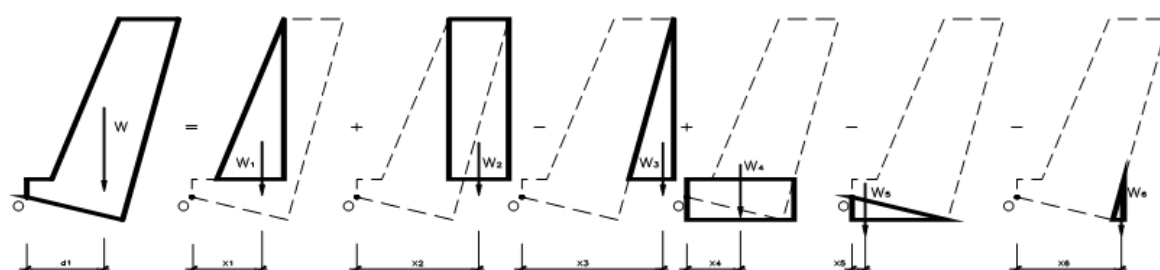


Figura 4.5. Descomposición de la sección del muro en figuras más simples. Fuente: propia.

$$W_1 = \left[\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{3,3 \cdot 5}{10} \cdot 5 \right) \cdot 1 \right] \cdot 2.000 = 6.375 \text{ kg}$$

$$x_1 = \frac{2}{3} \cdot \left(0,40 + \frac{3,3 \cdot 5}{10} \right) = 1,80 \text{ m}$$

$$W_2 = [(2,01 \cdot 5) \cdot 1] \cdot 2.000 = 12.750 \text{ kg}$$

$$x_2 = 0,40 + \left(\frac{3,3 \cdot 5}{10} \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot 2,01 \right) = 3,05 \text{ m}$$

$$W_3 = \left[\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{2,5 \cdot 5}{10} \cdot 5 \right) \cdot 1 \right] \cdot 2.000 = 4.250 \text{ kg}$$

$$x_3 = 0,40 + \left(\frac{3,3 \cdot 5}{10} \right) + \left(2,01 - \frac{1}{3} \cdot \frac{2,5 \cdot 5}{10} \right) = 3,47 \text{ m}$$

$$W_4 = \left[\left(\left(2,50 + \frac{2,5 \cdot 1,23}{10} \right) \cdot 1,23 \right) \cdot 1 \right] \cdot 2.000 = 9.030,40 \text{ kg}$$

$$x_4 = \frac{1}{2} \cdot \left(2,50 + \frac{2,5 \cdot 1,23}{10} \right) = 1,66 \text{ m}$$

$$W_5 = \left[\left(\frac{1}{2} \cdot 2,50 \cdot 0,83 \right) \cdot 1 \right] \cdot 2.000 = 3.060 \text{ kg}$$

$$x_5 = \frac{1}{3} \cdot 2,5 = 1 \text{ m}$$

$$W_6 = \left[\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{2,5 \cdot 1,23}{10} \cdot 1,23 \right) \cdot 1 \right] \cdot 2.000 = 435,20 \text{ kg}$$

$$x_6 = 2,50 + \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{2,5 \cdot 1,23}{10} \right) = 3,21 \text{ m}$$

Por lo tanto, el peso total de la sección es:

$$W_T = W_1 + W_2 - W_3 + W_4 - W_5 - W_6 = 7.000 + 15.000 - 5.000 + 6.775,11 - 2.083,33 - 304,22$$

$$W_T = 20.410,20 \text{ kg/m}$$

También es posible calcular el momento estabilizador:

$$W \cdot d_1 = (6.375 \cdot 1,80) + (12.750 \cdot 3,05) - (4.250 \cdot 3,47) + (9.030,40 \cdot 1,66) - (3.060 \cdot 1) - (435,20 \cdot 3,21) = 46.161,19 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

Teniendo en cuenta estos cálculos, es posible calcular el brazo d_1 .

$$d_1 = \frac{46.307,79}{21.387,56} = 2,26 \text{ m}$$

También es posible obtener las componentes normal y tangencial en la base del muro:

$$W_n = W \cdot \cos(\alpha) = 21.387,56 \cdot \cos(21,8^\circ) = 18.950,39 \text{ kg/m}$$

$$W_t = W \cdot \sin(\alpha) = 21.387,56 \cdot \sin(21,8^\circ) = 7.580,16 \text{ kg/m}$$

5.1.5. Empuje activo

El empuje activo es la fuerza lateral que ejerce el terreno sobre una estructura, en este caso sobre el muro, cuando esta se deforma o se desplaza ligeramente alejándose de dicho terreno. Este movimiento permite que el terreno se descomprima hasta llegar a alcanzar el estado de fallo o equilibrio plástico.

Se emplea la fórmula del empuje activo de Coulomb debido a que el trasdós del muro está inclinado y esta fórmula incluye esta inclinación en el cálculo. Además, también considera el rozamiento existente entre el muro y el terreno. El último detalle es que permite dar pendiente al terreno existente.

$$K_a = \left(\frac{\cos(\varphi_T - \alpha) \cdot \sec(\alpha)}{\sqrt{\cos(\alpha + \delta)} \cdot \sqrt{\frac{\sin(\varphi_T + \delta) \cdot \sin(\varphi_T - \beta)}{\cos(\beta - \alpha)}}} \right)^2$$

Siendo:

- φ_T : ángulo de rozamiento interno del terreno. Representa la resistencia a corte del terreno.
- δ : rozamiento entre el muro y el terreno.
- β : pendiente del trasdós del terreno.
- α : inclinación del trasdós del muro.

$$K_a = \left(\frac{\cos(30,5^\circ - 11,3^\circ) \cdot \sec(11,3^\circ)}{\sqrt{\cos(11,3^\circ + 20,3^\circ)} \cdot \sqrt{\frac{\sin(30,5^\circ + 20,3^\circ) \cdot \sin(30,5^\circ - 20,3^\circ)}{\cos(20,3^\circ - 11,3^\circ)}}} \right)^2 = 0,30$$

Cabe destacar que cuanto mayor sea este coeficiente, mayor empuje ejercerá el terreno sobre el muro y, por ello, mayores dimensiones tendrá el muro.

Una vez obtenido el coeficiente del empuje activo, es posible obtener el empuje mediante la siguiente fórmula:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Siendo:

- γ : peso específico del relleno del trasdós del muro (kg/m^3).
- H : altura del muro (m).
- K_a : empuje activo.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 1900 \cdot 6,60^2 \cdot 0,30 = 12.291,28 \text{ kg/m}$$

Asimismo, es posible calcular el brazo de este empuje:

$$d_2 = \left[\frac{1}{3} \cdot (H_t - Z) \cdot \cos(\delta - \alpha) \right] - \left[\left(\frac{B + n}{30 \cdot H_t} \right) \cdot \sin(\delta - \alpha) \right]$$

Siendo:

- H_t : altura total del muro (m).
- Z : empotramiento o parte enterrada (m).
- δ : rozamiento entre el muro y el terreno.
- α : inclinación del trasdós del muro.
- B : ancho de la base del muro (m).

$$d_2 = \left[\frac{1}{3} \cdot (6,60 - 1,20) \cdot \cos(20,3 - 11,3) \right] - \left[\left(\frac{3 + 2}{30 \cdot 6,60} \right) \cdot \sin(20,3 - 11,3) \right] = 0,45 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que el empuje cuenta con cierta inclinación, es posible calcular las componentes tangencial y normal ubicadas en la base del muro.

La componente normal se encarga de generar el vuelco, aumentar las presiones y comprimir el muro.

$$Ea_n = Ea \cdot \sin(\eta)$$

La componente tangencial es la que genera el rozamiento, ayuda o perjudica al deslizamiento y modifica la estabilidad.

$$Ea_t = Ea \cdot \cos(\eta)$$

Siendo:

- η : inclinación de la fuerza respecto al plano del muro, y es igual a $\eta = \delta - \alpha + \alpha z$.

El término αz introduce la inclinación del trasdós.

$$Ea_n = 10.963,52 \cdot \sin(30,8) = 6.298,23 \text{ kg/m}$$

$$Ea_t = 10.963,52 \cdot \cos(30,8) = 10.554,99 \text{ kg/m}$$

5.1.6. Sobrecarga

A pesar de que en el entorno del muro no está permitido el tránsito de vehículos y, por ello, no sería necesaria la inclusión de una sobrecarga que lo simule, se ha considerado una sobrecarga de 10 KPa que represente la fuerza que podría ejercer la maquinaria durante el proceso constructivo del muro, por razones de seguridad.

El empuje que ejerce la sobrecarga puede calcularse como:

$$E_p = \frac{K_a \cdot P \cdot \cos(\alpha)}{\cos(\alpha + \beta) \cdot H_t}$$

Siendo:

- K_a : coeficiente de empuje
- P : sobrecarga (Kg/cm^2).
- α : inclinación del trasdós del muro.
- β : pendiente del trasdós del terreno.
- H_t : altura total del intradós (m).

Sustituyendo con los valores correspondientes se obtiene:

$$E_p = \frac{0,30 \cdot 1019,7 \cdot \cos(11,3)}{\cos(11,3 + 20,3) \cdot 6,60} = 2.302,43 \text{ kg/m}$$

También es posible obtener el brazo de dicho empuje:

$$d_{2p} = \left(\left(\frac{1}{2} \cdot (H_t - z) \right) \cdot \cos(\delta - \alpha) \right) - \left(\left(\frac{B + n}{20 \cdot H_t} \right) \cdot \sin(\delta - \alpha) \right)$$

Siendo:

- H_t : altura total del intradós (m).
- z : empotramiento o parte enterrada (m).

- δ : rozamiento entre el muro y el terreno.
- α : inclinación del trasdós del muro.
- B : ancho de la base del muro (m).
- n : talud del trasdós.

Sustituyendo los datos queda:

$$d_{2p} = \left(\left(\frac{1}{2} \cdot (6,60 - 1,20) \right) \cdot \cos(20,3 - 11,3) \right) - \left(\left(\frac{3 + 2}{20 \cdot 6,60} \right) \cdot \sin(20,3 - 11,3) \right) = 1,50 \text{ m}$$

Este empuje también es posible descomponerlo en dos componentes, la normal y la tangencial:

Componente normal

$$Ep_n = Ep \cdot \sin(\eta)$$

Componente tangencial

$$Ep_t = Ep \cdot \cos(\eta)$$

Siendo:

- η : inclinación de la fuerza respecto al plano del muro, y es igual a $\eta = \delta - \alpha + \alpha z$.

$$Ep_n = 2.174,52 \cdot \sin(30,8) = 1.179,80 \text{ kg/m}$$

$$Ep_t = 2.174,52 \cdot \cos(30,8) = 1.977,19 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto, el empuje total se entiende como la suma del empuje activo más el empuje producido por la sobrecarga:

$$Ea_T = E_a + E_p = 12.291,28 + 2.302,43 = 14.593,71 \text{ kg/m}$$

Su brazo se puede calcular como:

$$d_{2T} = \frac{(E_a \cdot d_2) + (E_p \cdot d_{2p})}{Ea_T} = \frac{(12.291,28 \cdot 0,45) + (2.302,43 \cdot 1,50)}{14.593,71} = 0,61 \text{ m}$$

Las componentes normal y tangencial de este empuje son:

$$Ea_{T_n} = Ea_T \cdot \sin(\eta) = 13.138,04 \cdot \sin(30,8) = 7.478,03 \text{ kg/m}$$

$$Ea_{T_n} = Ea_T \cdot \cos(\eta) = 13.138,04 \cdot \cos(30,8) = 12.532,18 \text{ kg/m}$$

5.2. Comprobación frente a deslizamiento

Se trata de calcular el cociente entre las fuerzas resistentes al deslizamiento y las que intentan deslizar el muro.

$$F_s = \frac{(Ea_n + W_n + Ep_n) \cdot \tan(\varphi_T)}{Ea_t - W_t + Ep_t}$$

Siendo:

- Ea_n : componente normal del empuje activo (kg/m).
- W_n : componente normal del peso propio (kg/m).
- Ep_n : componente normal del empuje de la sobrecarga (kg/m).
- φ_T : ángulo de rozamiento del terreno de cimentación.
- Ea_t : componente tangencial del empuje activo (kg/m).
- W_t : componente tangencial del peso propio (kg/m).
- Ep_t : componente tangencial del empuje de la sobrecarga (kg/m).

