



ESTUDIO COMPARATIVO DE LA INFLUENCIA DE DIFERENTES FACTORES EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS PARA PASOS INFERIORES.
PASO INFERIOR BAJO FERROCARRIL EN EL TRAMO DE ALTA VELOCIDAD TALAYUELA-CÁCERES. T M DE PLASENCIA (CÁCERES).



ANEJO 2.-GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.

P.I. BAJO FERROCARRIL EN EL TRAMO DE ALTA VELOCIDAD TALAYUELA-CÁCERES. T M DE PLASENCIA
(CÁCERES).

La geotecnia y la geología empleada para desarrollar el proyecto “Estudio comparativo de la influencia de diferentes factores en el diseño de estructuras enterradas para pasos inferiores. Paso inferior bajo ferrocarril en el tramo de alta velocidad Talayuela-Cáceres. T. M. Plasencia (Cáceres), ha sido facilitada por el *Proyecto de Construcción de plataforma Línea de Alta Velocidad Madrid-Extremadura-Frontera Portuguesa. Tramo: Estación de Plasencia.*

A continuación se anexa el dicho anejo.

HOJA DE CONTROL

TÍTULO:		
Geotecnia		
CÓDIGO	FECHA	REVISIÓN
Anejo nº 6	Julio 2013	1

Realizado por:	Sara Sierra Moreno / Silvia Hernández
Revisado por:	Jose Luis Antón Vicente / Noemí Padial Domínguez / José Manuel Marín Guirado
Aprobado por:	Francisco Cardenas Martínez

ÍNDICE

1. Introducción	1		
1.1. Objeto	1		
1.2. Estructura del Anejo	1		
2. Documentación consultada	2		
2.1. Información general	2		
2.2. Información específica	2		
2.3. Bibliografía complementaria	2		
3. Campaña de investigación geotécnica	3		
3.1. Introducción	3		
3.2. Prospecciones en fase de Proyecto	3		
3.2.1. Sondeos	3		
3.2.2. Penetraciones dinámicas tipo DPSH	8		
3.2.3. Calicatas mecánicas	8		
3.3. Ensayos de laboratorio	9		
3.3.1. Metodología de ensayos de laboratorio	9		
3.3.2. Ensayos de laboratorio realizados en sondeos	10		
3.3.3. Ensayos de laboratorio realizados en calicatas	15		
3.4. Prospecciones realizadas en campañas previas	17		
3.4.1. Introducción	17		
3.4.2. Reconocimientos previos empleados	17		
3.5. Inventario de taludes	23		
4. Caracterización geotécnica de los materiales	25		
4.1. UG 1. Complejo Esquisto Grauváquico (Ceg)	25		
4.1.1. Formación Ceg (grado de alteración IV-V)	25		
4.1.2. Complejo Esquisto Grauváquico (grado de alteración I a III)	29		
4.2. UG 2. Terciario (T)	34		
4.2.1. Descripción Terciario granular	34		
4.2.2. Características de identificación y estado	36		
4.2.3. Características químicas	37		
4.2.4. Características de deformabilidad y cambio de volumen	37		
4.2.5. Características resistentes	37		
4.2.6. Reutilización de los materiales T granular	38		
4.2.7. Descripción Terciario cohesivo	38		
4.2.8. Características de identificación y estado	43		
4.2.9. Características químicas	44		
4.2.10. Características de deformabilidad y cambio de volumen	44		
4.2.11. Características resistentes	45		
4.2.12. Reutilización de los materiales T	45		
4.3. UG 3. Recubrimientos cuaternarios	46		
4.3.1. Introducción	46		
4.3.2. Depósitos aluvio-coluviales (Qal-col)	46		
4.3.3. Depósitos coluvio-aluviales (Qcol-al)	49		
4.3.4. Depósitos aluviales (Qal)	52		
4.4. Tierra vegetal	55		
4.5. Resumen de la caracterización geotécnica de los materiales	55		
5. Aspectos relevantes del proyecto	57		
5.1. Agresividad	57		
5.1.1. Metodología	57		
5.1.2. Agresividad del suelo	57		
5.1.3. Agresividad del agua	57		
5.1.4. Conclusión de la agresividad	57		
5.2. Permeabilidad y nivel freático	58		
5.2.1. Permeabilidad	58		
5.2.2. Nivel freático	58		
5.3. Sismicidad	60		
5.3.1. Introducción	60		
5.3.2. Clasificación de las construcciones	60		
6. Geotecnia de las obras de tierra	60		
6.1. Metodología	60		
6.1.1. Introducción	60		
6.1.2. Coeficientes de seguridad adoptados	61		
6.1.3. Análisis de estabilidad. Programa de cálculo	61		
6.2. Tierra vegetal	62		
6.3. Saneos	62		
6.4. Desmontes	63		
6.4.1. Introducción	63		
6.4.2. Excavabilidad	63		
6.4.3. Descripción pormenorizada de los desmontes	63		
6.4.4. Cuadro resumen desmonte	65		
6.5. Terraplenes	66		
6.5.1. Introducción	66		
6.5.2. Descripción pormenorizada de los rellenos	68		
6.5.3. Cuadro resumen de los rellenos	74		
7. Geotecnia de estructuras	76		
7.1. Metodología	76		
7.1.1. Introducción	76		
7.1.2. Cimentaciones superficiales. Zapatas	76		
7.1.3. Cimentación profunda en suelos	78		

7.1.4.	Coeficiente de balasto vertical	79
7.1.5.	Coeficiente de balasto horizontal	79
7.1.6.	Recomendaciones generales de cimentación	80
7.2.	Viaducto de Valdelinares	81
7.2.1.	Descripción	81
7.2.2.	Reconocimientos efectuados	81
7.2.3.	Características del terreno	81
7.2.4.	Recomendaciones de cimentación	82
7.2.5.	Cuadro resumen recomendaciones del Viaducto de Valdelinares.....	89
7.3.	Obras de drenaje y pasos inferiores.....	91
7.3.1.	OD-1.84	91
7.3.2.	OD-2.21	91
7.3.3.	OD 2.65	92
7.3.4.	PI-3.0.....	93
7.3.5.	OD-3.48	93
7.3.6.	OD-3.98	94
7.3.7.	OD-4.31	95
7.3.8.	PI-4.6.....	95
7.3.9.	OD-4.87	96
7.3.10.	Cuadro resumen obras de drenaje y pasos inferiores.....	96

Apéndice 1. Planta Geotécnica

Apéndice 2. Perfil Geotécnico longitudinal

Apéndice 3. Registro de sondeos

Apéndice 4. Registro de calicatas

Apéndice 5. Registro de penetraciones dinámicas

Apéndice 6. Ensayos de laboratorio

Apéndice 7. Ensayos presiodilatométricos

Apéndice 8. Ensayos de permeabilidad

Apéndice 9. Campañas previas

Apéndice 10. Inventario de taludes

1. Introducción

El presente documento constituye el Anejo nº 6 de Geotecnia del “Proyecto de Construcción de plataforma Línea de Alta Velocidad Madrid-Extremadura-Frontera Portuguesa. Tramo: Estación de Plasencia”, en el cual se exponen las características y recomendaciones geotécnicas de los diferentes elementos contemplados en el presente Proyecto de Construcción.

1.1. Objeto

El objeto del presente Anejo será llevar a cabo una recopilación, revisión y análisis de los aspectos geotécnicos más significativos del área de estudio, con objeto de establecer un encuadre geotécnico que sirva de base al diseño de las obras contempladas en el presente Proyecto de Construcción.

A modo de resumen puede decirse que el objeto de este Anejo es alcanzar un conocimiento de los siguientes aspectos:

- Definición de las unidades geoestructurales y litológicas por donde discurre el trazado.
- Deformabilidad y parámetros de resistencia de cada una de las unidades geotécnicas diferenciadas.
- Estudio de la permeabilidad del terreno, de la profundidad del nivel freático y de la presencia de agua en la excavación.
- Estudio de los procedimientos constructivos más adecuados.
- Recomendaciones constructivas.