Las fuerzas resistentes son las que se encuentran en el numerador, ya que Ea_n y Ep_n comprimen el muro contra el terreno y W_n es la principal fuerza estabilizadora, ya que cuanto más pesa el muro, mayor rozamiento y, por ello, mayor estabilidad.

Por otro lado, las fuerzas deslizantes son las que se encuentran en el denominador. Ea_t es la principal fuerza que intenta desplazar el muro, mientras que W_t ayuda a que el muro no deslice.

$$F_s = \frac{(6.298,23 + 18.950,39 + 1.179,80) \cdot \tan(30,5)}{10.554,99 - 7.580,16 + 1.977,19} = 1,98 > 1,5$$

Teniendo en cuenta que el coeficiente alcanza un valor superior a 1,5, es posible afirmar que el muro no fallará por deslizamiento.

5.3. Comprobación frente a vuelco

El vuelco consiste en el giro del muro alrededor de la puntera debido al empuje el terreno. Su comprobación consiste en una comparación entre aquellos momentos que estabilizan al muro (numerador) frente a los que lo intentan volcar (denominador).

$$F_v = \frac{W \cdot d_1}{(E_a \cdot d_2) + (E_p \cdot d_{2p})}$$

Siendo:

- W : peso total del muro (kg/m).
- d_1 : brazo del peso respecto al punto de vuelco (m).
- E_a : empuje activo del terreno (kg/m).
- d_2 : brazo del empuje activo respecto del punto de vuelco (m).
- E_p : empuje de la sobrecarga (kg/m).
- d_{2p} : brazo de la sobrecarga respecto del punto de vuelco (m).

$$F_v = \frac{20.410,20 \cdot 2,26}{(12.291,28 \cdot 0,45) + (2.302,43 \cdot 1,50)} = 5,15 > 2$$

Se considera que para que no se produzca el fallo por vuelco, el coeficiente de seguridad frente al vuelco debe ser superior a 2 en suelos rígidos y a 1,5 en suelos plásticos. Teniendo en cuenta el valor obtenido, se puede decir que el muro no tendrá fallos por vuelco.

5.4. Comprobación de tensiones en la cimentación

El objeto de este apartado es comprobar que el muro no transmite al terreno tensiones excesivas ni produce despegues de la base.

5.4.1. Cálculo fuerzas verticales

En primer lugar, se va a obtener para cada componente del peso la distancia en vertical desde el punto de aplicación de esas componentes hasta la base de la puntera del muro.

Como el peso de cada una de estas secciones ya se calculó en apartados anteriores, se va a recoger en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Pesos de la sección del muro de escollera. Fuente: propia.

Peso (kg)	
W ₁	6375.00
W ₂	12750.00
W ₃	4250.00
W ₄	9030.40
W ₅	3060.00
W ₆	435.20

$$d_{w1} = \left(\frac{1}{3} \cdot H\right) + z_o$$

$$d_{w2} = \left(\frac{1}{2} \cdot H\right) + z_o$$

$$d_{w3} = \left(\frac{1}{3} \cdot H\right) + z_o$$

$$d_{w4} = z_o - \left(\frac{1}{2} \cdot (z + z_o)\right)$$

$$d_{w5} = -\frac{2}{3} \cdot z$$

$$d_{w6} = z_o - \left(\frac{2}{3} \cdot (z + z_o)\right)$$

Siendo:

- H: altura del intradós del muro (m).
- z_o: profundidad de la puntera del muro (m).
- z: profundidad de la base del muro (m).

$$d_{w1} = \left(\frac{1}{3} \cdot 5\right) + 0,40 = 2,07 \text{ m}$$

$$d_{w2} = \left(\frac{1}{2} \cdot 5\right) + 0,40 = 2,90 \text{ m}$$

$$d_{w3} = \left(\frac{1}{3} \cdot 5\right) + 0,40 = 2,07 \text{ m}$$

$$d_{w4} = z_o - \left(\frac{1}{2} \cdot (1,20 + 0,40)\right) = -0,40 \text{ m}$$

$$d_{w5} = -\frac{2}{3} \cdot 1,20 = -0,80 \text{ m}$$

$$d_{w6} = z_o - \left(\frac{2}{3} \cdot (1,20 + 0,40)\right) = -0,67 \text{ m}$$

Con todos estos datos, es posible calcular el momento como la suma de cada peso por su brazo, siguiendo el esquema de la Figura 4.5

$$\begin{aligned}
 M_{wy} &= \sum W_i \cdot d_i \\
 &= (6.375 \cdot 2,07) + (12.750 \cdot 2,90) - (4.250 \cdot 2,07) + (9.030,40 \cdot (-0,40)) \\
 &\quad - (3.060 \cdot (-0,80)) - (435,20 \cdot (-0,67)) = 40.492,64 \text{ kg} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

También es posible obtener la coordenada en y del centro de gravedad de la sección del muro:

$$y_{cdg} = \frac{40.492,64}{20.410,20} = 1,98 \text{ m}$$

A continuación, se van a recoger las fuerzas totales que actúan sobre la sección de muro, así como sus brazos.

Tabla 4.6. Fuerzas y brazos actuantes en la sección del muro. Fuente: propia.

Fuerzas (kg)		Distancias (m)	
W _n	18950.39	d _{Wn}	0.25
W _t	7580.16	d _{Wt}	2.68
Ea _n	6298.23	d _{Ean}	1.22
Ea _t	10554.99	d _{Eat}	2.12
Ep _n	1179.80	d _{Epn}	1.03
Ep _t	1977.19	d _{Ept}	3.18

A continuación, se procede a calcular el momento en la base de la puntera del muro.

$$\begin{aligned}
 M &= (20.290,02 \cdot (-0,03)) - (6.763,34 \cdot 2,79) - (5.055,32 \cdot 1,06) + (9.728,44 \cdot 2,02) \\
 &\quad - (1.002,68 \cdot 0,94) + (1.929,55 \cdot 3,03) = 1.358,30 \text{ kg} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

5.4.2. Inercia

Para la comprobación de las tensiones también es necesario obtener la inercia de la base.

$$I = \frac{1}{12} \cdot \left(\frac{B}{\cos(\alpha z)}\right)^3 = 2,81 \text{ m}^4$$

5.4.3. Excentricidad

Se va a calcular la excentricidad con el objetivo de conocer dónde actúa la resultante de fuerzas sobre la base del muro.

$$e = \frac{M}{R} = \frac{378,49}{20.290,02 + 6.058} = 0,05 \text{ m}$$

Si la excentricidad da un valor inferior o igual a $B/6$, que en este caso es de 0,42 m, es posible decir que toda la base se encuentra comprimida. También es posible afirmar que con excentricidades pequeñas las tensiones quedan repartidas por la base del muro. Además, este resultado afirma que la estructura presenta un comportamiento rígido frente al vuelco, por lo que se deberá optar por un factor de seguridad frente al vuelco igual o superior a 2.

5.4.4. Distribución de tensiones

En este apartado se van a calcular las tensiones máximas que se dan bajo la puntera, así como las tensiones mínimas que se dan bajo el talón del muro.

Se parte de la fórmula básica para el cálculo de tensiones:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{I}$$

Siendo:

- N : resultante de fuerzas verticales.
- A : área de la sección.
- M_y : momento respecto al centro de la base.
- I : momento de inercia respecto de la base.

Y se adapta para el caso objeto de estudio:

$$\sigma_{puntera} = \left[\frac{\frac{R}{B/2}}{\frac{\cos(\alpha z)}{10.000}} \right] + \left[M \cdot \frac{\frac{B/2}{\cos(\alpha z)}}{\frac{I}{10.000}} \right] = 1,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{talón} = \left[\frac{\frac{R}{B/2}}{\frac{\cos(\alpha z)}{10.000}} \right] - \left[M \cdot \frac{\frac{B/2}{\cos(\alpha z)}}{\frac{I}{10.000}} \right] = 1,39 \text{ kg/cm}^2$$

5.4.5. Comprobaciones

Una vez realizados los cálculos, es posible comprobar que todas las tensiones obtenidas son positivas, lo que significa que la base del muro queda apoyada en el terreno y, por ello, no se despegue.

5.5. Comprobación frente al hundimiento

Para el cálculo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento se va a emplear la fórmula de Brinch-Hansen. El objetivo es calcular la presión máxima que puede soportar el terreno antes del hundimiento.

$$\rho_{vh} = (q \cdot N_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q) + (c \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma)$$

Siendo:

- ρ_{vh} : resistencia última del terreno frente al hundimiento.
- q : sobrecarga actuante en la cota de cimentación.
- c : cohesión del terreno.
- γ : peso específico del terreno.
- B : ancho en la base del muro.
- N_i : factores de capacidad portante.
- i_i : factor corrector por inclinación de la carga.
- s_i : factor corrector por la geometría de la cimentación.
- t_i o d_i : factor corrector por el efecto del empotramiento.
- r_i : factor corrector por la inclinación de la base con respecto al terreno.

En primer lugar, se quiere calcular una cimentación rectangular que sea equivalente a la cimentación del muro de escollera.

$$B' = B - 2e$$

Siendo:

- B' : ancho de la cimentación equivalente (m).
- B : ancho de la sección del muro de escollera (m).
- e : excentricidad (m).

Sin embargo, para obtener la excentricidad se van a obtener las fuerzas horizontales y verticales que actúan en la base del muro, así como el momento respecto al centro de gravedad de la base.