Con apoyo de la información previa existente y de las prospecciones de campo ejecutadas de cara al Proyecto de Construcción se ha realizado un estudio de las características geotécnicas más significativas en la zona de proyecto.

Con toda esa información se ha procedido a realizar una discretización de materiales agrupándolos en base a sus características geotécnicas más relevantes, de manera que cabe esperar un comportamiento tenso-deformacional similar ante las cargas impuestas por la obra proyectada.

También se ha realizado una descripción detallada de todas las estructuras proyectadas.

1.2. Estructura del Anejo

La elaboración del presente Anejo tiene una serie de fases correlativas en el tiempo que se describen a continuación:

- Análisis de la información existente ya sea a nivel general o de estudio y proyectos en la zona.

- A partir de las cartografías y perfiles previos, con apoyo de las visitas de campo y de los resultados de campañas previas, se elaboró la nueva Cartografía Geotécnica, a escala original 1:2.000, donde se reflejan la disposición en planta de las unidades en que se ha diseccionado el territorio y que se describirán más adelante. Para cada unidad se ha utilizado una trama de color y una denominación de letras significativas, siguiendo las indicaciones de la leyenda correspondiente.
- Ejecución de una campaña de campo consistente en reconocimientos geotécnicos a lo largo de todo el trazado proyectado. Básicamente ha consistido en sondeos mecánicos, penetraciones dinámicas, ensayos presiométricos y calicatas mecánicas, que permitan llevar a cabo la descripción geológica y geotécnica de las unidades geotécnicas afectadas por el trazado, tanto en superficie como en profundidad.
- Planificación y ejecución de ensayos de laboratorio. Sobre las muestras de terreno obtenidas se han solicitado ensayos de laboratorio que permitan caracterizar las diferentes capas de terreno, así como las soluciones constructivas y de cimentación de las propuestas de actuación analizadas, con el objeto de llevar a cabo la caracterización geotécnica de las unidades geotécnicas afectadas por la traza del presente Proyecto de Construcción.
- Con apoyo de la planta geotécnica y de los nuevos reconocimientos, se llevó a cabo la elaboración de un Perfil Geotécnico Longitudinal de la traza, a escala original en A-1 horizontal 1:1.000 y vertical 1:200, que permiten conocer la distribución de los diferentes materiales en profundidad y obtener una idea bastante aproximada de su disposición tridimensional. Este perfil va acompañado de una “guitarra” con información de índole geotécnica de interés para la obra, que resume todo lo que se expondrá en este informe. La “guitarra” se ha dividido convenientemente en función de las características más relevantes de la traza.
- Una vez recopilada toda la información de campo y laboratorio, se procedió al análisis de la misma, con el objetivo primero de establecer parámetros característicos de cada unidad geotécnica y segundo de determinar las recomendaciones geotécnicas correspondientes a cada fase concreta de la obra. Así, se establecieron primeramente las características de Identificación y Clasificación, de Estado, de Resistencia y de Deformabilidad de los diferentes materiales del sustrato. Con estos datos, se realizaron cálculos de estabilidad de taludes y rellenos, se establecieron las necesidades a la hora de realizar saneos y de conformar la plataforma ferroviaria, se determinaron las condiciones de cimentación de estructuras y se incluyeron recomendaciones constructivas concretas.
- Redacción del Informe geotécnico. Con los datos y la información obtenida en las etapas anteriores se procede a la redacción del informe, con objeto de definir las pertinentes recomendaciones geotécnicas y de cimentación.

El presente Anejo de Geotecnia se estructura de la siguiente manera:

- **Introducción del Anejo.**
- **Documentación consultada:** se referencia toda la información geológico-geotécnica, ya sea a nivel general o de la zona de estudio.
- **Campaña de investigación geotécnica:** Donde se detallan las labores de reconocimiento realizadas, tanto en el campo como en el laboratorio y la metodología seguida.
- **Caracterización geotécnica de los materiales:** se caracteriza el terreno, además de por su naturaleza y espesor de las distintas capas que lo componen, por los parámetros geotécnicos determinados a partir de ensayos de laboratorio y pruebas in situ.
- **Aspectos relevantes del Proyecto:** en este apartado se estudia el potencial de agresividad del agua y el suelo a partir de los ensayos de laboratorio realizados, empleando como valores de referencia los expuestos en la Instrucción EHE. También se estudia la profundidad del nivel freático en el entorno de la traza y la excavabilidad de los materiales afectados por las obras proyectadas.
- **Geotecnia de obras de tierra:** donde se exponen las características que tendrán los desmontes y rellenos englobados dentro del proyecto y se estudia su estabilidad.
- **Geotecnia de estructuras:** se presentan los cálculos geotécnicos, analizándose las condiciones de cimentación, el estrato competente, la carga admisible de trabajo, los asientos asociados, así como los demás aspectos constructivos relacionados con la ejecución de las estructuras incluidas en este Proyecto de Construcción.

2. Documentación consultada

Para la redacción de este documento la información consultada ha sido de tres tipos, una de índole general que incluye publicaciones de carácter geológico – geotécnico de la zona de Estudio, otra de índole específico que incluye Proyectos y Estudios realizados en la zona o alrededores y otra complementaria que incluye publicaciones relacionadas con geotecnia en general.

2.1. Información general

Planos geológicos, publicados por el Instituto Tecnológico Geominero (ITGE), a escala E 1/50.000.

- Mapa Geológico de España (IGME) E 1:50.000. Hoja 622/11-15 Torrejón

- Mapa Geológico de España (IGME) E 1:50.000. Hoja 623/12-25 Malpartida de Plasencia
- Planos geológicos, publicados por el ITGE, a escala E 1/200.000
- Mapa Geológico de España (IGME) E 1:50.000. Hoja 43. Plasencia
- Mapa Geológico de España (IGME) E 1:50.000. Hoja 51. Cáceres

Otros planos temáticos publicados por el ITGE a diferentes escalas, con sus correspondientes memorias explicativas.

- Mapa Geotécnico de España (IGME) E 1:200.000. Hoja 51. Cáceres.

2.2. Información específica

- Estudio Geológico-Geotécnico de la Línea Ferroviaria de Alta Velocidad Madrid-Extremadura. Tramo Talayuela Cáceres. Subtramo: Malpartida de Plasencia-Estación de Plasencia/Fuentidueñas. EUROCONSULT.
- “Estudio Informativo del Proyecto Línea Ferroviaria de Alta Velocidad Madrid – Extremadura. Tramo Cáceres – Talayuela (Tráfico Mixto)”, realizado por la UTE Prointec – Sener para el Ministerio de Fomento en Abril de 2006.
- “Proyecto Básico de plataforma Línea de Alta Velocidad Madrid-Extremadura-Frontera Portuguesa. Tramo: Estación de Plasencia”, redactado por INECO en Mayo de 2010.
- “Proyecto Constructivo de Plataforma de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Extremadura. Tramo: Talayuela-Cáceres. Subtramo: Malpartida de Plasencia-Estación de Plasencia”, realizado por Ginprosa en 2010.

2.3. Bibliografía complementaria

- González de Vallejo, Luis I. y otros. (2002). Ingeniería Geológica. Ed. Pearson Educación. Madrid.
- Jiménez Salas, Jose A. y otros. (1981). Geotecnia y Cimientos II. Ed. Rueda. Madrid.
- Rodríguez Ortiz, José María (1982). Curso aplicado de cimentaciones.
- Eurocódigo 8. (1998). Proyecto de estructuras frente a sismo.
- Ministerio de Fomento. (2003). Guía de cimentaciones en obras de carretera.
- Ministerio de vivienda (2006). Código Técnico de la Edificación.
- Ministerio de Fomento (2001). Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (1994). ROM 0.5-94. Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias.