Fuerzas horizontales

$$F_H = E_{aT} \cdot \cos(\delta - \alpha) = 14.593,71 \cdot \cos(20,3 - 11,3) = 14.413,11 \text{ kg}$$

Fuerzas verticales

$$F_V = W + E_{a_T} \cdot \sin(\delta - \alpha) = 20.410,20 + 14.593,71 \cdot \sin(20,3 - 11,3) = 22.699,05 \text{ kg}$$

Momento

$$M = -(W \cdot d_1) + (E_a \cdot d_2) + \left(F_H \cdot \frac{AA + x_o}{2} \right)$$

$$M = -(20.410,20 \cdot 2,26) + (12.291,28 \cdot 0,45) + (2.302,43 \cdot 1,50) + \left(14.413,11 \cdot \frac{2 + 0,80}{2} \right)$$

$$M = -5.421,16 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Ahora ya es posible realizar el cálculo de la excentricidad:

$$e = ABS\left(\frac{M}{F_V}\right) = \frac{5.421,16}{22.699,05} = 0,24 \text{ m}$$

Gracias a este dato es posible obtener el ancho equivalente de la cimentación.

$$B' = 3 - 2(0,24) = 2,52 \text{ m}$$

A continuación, se van a obtener las componentes de inclinación tanto de la carga como del plano de cimentación.

Inclinación de la carga

$$\tan(\delta) = \frac{F_H}{F_V} = 0,63$$

Inclinación del plano de cimentación

$$\eta = -\alpha z = 18,4^\circ = -0,38051 \text{ rad}$$

La sobrecarga actuante en el terreno se puede obtener mediante la siguiente fórmula:

$$q = \gamma \cdot D_f$$

Siendo:

- q : sobrecarga actuante (kN/m^2).
- γ : peso específico del terreno (kN/m^3).
- D_f : profundidad de la cimentación (m).

Sustituyendo por los valores correspondientes, queda:

$$q = 19 \cdot 1,60 = 30,40 \text{ kN/m}^2$$

Por último, se van a calcular todos los factores que intervienen en la fórmula. Cabe destacar que todos los factores son adimensionales.

Factores N

Teniendo en cuenta que el ángulo de rozamiento del terreno (φ) es de $30,5^\circ$ y que este dispone de una cohesión de $0,02 \text{ kN/m}^2$, la cual se va a aproximar a 0 kN/m^2 , es posible calcular los factores N.

$$N_q = \left(\frac{\sin(\varphi) + 1}{1 - \sin(\varphi)} \right) \cdot e^{\tan(\varphi)} = \left(\frac{\sin(30,5) + 1}{1 - \sin(30,5)} \right) \cdot e^{\tan(30,5)} = 19,48$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\varphi)} = \frac{19,48 - 1}{\tan(30,5)} = 31,37$$

$$N_\gamma = \frac{2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)}{2} = \frac{2 \cdot (19,48 - 1) \cdot \tan(30,5)}{2} = 10,89$$

Factores d

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \frac{D_f}{B} = 1,162$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)} = 1,170$$

$$d_\gamma = 1$$

Factores i

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A \cdot \cot(\varphi)} \right)^2 = 0,171$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)} = 0,127$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^2 = 0,049$$

Factores s

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) = 2,566$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} = 2,566$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} = 0,243$$

Factores t

Como la longitud del muro es muy grande, se considera que tiende al infinito. Esto hace que el cociente B/L sea 0, lo que genera que los términos $s_q, s_c, s_\gamma \approx 0$.

Factores en r

$$r_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 = 1,57$$

$$r_c \text{ y } r_\gamma = r_q$$

Sustituyendo todos estos valores en la fórmula original, se obtiene:

$$\rho_{vh} = 478,580 \text{ kN/m}^2$$

Para poder calcular el factor de seguridad, es necesario calcular la presión vertical que resiste el terreno:

$$\rho = \frac{F_V}{\left(\frac{B' \cdot L}{100}\right)} = \frac{23.448,10}{\left(\frac{2,30 \cdot 1}{100}\right)} = 89,99 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto, el factor de seguridad frente al hundimiento es:

$$F_h = \frac{\rho_{vh}}{\rho} = 5,32 > 3$$

Como el factor de seguridad frente al hundimiento es superior a 3, se puede considerar que la estructura no fallará por hundimiento.

5.6. Estabilidad

A continuación, se va a analizar la estabilidad tanto global como local. La diferencia entre ambas reside en que la estabilidad global estudia la posibilidad de que se produzca un deslizamiento conjunto que involucre al muro, al terreno de cimentación y al terreno situado detrás de él, mientras que la estabilidad local analiza la seguridad del propio muro frente a mecanismos de fallo que afectan únicamente a la estructura o a su contacto inmediato con el terreno.

Para realizar esta comprobación se ha empleado el programa SLIDE 2, perteneciente a la casa Rocscience. Este programa parte de una serie de datos que debe proporcionar el usuario que le sirven para calcular los coeficientes de seguridad de las estabilidades del muro.

Previo a la comprobación de la estabilidad del muro, es necesario comprobar con qué estabilidad cuenta el talud natural, en su situación actual sin contención. Para ello se ha generado un primer modelo en el que el único material incluido es el terreno natural. Teniendo en cuenta que el método de cálculo empleado es el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, los parámetros introducidos al programa son:

- Densidad 19 kN/m³.
- Cohesión $c' = 0 \text{ kPa}$
- Ángulo rozamiento $\phi' = 30,5^\circ$

Los resultados de este análisis aportan que el factor de seguridad más desfavorable alcanza un valor de 0,99, quedando muy por debajo del valor exigido por la *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera (2006)*, que es de 1,5. El resultado gráfico de este análisis se encuentra en el ANEXO I.

5.6.1. Datos iniciales

Para la comprobación de la estabilidad se consideran tres escenarios de cálculo. El primero se destina al análisis de la estabilidad global, mientras que los dos restantes permiten evaluar la estabilidad local del muro.

Aunque se trata de escenarios diferentes, la geometría de la sección analizada es idéntica en todos los casos. Asimismo, se incorpora una sobrecarga uniforme de 10 kPa aplicada sobre el terreno natural situado en la coronación del terraplén. Dicha sobrecarga tiene por objeto simular las acciones derivadas de la posible presencia de maquinaria durante la ejecución de las obras.

No se considera la presencia de nivel freático al no haberse detectado durante la campaña geotécnica y debido al carácter drenante de los materiales previstos.

Estabilidad global

Para esta comprobación se emplean tres materiales diferentes:

- Terreno natural. El terreno natural se modeliza mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, adoptándose una densidad de 19 kN/m³.

La fórmula empleada en este método es:

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan \phi'$$

Los parámetros empleados son:

- Cohesión $c' = 0 \text{ kPa}$
- Ángulo rozamiento $\phi' = 30,5^\circ$
- Relleno drenante. El relleno drenante se modeliza igualmente mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Se adopta una densidad de 21 kN/m³ y los valores de los parámetros en este caso son:
 - Cohesión $c' = 0 \text{ kPa}$
 - Ángulo rozamiento $\phi' = 35^\circ$
- Escollera cálculo global. Debido a que el valor de la densidad no es un dato conocido, se asigna un valor orientativo de 17 kN/m³. La escollera se modeliza como un material de resistencia infinita, impidiendo que las superficies potenciales de rotura atraviesen el cuerpo del muro. De este modo, el análisis de estabilidad global queda centrado en la posible inestabilidad del terreno de cimentación y del terraplén trasdós.

$$\tau = \infty$$

Estabilidad local

En esta comprobación los materiales correspondientes a Terreno natural y Relleno drenante son los mismos que los descritos en el apartado anterior. La diferencia reside en el material empleado para la escollera:

- Escollera cálculo local: Cuenta con la misma densidad que el apartado anterior (17 kN/m³), sin embargo, el método de cálculo de las tensiones difiere ya que aquí se emplea Hoek-Brown generalizado.

La fórmula empleada en este método es:

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

Dónde:

- σ'_1 : tensión principal mayor en rotura.
- σ'_3 : tensión principal menor en rotura.
- σ_{ci} : resistencia a compresión simple de la roca intacta. Tiene un valor de 75.000 kPa.
- m_b : constante del macizo rocoso.
- s : parámetro que representa el grado de fracturación del macizo.
- a : parámetro que controla la curvatura de la envolvente de rotura.

Estos tres últimos parámetros se obtienen como:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

- m_i : constante de Hoek-Brown para la roca intacta. Tiene un valor de 9.
- GSI : índice geológico de resistencia del macizo. Tiene un valor de 80.
- D : factor de perturbación (0 para macizos no alterados, hasta 1 para excavaciones muy dañadas). Tiene un valor de 0,5.

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

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

Adicionalmente, para la comprobación de la estabilidad local se consideran dos escenarios de búsqueda de superficies potenciales de rotura. La diferencia entre ambos radica en la ubicación de la región de *Focus Search* empleada por el programa.

En el escenario S1 dicha región se sitúa en la base del muro, favoreciendo la identificación de mecanismos de rotura próximos a la cimentación. Por el contrario, en el escenario S2 la región de búsqueda se localiza en la zona central del muro, permitiendo la identificación de mecanismos de inestabilidad que afectan a una mayor porción de la estructura (Figura 4.6).

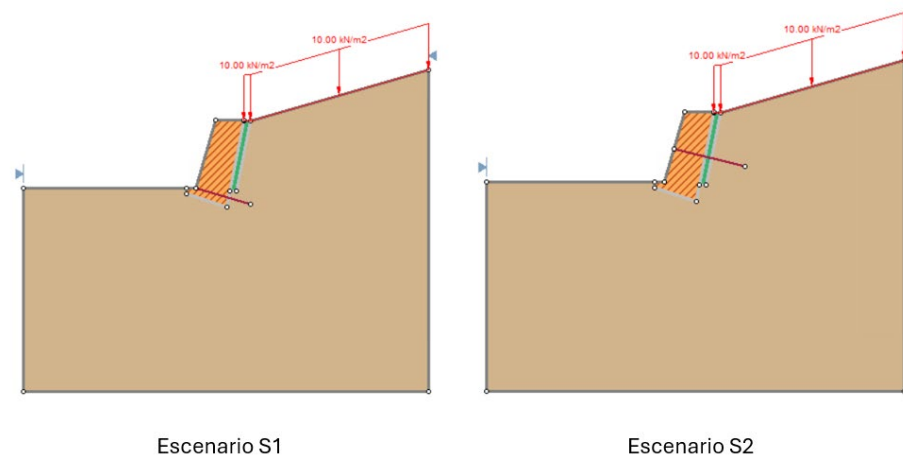


Figura 4.6. Comparación de escenarios respecto a la ubicación de la zona de búsqueda de superficies potenciales de rotura. Fuente: SLIDE 2.

Los métodos de equilibrio límite empleados para calcular el factor de seguridad frente a la estabilidad tanto global como local son el método de Bishop simplificado y el método de Jambu simplificado. Ambos dividen la masa potencialmente inestable en rebanadas verticales, pero se diferencian en cómo consideran las fuerzas entre dichas rebanadas.

Método de Bishop simplificado

Este método satisface el equilibrio de momentos de la masa deslizante y el equilibrio vertical de las rebanadas. Considera las fuerzas normales entre rebanadas y desprecia las tangenciales, proporcionando resultados especialmente fiables para superficies de rotura circulares.

Método de Jambu simplificado

Este método satisface el equilibrio de fuerzas de la masa deslizante, aunque no cumple rigurosamente el equilibrio de momentos. Su formulación permite analizar superficies de rotura más generales y suele proporcionar factores de seguridad ligeramente inferiores a los obtenidos mediante el método de Bishop.

En general, los resultados obtenidos mediante el método de Jambu son algo más conservadores que los calculados mediante el método de Bishop. Por este motivo, ambos métodos se emplean de forma complementaria para evaluar la estabilidad del conjunto.

5.6.2. Resultados

A pesar de que la sobrecarga uniforme de 10 kPa aplicada sobre la coronación del talud representa una situación transitoria asociada a la posible presencia de maquinaria durante la fase de ejecución de las obras, se considera que esta es la situación más desfavorable a la que va a estar sometido el muro y, por tanto, se van a comprobar los coeficientes de seguridad obtenidos en esta situación (Tabla 4.7).

Tabla 4.7, Tabla de coeficientes de seguridad frente a la estabilidad. Fuente: propia.

		Bishop simplificado	Jambu simplificado
Estabilidad global	Con carga	1.6	1.3
Estabilidad local S1	Con carga	22.1	16.5
Estabilidad local S2	Con carga	28.6	22.6

De acuerdo con los criterios establecidos en la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*, los factores de seguridad obtenidos resultan compatibles con los valores exigibles para las situaciones analizadas (Tabla 4.8).

Tabla 4.8. Valores de coeficientes de seguridad mínimos para la estabilidad. Fuente: propia.

TABLA 4.1. ESTABILIDAD GLOBAL: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE NORMAL	COEFICIENTE REDUCIDO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$	$F_{1,red} \geq 1,30$
Característica	$F_2 \geq 1,30$	$F_{2,red} \geq 1,20$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$	$F_{3,red} \geq 1,05$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10), o $F_{2,red}$, según sea el caso.

. Es posible apreciar cómo para la estabilidad local se han obtenido unos factores de seguridad elevados. Esto se debe a que se buscaba cumplir, en todos los casos, tanto el factor de seguridad calculado por Bishop como el calculado por Jambu. Al ser este último más restrictivo, ha obligado a aumentar las dimensiones de la sección hasta la solución obtenida.

Por tanto, puede concluirse que el muro proyectado presenta condiciones adecuadas de estabilidad tanto global como local frente a los mecanismos de rotura analizados.

5.7. Conclusión

A continuación, se recogen los coeficientes de seguridad obtenidos tras el cálculo de la sección del muro.

Tabla 4.9. Factores de seguridad tras el dimensionamiento de la sección del muro de escollera. Fuente: propia.

	Factores de seguridad	Factores de seguridad según Guía
Deslizamiento	1.98	1.5
Vuelco	5.15	2
Hundimiento	5.32	3

Tabla 4.10. Valores de tensiones tras el dimensionamiento de la sección del muro de escollera. Fuente: propia.

		Valor cálculo (kg/cm ²)	Valor admisible (kg/cm ²)
Tensiones	Puntera	1.88	2
	Talón	1.39	2

En la Tabla 4.9 y la Tabla 4.10 es posible apreciar cómo la solución adoptada cumple con las recomendaciones de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Los coeficientes de seguridad obtenidos son superiores a los valores mínimos recomendados por la guía de diseño en deslizamiento, vuelco y hundimiento. Por tanto, puede concluirse que la geometría final adoptada para la sección representa un equilibrio entre estabilidad y optimización geométrica.

5.8. Modelización del muro

Una vez definida la sección tipo del muro y verificadas las comprobaciones de estabilidad y seguridad correspondientes, se procede a su modelización mediante el software ISTRAM. El objetivo de esta fase es obtener una representación geométrica detallada de la actuación, así como cuantificar los volúmenes de materiales necesarios para su ejecución.

Para ello, se define inicialmente un eje de referencia con una longitud de 60 m. Aunque la longitud proyectada del muro es de 55 m, se adopta una longitud ligeramente superior con el fin de disponer de un margen suficiente para ajustar su posición definitiva en posibles fases posteriores de diseño.

A continuación, se incorpora al modelo la sección tipo de muro descrita en los apartados anteriores, permitiendo su implantación sobre el terreno existente. A partir de esta información, ISTRAM genera automáticamente los perfiles transversales a lo largo del trazado, mostrando la interacción entre la estructura proyectada y la topografía actual.

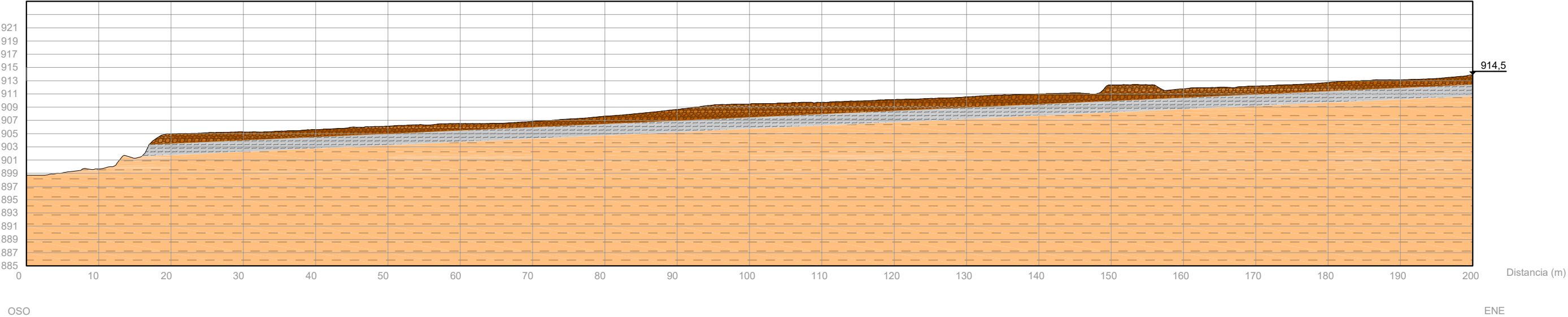
Asimismo, el programa permite realizar la cubicación de los distintos materiales que componen el muro y estimar los volúmenes de excavación y relleno necesarios para la adecuación del terreno, proporcionando información de gran utilidad para la valoración económica de la actuación.

Los perfiles transversales obtenidos se incluyen en el DOCUMENTO N.º 2: PLANOS, concretamente en el Plano 5: Perfiles transversales del muro.

APÉNDICES

APÉNDICE 4. A: Perfil geológico

Cotas absolutas (m)