3. Campaña de investigación geotécnica

3.1. Introducción

Para la redacción del presente Proyecto, una vez analizada la información recopilada de campañas anteriores, se estableció una nueva campaña de prospección geotécnica, que permitiera completar los datos existentes para realizar una adecuada caracterización geotécnica de los materiales afectados, tanto en superficie como en profundidad, a escala de Proyecto de Construcción.

Esta campaña de investigación geotécnica se realizó a petición de ADIF y se llevó a cabo por SEG S.A. Para el replanteo de los trabajos se visitaron los emplazamientos en coordinación con INECO, que supervisó los ensayos de campo, y estableció la programación de los ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas.

En los siguientes apartados se detallan las prospecciones ejecutadas en fase de proyecto así como los reconocimientos empleados de campañas anteriores.

3.2. Prospecciones en fase de Proyecto

Debido a la modificación del trazado desde la redacción del Estudio Geotécnico se ha realizado una campaña de cara a la redacción del presente Proyecto de Construcción y con el fin de mejorar la caracterización de los materiales afectados por la traza. Esta campaña geotécnica consistió en:

- Diecinueve (19) sondeos mecánicos con extracción continua de testigo. Cinco de los sondeos no afectan al trazado, debido a que se realizaron a una distancia inferior a 1800 m y que los materiales afectados son los mismo que los presentes en el trazado, se han considerado estos sondeos en el presente estudio.
- Diez (10) ensayos de penetración dinámica tipo DPSH.
- Diecinueve (19) calicatas mecánicas, 15 de ellas para el reconocimiento del trazado y 4 para el reconocimiento de zonas de préstamo. Cinco de las calicatas de trazado no afectan directamente al trazado, debido a que se realizaron a una distancia inferior a 1800 m y que los materiales afectados son los mismo que los presentes en el trazado, se han considerado estos calicatas en el presente estudio.

El emplazamiento de los sondeos fue diseñado por personal de la empresa INECO, en la que se incluía los condicionantes y especificaciones de ejecución.

La realización de los trabajos corrió a cargo de la empresa SEG S.A.

Para el planteamiento y diseño de la campaña se han seguido los siguientes criterios:

- Movimientos de tierra: se planteó la realización de nuevos sondeos en los terraplenes proyectados con una distancia máxima entre ellos de 500 m, alternándolos con

penetraciones dinámicas y calicatas mecánicas, con el fin de que se caracterice geológica y geotécnicamente los materiales de apoyo de los terraplenes.

- Para determinar las propiedades geotécnicas de los materiales donde se ejecutarán las obras de drenaje y pasos inferiores se proyectaron sondeos en cada uno de ellos, salvo donde existían prospecciones previas.
- En el único desmonte proyectado en el trazado se realizaron 2 calicatas separadas 100 m entre sí para determinar la excavabilidad del terreno.
- Para definir el tipo de cimentación en el viaducto se ejecutaron cinco (5) sondeos y cuatro (4) penetraciones dinámicas ubicándose de manera alterna y cada una en una pila de apoyo y estribos.

3.2.1. Sondeos

Con objeto de la redacción del presente Proyecto de Construcción se realizaron sondeos mecánicos a rotación con recuperación de testigo. En función de la finalidad de cada sondeo se han denominado de la siguiente manera:

- SR-PK: para reconocimiento del terreno donde se dispondrán rellenos.
- SE-PK: para reconocimiento de estructuras.
- SV-PK: para reconocimiento de las cimentaciones del viaducto.

Las profundidades de los sondeos ejecutados varían desde los 11,55 m hasta los 32,43 m.