Leyenda



Rellenos antrópicos

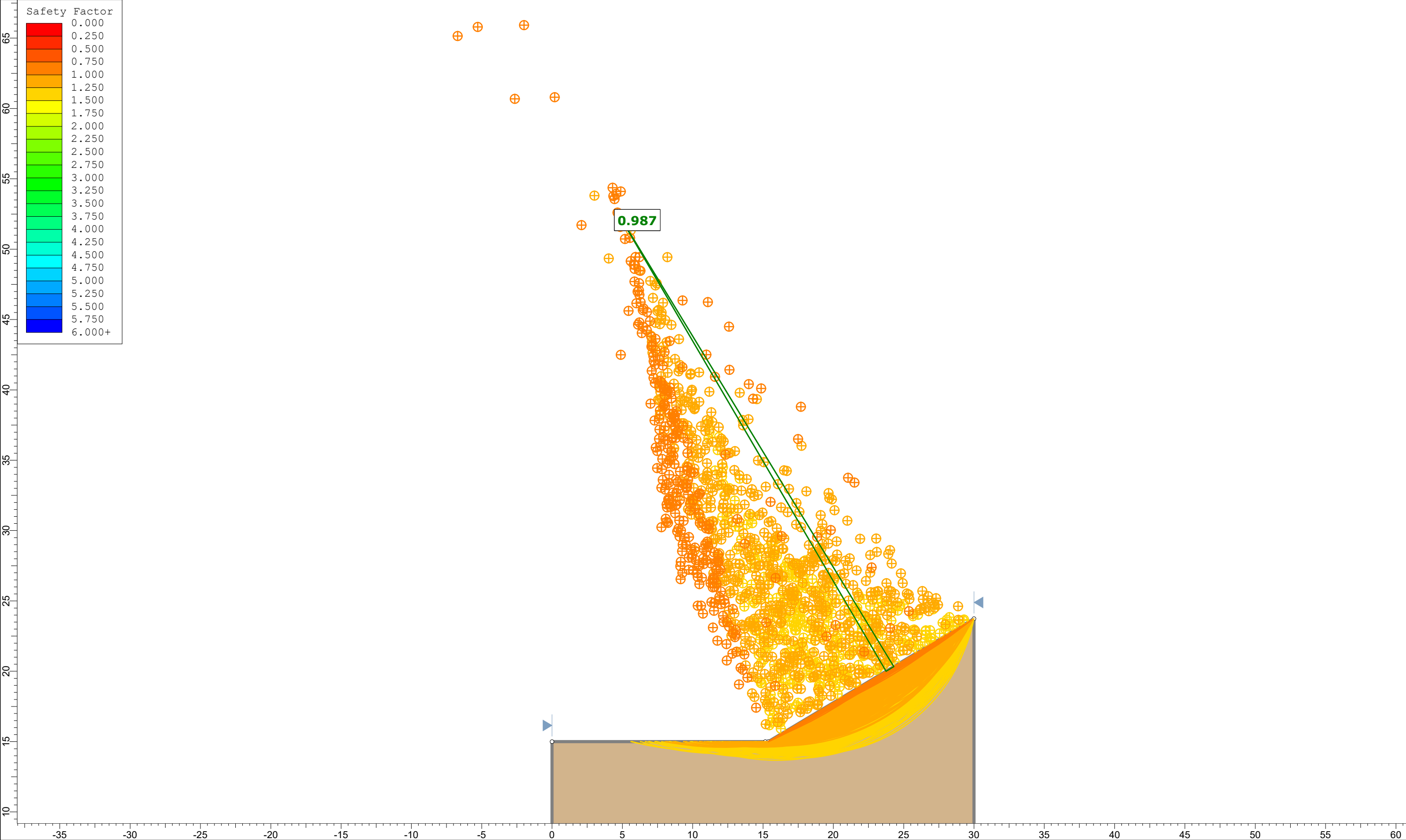


Margas calcáreas



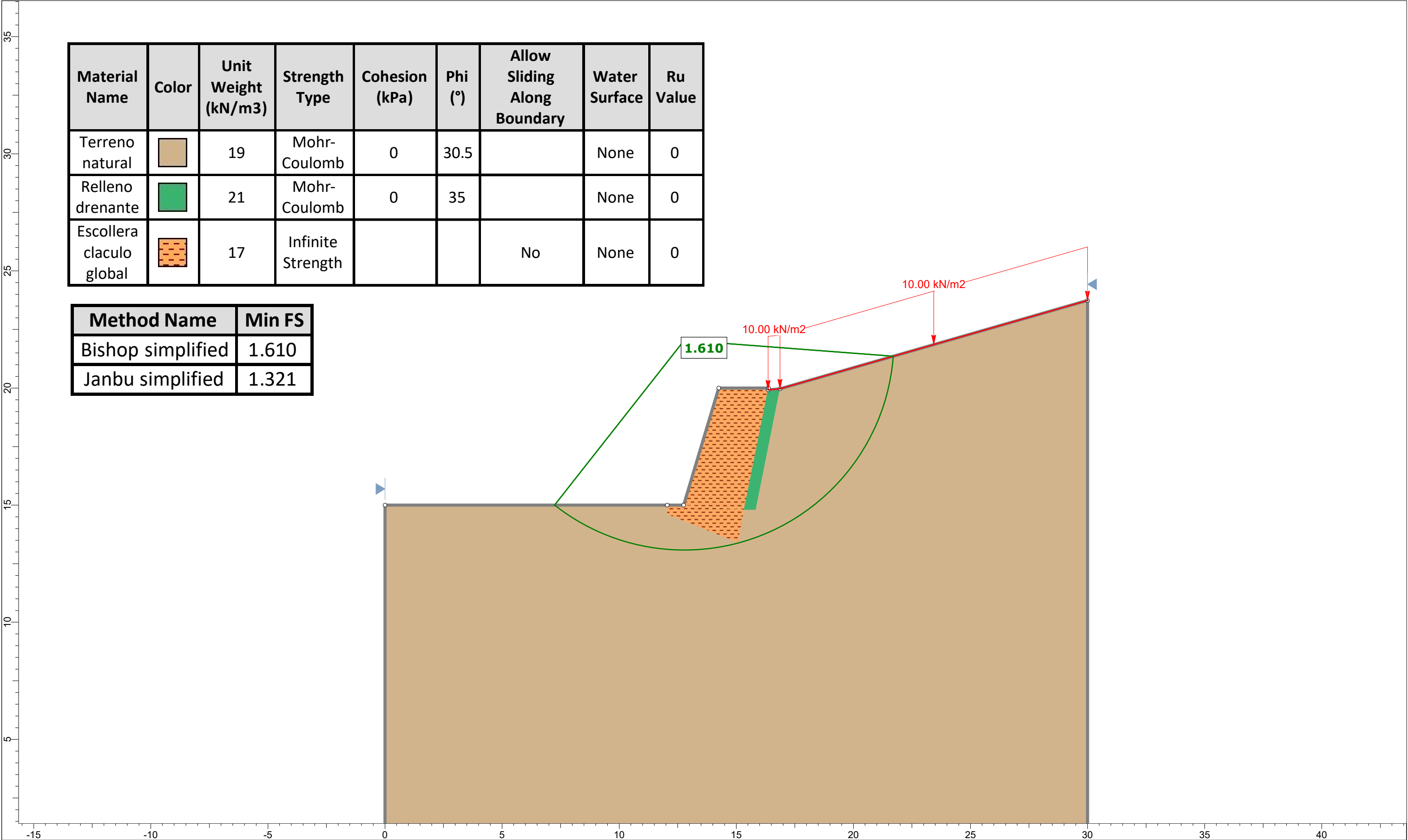
Limos

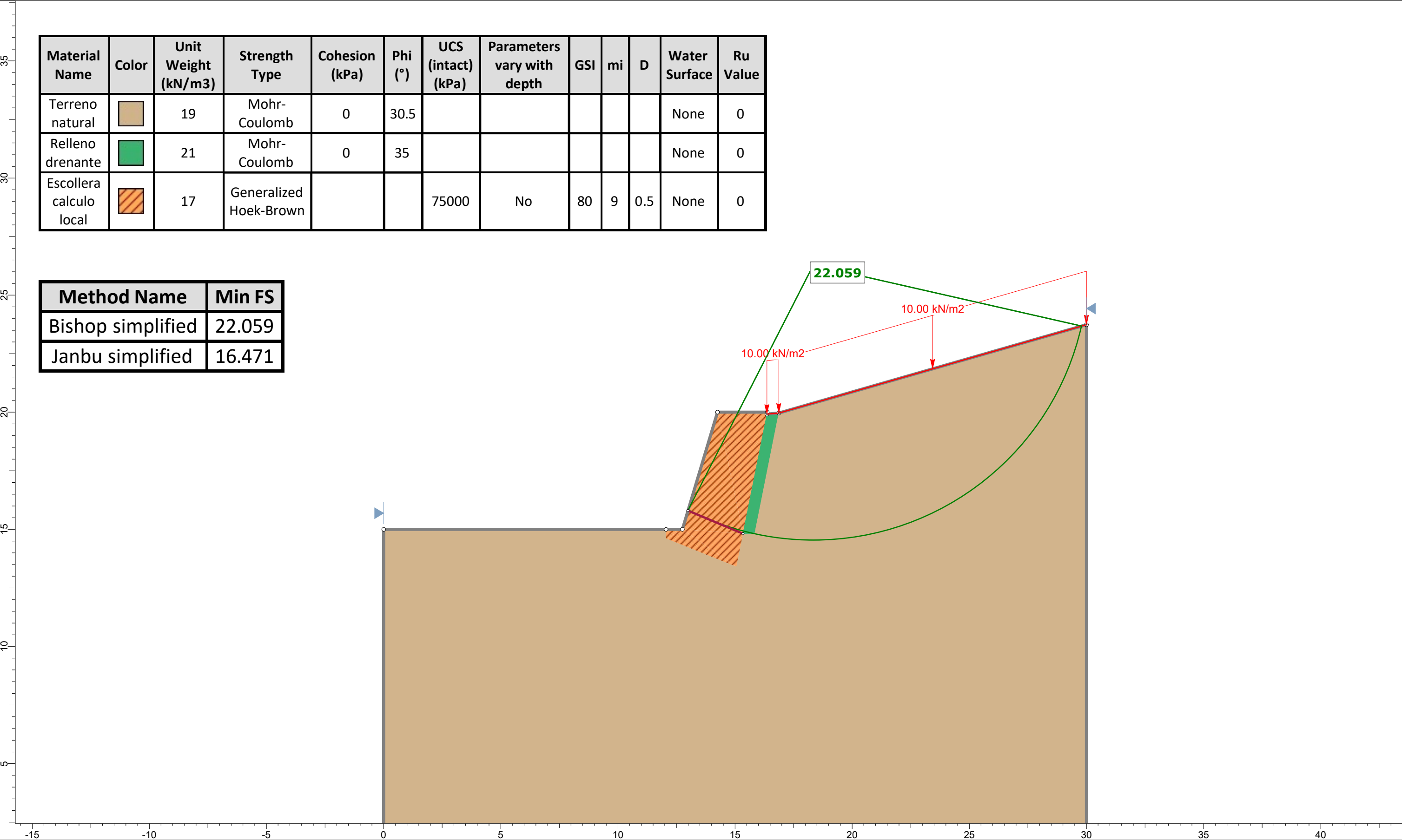
APÉNDICE 4. B: Situación actual del talud.



ROCSCIENCE SLIDEINTERPRET 9.041	ProjectEstudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y reparaciyn del deslizamiento de un talud en el parque Polígono Sur en la ciudad de Teruel		
	Group	Estabilidad global	ScenarioMaster Scenario
	Drawn By	Beatriz Aranda Gallardo	CompanyUniversitat Politècnica de València (UPV)
	Date	14/06/2026, 12:19:49	File Name
			talud_sin_muro.slmd

APÉNDICE 4. C: Materiales y factores de seguridad.





Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	Parameters vary with depth	GSI	mi	D	Water Surface	Ru Value
Terreno natural		19	Mohr-Coulomb	0	30.5						None	0
Relleno drenante		21	Mohr-Coulomb	0	35						None	0
Escollera calculo local		17	Generalized Hoek-Brown			75000	No	80	9	0.5	None	0

Method Name	Min FS
Bishop simplified	22.059
Janbu simplified	16.471

DOCUMENTO N.º 2: PLANOS

Índice

PLANO 1: Situación

PLANO 2: Localización

PLANO 3: Topografía

PLANO 4: Planta muro de escollera

PLANO 5: Perfil muro de escollera

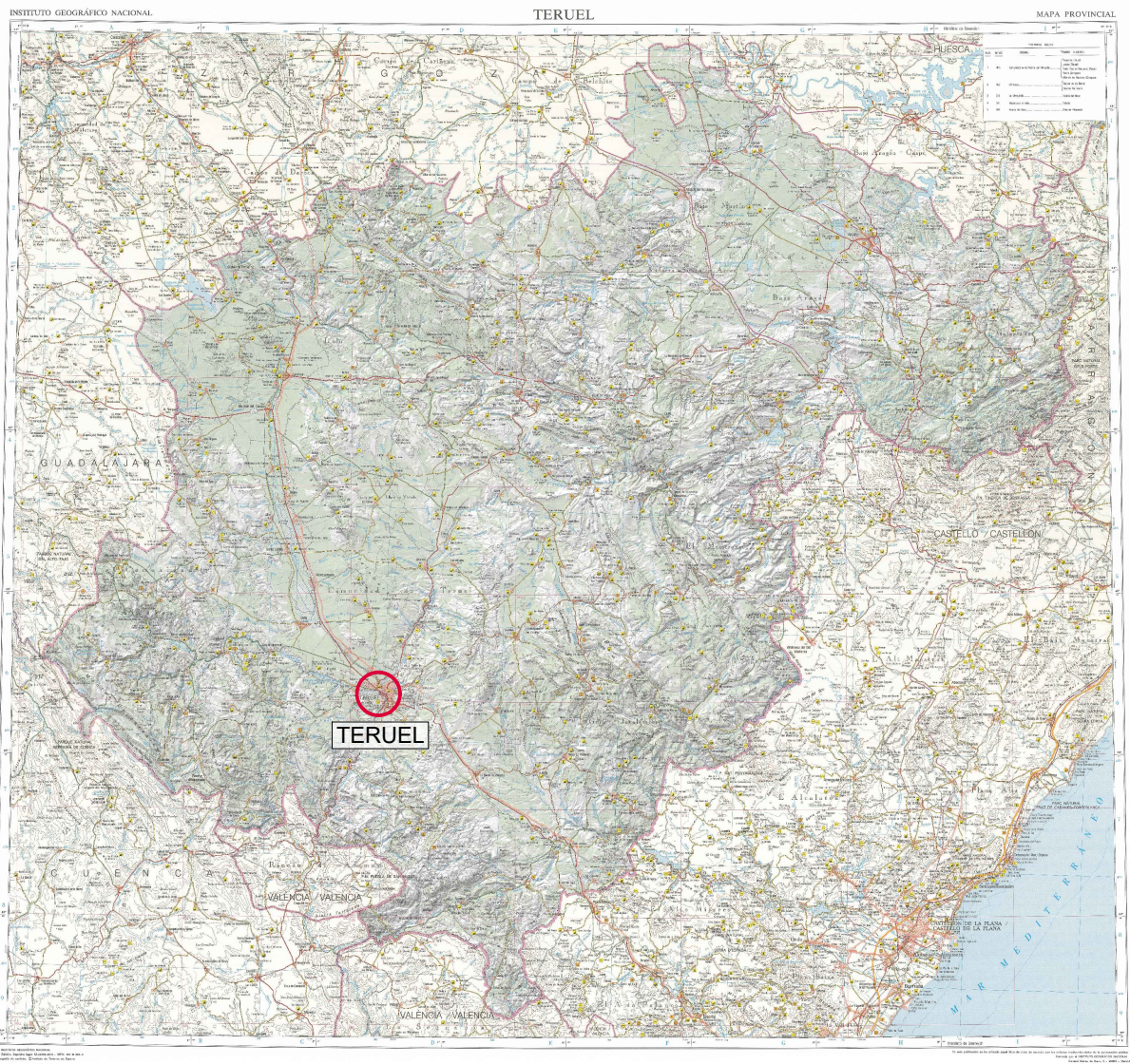
PLANO 6: Perfiles transversales muro

PLANO 7: Esquema sistema de drenaje

Comunidad Autónoma de Aragón



Provincia de Teruel



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA



Estudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y
reparación del deslizamiento de un talud en el parque Polígono Sur en
la ciudad de Teruel.

PLANO:

Situación

AUTOR:

Aranda Gallardo, Beatriz

FECHA:

Mayo 2026

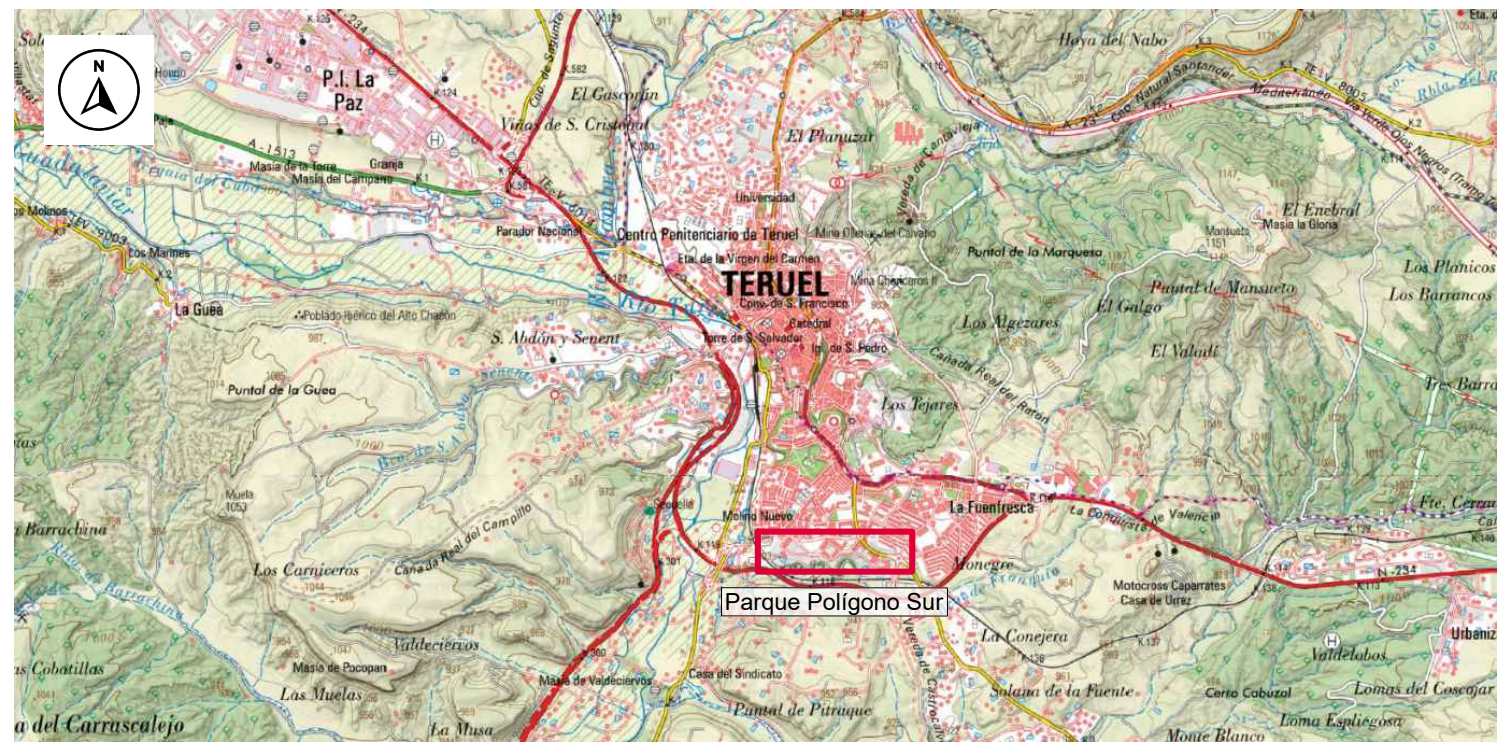
PLANO Nº:

1

ESCALA:

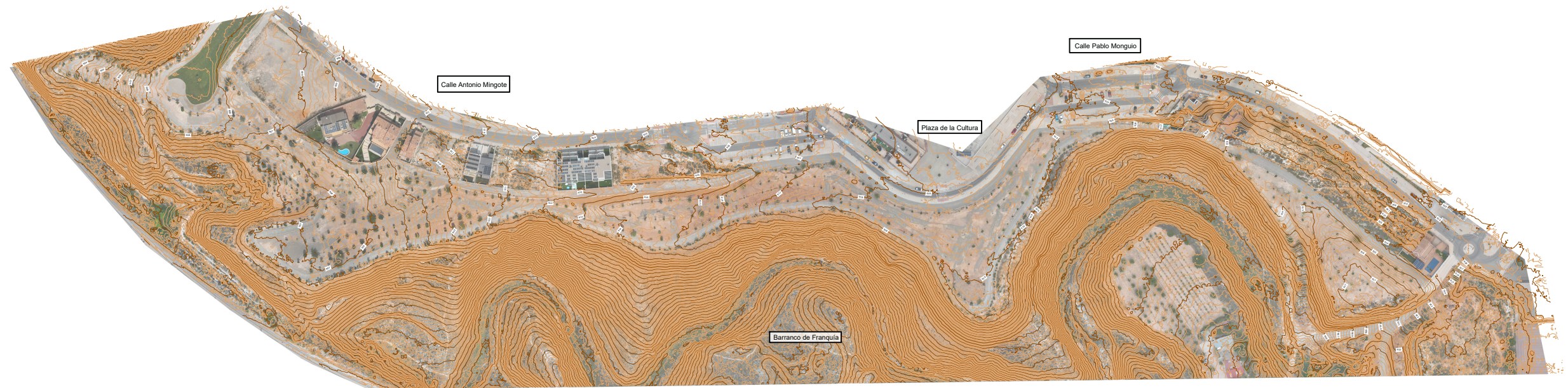
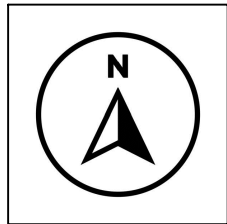
S.E.

Ciudad de Teruel



Parque "Polígono Sur"





UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA



Estudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y
reparación del deslizamiento de un talud en el parque Polígono Sur en
la ciudad de Teruel.

PLANO:

Topografía

AUTOR:

Aranda Gallardo, Beatriz

FECHA:
Mayo 2026

PLANO N°:
3

Hoja 1 de 1

ESCALA:

1:250



Leyenda



Cuneta



Barandilla



Escollera



Relleno trasdós



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA



Estudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y
reparación del deslizamiento de un talud en el parque Polígono Sur en
la ciudad de Teruel.

PLANO:

Planta muro escollera

AUTOR:

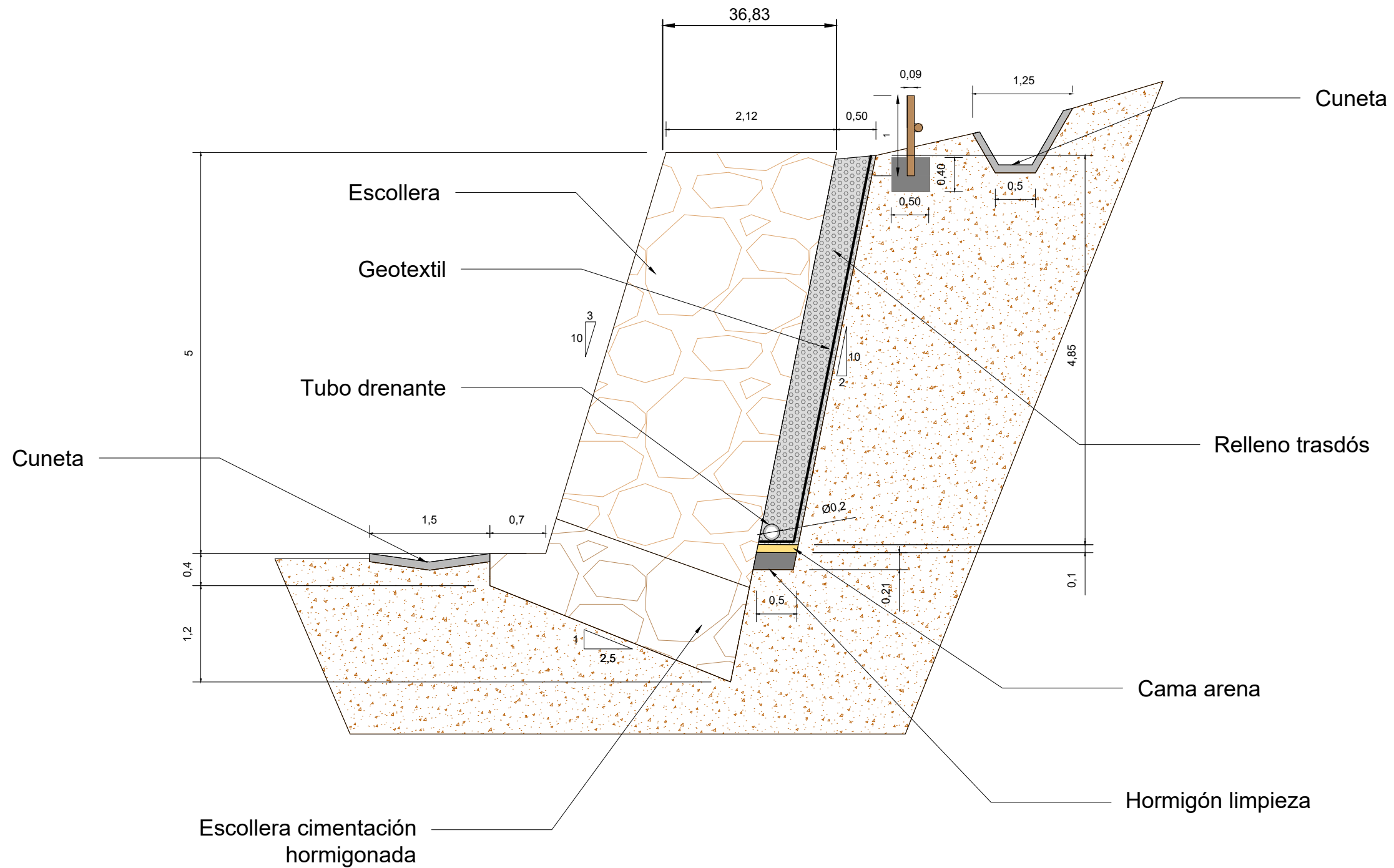
Aranda Gallardo, Beatriz

FECHA:
Mayo 2026

PLANO Nº:
4
Hoja 1 de 1

ESCALA:

1:100



Cotas en metros. Escala 1:10



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA



Estudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y reparación del deslizamiento de un talud en el parque Polígono Sur en la ciudad de Teruel.

PLANO:

Perfil muro de escollera

AUTOR:

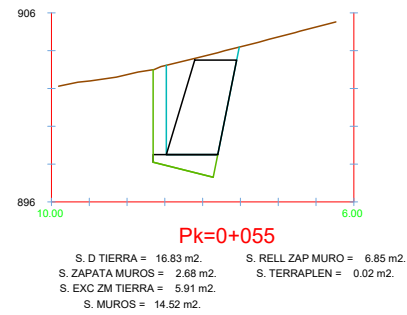
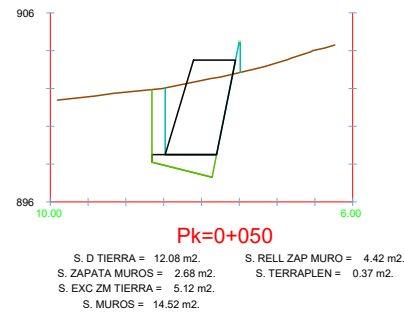
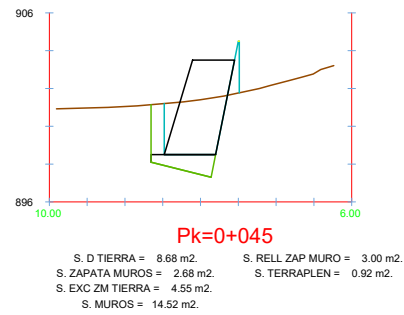
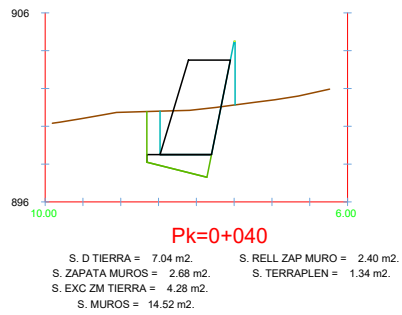
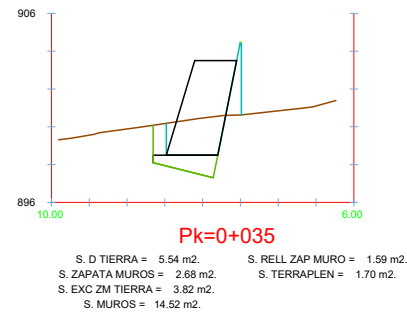
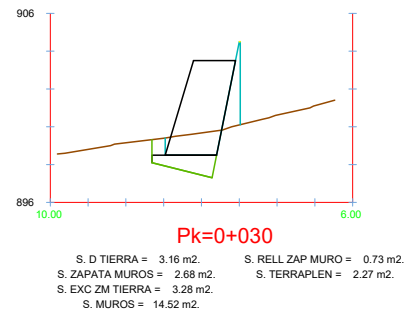
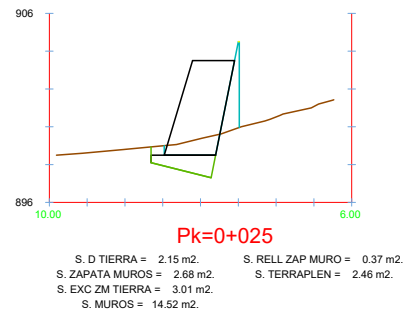
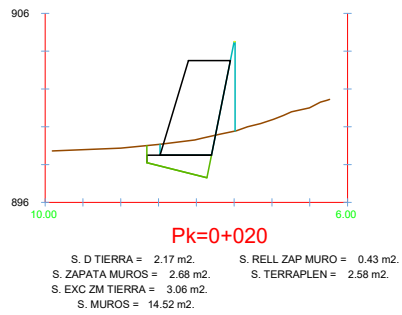
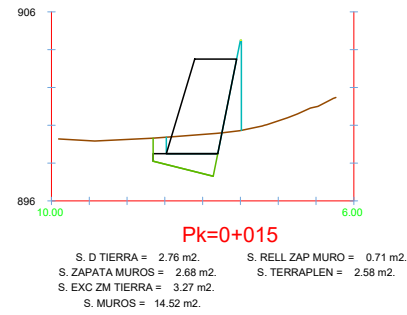
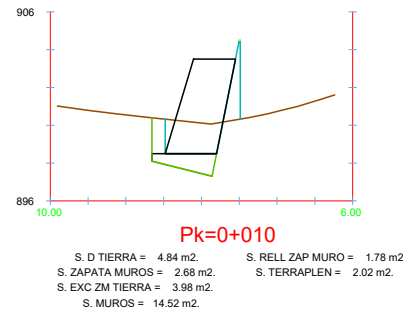
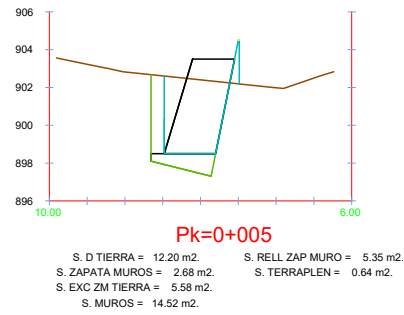
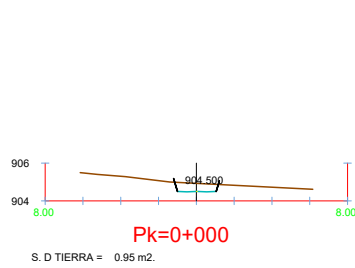
Aranda Gallardo, Beatriz

FECHA:
Mayo 2026

PLANO N°:
5
Hoja 1 de 1

ESCALA:

1:50



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA



Estudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y reparación del deslizamiento de un talud en el parque Polígono Sur en la ciudad de Teruel.

PLANO:

Perfiles transversales muro

AUTOR:

Aranda Gallardo, Beatriz

FECHA:

Mayo 2026

PLANO N°:

7

Hoja 1 de 1

ESCALA:

1:5



Leyenda



Sumidero



Bajantes escalonadas



Red de drenaje



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA



Estudio de soluciones para la mejora del sistema de drenaje y
reparación del deslizamiento de un talud en el parque Polígono Sur en
la ciudad de Teruel.

PLANO:

Esquema sistema de drenaje

AUTOR:

Aranda Gallardo, Beatriz

FECHA:
Mayo 2026

PLANO N°:

7

ESCALA:

1:2

Hoja 1 de 1

DOCUMENTO N.º 3: VALORACIÓN ECONÓMICA

Índice

Capítulo 1: Mediciones

Capítulo 2: Presupuesto

CAPÍTULO 1: Mediciones

CAPITULO Nº 1 TRABAJOS PREVIOS

Ref.	Ud	Descripción	Medición					
300.0010	M²	DESPEJE Y DESBROCE DEL TERRENO POR MEDIOS MECÁNICOS I/ DESTOCONADO, ARRANQUE, CARGA Y TRANSPORTE A VERTEDERO O GESTOR AUTORIZADO DE AQUELLOS RESTOS QUE SEA NECESARIO, HASTA UNA DISTANCIA DE 60 KM O AL LUGAR DE UTILIZACIÓN DENTRO DE LA OBRA SEA CUAL SEA LA DISTANCIA.						
<u>Comentario</u>			<u>Uds.</u>	<u>Largo</u>	<u>Ancho</u>	<u>Alto</u>	<u>Parcial</u>	
			1	55,00	15,00		825,000	
							Total	825,000

CAPITULO Nº 2 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Ref.	Ud	Descripción	Medición				
320.0010	M³	EXCAVACIÓN DE TIERRA VEGETAL I/ CARGA Y TRANSPORTE A VERTEDERO HASTA UNA DISTANCIA DE 5 KM O ACOPIO DENTRO DE LA OBRA SEA CUAL SEA LA DISTANCIA, DEPÓSITO DE TIERRA VEGETAL EN ZONA ADECUADA PARA SU REUTILIZACIÓN Y ACONDICIONAMIENTO Y MANTENIMIENTO DE ACOPIOS, FORMACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS CABALLEROS.					
	Comentario	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	
		1	55,00	15,00	0,30	247,500	
					Total	247,500	
320.0020	M³	EXCAVACIÓN EN DESMONTE EN TIERRA CON MEDIOS MECÁNICOS (TIPO EXCAVADORA O SIMILAR) SIN EXPLOSIVOS I/ AGOTAMIENTO Y DRENAJE DURANTE LA EJECUCIÓN, SANEAMIENTO DE DESPRENDIMIENTOS, FORMACIÓN, Y PERFILADO DE CUNETAS, REFINO DE TALUDES, CARGA Y TRANSPORTE A VERTEDERO HASTA UNA DISTANCIA DE 5 KM O AL LUGAR DE UTILIZACIÓN DENTRO DE LA OBRA SEA CUAL SEA LA DISTANCIA.					
	Comentario	Uds.	Volumen	Ancho	Alto	Parcial	
		1	387,20			387,200	
					Total	387,200	
321.0010	M³	EXCAVACIÓN MECÁNICA DE ZANJAS, POZOS O CIMIENTOS EN TIERRA O TRÁNSITO, CONSIDERÁNDOSE ZANJAS Y CIMIENTOS AQUELLOS QUE TENGAN UNA ANCHURA < 3 M Y UNA PROFUNDIDAD < 6 M, Y POZOS LOS QUE TENGAN UNA PROFUNDIDAD < 2 VECES EL DIÁMETRO O ANCHO I/ ENTIBACIÓN, AGOTAMIENTO Y DRENAJE DURANTE LA EJECUCIÓN, SANEAMIENTO DE DESPRENDIMIENTOS, CARGA Y TRANSPORTE A LUGAR DE EMPLEO O A VERTEDERO HASTA UNA DISTANCIA DE 5 KM O AL LUGAR DE UTILIZACIÓN DENTRO DE LA OBRA SEA CUAL SEA LA DISTANCIA.					
	Comentario	Uds.	Volumen	Ancho	Alto	Parcial	
			226,70			226,700	
					Total	226,700	

CAPITULO Nº 3 MURO ESCOLLERA

Ref.	Ud	Descripción				Medición
610.0010	M³	HORMIGÓN DE LIMPIEZA C12/15 EN CIMIENTOS DE SOLERAS Y DE PEQUEÑAS OBRAS DE FÁBRICA PUESTO EN OBRA.				
Comentario		Uds.	Largo	Ancho	Porosidad	Parcial
Base relleno del trasdós		1	55,00	0,10	1,00	5,500
Base del muro hormigonada		1	55,00	3,30	0,25	45,375
Total						50,875
658.0080	M³	MURO DE ESCOLLERA COLOCADA CON BLOQUES DE 1000 A 3000 KG (USO HMB 1000/3000) O DE PESO SUPERIOR, CONFORME A UNE EN 13383-1 I/ RELLENO DEL TRASDÓS CON MATERIAL FILTRANTE.				
Comentario		Uds.	Volumen	Alto		Parcial
Cuerpo muro		1	792,10			792,100
Base muro		1	146,20			146,200
Total						938,300
424.0030	M	TUBO DE PVC DE DIÁMETRO 250 MM RANURADO SOBRE CAMA DE ARENA DE 10 CM DE ESPESOR, REVESTIDA CON GEOTEXTIL Y RELLENA CON GRAVA FILTRANTE HASTA 25 CM POR ENCIMA DEL TUBO Y CIERRE DE DOBLE SOLAPA DEL PAQUETE FILTRANTE REALIZADO CON EL PROPIO GEOTEXTIL CON P.P. DE MEDIOS AUXILIARES COLOCADO.				
Comentario		Uds.	Largo	Ancho		Parcial
		1	55,00			55,000
Total						55,000
332.0060	M³	RELLENO CON MATERIAL GRANULAR PROCEDENTE DE PRÉSTAMO, YACIMIENTO GRANULAR Y/O CANTERA EN TRASDÓS DE ESTRUCTURAS U OBRAS DE DRENAJE I/ CANON DE PRÉSTAMO O CANTERA, CARGA Y TRANSPORTE HASTA UNA DISTANCIA DE 5 KM, EXTENDIDO, HUMECTACIÓN, COMPACTACIÓN POR TONGADAS Y TERMINACIÓN Y REFINO DE LA SUPERFICIE DE LA CORONACIÓN Y REFINO DE TALUDES (EN SU CASO).				
Comentario		Uds.	Largo	Área		Parcial
		1	55,00	2,50		137,500
Total						137,500
400.0010	M³	HORMIGÓN C20/25 EN FORMACIÓN DE CUNETA I/ ENCOFRADO, FRATASADO, ACABADOS Y JUNTAS SIN INCLUIR EXCAVACIÓN				
Comentario		Uds.	Largo	Área	Alto	Parcial
Cuneta coronación muro		1	55,00	0,15		8,250
Cuneta pie de muro		1	55,00	0,17		9,350
Total						17,600
U15RV170	M	COLOCACIÓN DE VALLA REALIZADA CON ROLLIZOS DE MADERA DE 9 CM DE DIÁMETRO EN VERTICAL, DE MEDIDAS TOTALES DE 2,00X1,00 M, INCLUIDO RECIBIDO, REMATES DE PAVIMENTO Y LIMPIEZA.				
Comentario		Uds.	Largo	Ancho		Parcial
		1	55,00			55,000
Total						55,000

CAPITULO Nº 4 RESTAURACIÓN AMBIENTAL

Ref.	Ud	Descripción	Medición				
801.0060	M³	ACOPIO, MANTENIMIENTO, CARGA, TRANSPORTE Y EXTENSIÓN DE TIERRA VEGETAL DE LA PROPIA OBRA EN TALUDES.					
		Comentario	Uds.	Volumen	Ancho	Parcial	
		Zapata	1	135,00		135,000	
		Trasdós muro	1	84,50		84,500	
			Total			219,500	
801.0070	M²	HIDROSIEMBRA CON MEZCLA DE SEMILLAS HERBÁCEAS I/ PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE, ABONADO Y MANTENIMIENTO.					
		Comentario	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial
			1	55,00	15,00		825,000
			Total				825,000

CAPÍTULO 2: Presupuesto

CAPITULO Nº 1 TRABAJOS PREVIOS

Ref. Código	Ud	Denominación	Medición	Precio	Total		
300.0010	M²	DESPEJE Y DESBROCE DEL TERRENO POR MEDIOS MECÁNICOS I/ DESTOCOADO, ARRANQUE, CARGA Y TRANSPORTE A VERTEDERO O GESTOR AUTORIZADO DE AQUELLOS RESTOS QUE SEA NECESARIO, HASTA UNA DISTANCIA DE 60 KM O AL LUGAR DE UTILIZACIÓN DENTRO DE LA OBRA SEA CUAL SEA LA DISTANCIA.					
Comentario							
			Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial
			1	55,00	15,00		825,000
		Total m²		825,000		0,57	470,25
		TOTAL CAPITULO Nº1 TRABAJOS PREVIOS :					470,25

CAPITULO Nº 2 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Ref. Código	Ud	Denominación	Medición	Precio	Total	
320.0010	M³	EXCAVACIÓN DE TIERRA VEGETAL I/ CARGA Y TRANSPORTE A VERTEDERO HASTA UNA DISTANCIA DE 5 KM O ACOPIO DENTRO DE LA OBRA SEA CUAL SEA LA DISTANCIA, DEPÓSITO DE TIERRA VEGETAL EN ZONA ADECUADA PARA SU REUTILIZACIÓN Y ACONDICIONAMIENTO Y MANTENIMIENTO DE ACOPIOS, FORMACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS CABALLEROS.				
Comentario						
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial
		1	55,00	15,00	0,30	247,500
		Total m³		247,500	2,50	618,75
320.0020	M³	EXCAVACIÓN EN DESMONTE EN TIERRA CON MEDIOS MECÁNICOS (TIPO EXCAVADORA O SIMILAR) SIN EXPLOSIVOS I/ AGOTAMIENTO Y DRENAJE DURANTE LA EJECUCIÓN, SANEO DE DESPRENDIMIENTOS, FORMACIÓN, Y PERFILADO DE CUNETAS, REFINO DE TALUDES, CARGA Y TRANSPORTE A VERTEDERO HASTA UNA DISTANCIA DE 5 KM O AL LUGAR DE UTILIZACIÓN DENTRO DE LA OBRA SEA CUAL SEA LA DISTANCIA.				
Comentario						
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial
		1	387,20			387,200
		Total m³		387,200	2,37	917,66
321.0010	M³	EXCAVACIÓN MECÁNICA DE ZANJAS, POZOS O CIMIENTOS EN TIERRA O TRÁNSITO, CONSIDERÁNDOSE ZANJAS Y CIMIENTOS AQUELLOS QUE TENGAN UNA ANCHURA < 3 M Y UNA PROFUNDIDAD < 6 M, Y POZOS LOS QUE TENGAN UNA PROFUNDIDAD < 2 VECES EL DIÁMETRO O ANCHO I/ ENTIBACIÓN, AGOTAMIENTO Y DRENAJE DURANTE LA EJECUCIÓN, SANEO DE DESPRENDIMIENTOS, CARGA Y TRANSPORTE A LUGAR DE EMPLEO O A VERTEDERO HASTA UNA DISTANCIA DE 5 KM O AL LUGAR DE UTILIZACIÓN DENTRO DE LA OBRA SEA CUAL SEA LA DISTANCIA.				
Comentario						
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial
			226,70			226,700
		Total m³		226,700	6,70	1.518,89
TOTAL CAPITULO Nº2 MOVIMIENTO DE TIERRAS :					3.055,30	

CAPITULO Nº 3 MURO ESCOLLERA

Ref. Código	Ud	Denominación	Medición	Precio	Total
610.0010	M³	HORMIGÓN DE LIMPIEZA C12/15 EN CIMIENTOS DE SOLERAS Y DE PEQUEÑAS OBRAS DE FÁBRICA PUESTO EN OBRA.			
Comentario Uds. Largo Ancho Alto Parcial					
Base relleno del trasdós					
Base del muro hormigonada					
Total m³:					
658.0080	M³	MURO DE ESCOLLERA COLOCADA CON BLOQUES DE 1000 A 3000 KG (USO HMB 1000/3000) O DE PESO SUPERIOR, CONFORME A UNE EN 13383-1 I/ RELLENO DEL TRASDÓS CON MATERIAL FILTRANTE.			
Comentario Uds. Largo Ancho Alto Parcial					
Cuerpo muro					
Base muro					
Total m³:					
424.0030	M	TUBO DE PVC DE DIÁMETRO 250 MM RANURADO SOBRE CAMA DE ARENA DE 10 CM DE ESPESOR, REVESTIDA CON GEOTEXTIL Y RELLENA CON GRAVA FILTRANTE HASTA 25 CM POR ENCIMA DEL TUBO Y CIERRE DE DOBLE SOLAPA DEL PAQUETE FILTRANTE REALIZADO CON EL PROPIO GEOTEXTIL CON P.P. DE MEDIOS AUXILIARES COLOCADO.			
Comentario Uds. Largo Ancho Alto Parcial					
Total m:					
332.0060	M³	RELLENO CON MATERIAL GRANULAR PROCEDENTE DE PRÉSTAMO, YACIMIENTO GRANULAR Y/O CANTERA EN TRASDÓS DE ESTRUCTURAS U OBRAS DE DRENAJE I/ CANON DE PRÉSTAMO O CANTERA, CARGA Y TRANSPORTE HASTA UNA DISTANCIA DE 5 KM, EXTENDIDO, HUMECTACIÓN, COMPACTACIÓN POR TONGADAS Y TERMINACIÓN Y REFINO DE LA SUPERFICIE DE LA CORONACIÓN Y REFINO DE TALUDES (EN SU CASO).			
Comentario Uds. Largo Ancho Alto Parcial					
Total m³:					
400.0010	M³	HORMIGÓN C20/25 EN FORMACIÓN DE CUNETA I/ ENCOFRADO, FRATASADO, ACABADOS Y JUNTAS SIN INCLUIR EXCAVACIÓN			
Comentario Uds. Largo Ancho Alto Parcial					
Cuneta coronación muro					
Cuneta pie de muro					
Total m³:					
U15RV170	M	COLOCACIÓN DE VALLA REALIZADA CON ROLLIZOS DE MADERA DE 9 CM DE DIÁMETRO EN VERTICAL, DE MEDIDAS TOTALES DE 2,00X1,00 M, INCLUIDO RECIBIDO, REMATES DE PAVIMENTO Y LIMPIEZA.			
Comentario Uds. Largo Ancho Alto Parcial					
Total m:					
TOTAL CAPITULO Nº3 MURO ESCOLLERA :					86.332,87

CAPITULO Nº 4 RESTAURACIÓN AMBIENTAL

Ref. Código	Ud	Denominación	Medición	Precio	Total
801.0060	M³	ACOPIO, MANTENIMIENTO, CARGA, TRANSPORTE Y EXTENSIÓN DE TIERRA VEGETAL DE LA PROPIA OBRA EN TALUDES.			
Comentario Uds. Largo Ancho Alto Parcial					
Zapata					
Trasdós muro					
Total m³:					
801.0070	M²	HIDROSIEMBRA CON MEZCLA DE SEMILLAS HERBÁCEAS I/ PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE, ABONADO Y MANTENIMIENTO.			
Comentario Uds. Largo Ancho Alto Parcial					
Total m²:					
TOTAL CAPITULO Nº4 RESTAURACIÓN AMBIENTAL :					1.278,53

Presupuesto de Ejecución Material

1. TRABAJOS PREVIOS	470,25
2. MOVIMIENTO DE TIERRAS	3.055,30
3. MURO ESCOLLERA	86.332,87
4. RESTAURACIÓN AMBIENTAL	1.278,53
Total:	91.136,95

Asciende el Presupuesto de Ejecución Material a la expresada cantidad de
NOVENTA Y UN MIL CIENTO TREINTA Y SEIS EUROS CON NOVENTA Y CINCO CÉNTIMOS.