A continuación se incluye una tabla resumen de los sondeos realizados, con la longitud alcanzada en cada uno de ellos, sus coordenadas topográficas y los ensayos in situ realizados en cada uno de ellos, se han señalado en gris claro los sondeos que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

SONDEO	Coordenadas			Profundidad (m)	Fecha		Muestras y ensayos in situ					
	X	Y	Z		Inicio	Fin	MI	TP	SPT	Ensayos Lugeon	Ensayos Lefranc	Presiómetros
SR-0+200	2.290.139.098	4.427.909.218	356.1	11,7	30/06/2010	02/07/2010	-	1	1	1	-	-
SE-0+350	2.288.866.409	4.427.909.218	352.142	13,5	30/06/2010	07/07/2010	-	1	1	1	-	1
SR-1+000	228.355.058	4.427.456.150	347.142	17,3	30/06/2010	06/07/2010	2	-	7	-	-	-
SE-1+360	228.070.483	4.427.235.658	342.142	12,5	30/06/2010	30/06/2010	3	-	4	-	-	1
SE-1+660	227.833.433	4.427.051.790	338.342	12,25	30/06/2010	30/06/2010	1	1	6	-	-	-
SR-1+840	227.691.204	4.426.941.469	338.142	13	29/06/2010	30/06/2010	3	1	5	-	-	1
SR-2+220	227.403.265	4.426.725.525	337.142	15	29/06/2010	29/06/2010	3	1	5	-	-	-
SE-2+590	227.098.068	4.426.482.614	337.542	25,4	29/06/2010	30/06/2010	2	5	10	-	-	1
SE-2+600	227.088.038	4.426.479.235	337	25,35	29/06/2010	30/06/2010	3	6	9	-	-	-
SR-3+180	226.632.382	4.426.120.192	332	14,5	17/06/2010	17/06/2010	3	1	5	-	1	1
SR-3+600	226.300.512	4.425.862.777	340	15,6	17/06/2010	17/06/2010	3	1	5	-	-	-
SR-3+950	226.023.954	4.425.648.264	335.2	15,1	16/06/2010	16/06/2010	3	1	4	-	1	-
SE-4+310	225.739.186	4.425.428.022	334	13,35	15/06/2010	16/06/2010	3	-	4	-	-	1
SE-4+870	225.279.262	4.425.108.913	337.6	11,55	17/06/2010	17/06/2010	2	-	4	-	1	1
SV-5+085	225.094.815	4.424.998.465	339.2	30	05/07/2010	06/07/2010	4	4	11	-	-	1
SV-5+180	225.012.028	4.424.951.870	338	32,43	18/06/2010	22/06/2010	1	5	15	-	-	1
SV-5+260	224.941.745	4.424.913.657	339.8	30,2	22/06/2010	24/06/2010	3	5	13	-	-	1
SV-5+340	224.871.068	4.424.876.178	339.8	30,5	22/06/2010	24/06/2010	2	3	14	-	-	1
SV-5+420	2.248.001.440	4.424.839.167	341.142	16,5	24/06/2010	28/06/2010	-	3	-	1	-	2
TOTAL 19 sondeos				355,73			41	39	123	3	3	13

SPT = Ensayo de penetración estándar

MI = Muestra inalterada

TP = Testigo parafinado

Los sondeos mecánicos a rotación son perforaciones de pequeño diámetro que permiten reconocer la naturaleza y la localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de testigo de suelo o roca.

Para la ejecución de los sondeos se emplearon distintas sondas que a continuación se enumeran:

- Sonda ROLATEC RL-400L 2707-FHR.
- Sonda Andalucía 850 4074 DGB.
- Sonda Cibeles C60 V-2164-HH.

Todos los trabajos de campo fueron supervisados y controlados por técnicos cualificados de la empresa INECO, quienes realizaron la descripción de las columnas de sondeo y el correspondiente muestreo, así como la supervisión de los distintos trabajos complementarios.

El testigo del terreno obtenido durante la ejecución de los sondeos se depositó en cajas que una vez completadas, acondicionado y limpiado el testigo se fotografiaron.

Diariamente se retiraban las cajas, que quedaban guardadas y se llevaban las muestras de éstas al laboratorio para posteriores ensayos.

Durante la realización de los sondeos a rotación con extracción de testigo continuo, se realizaron ensayos in situ con una frecuencia de entre 1,50 m y 2,00 m. Estos ensayos han consistido en ensayos de penetración estándar SPT de resistencia, extracción de muestras inalteradas en tubo de PVC y/o extracción de muestras de testigo parafinadas. Los ensayos se han alternado según la conveniencia.

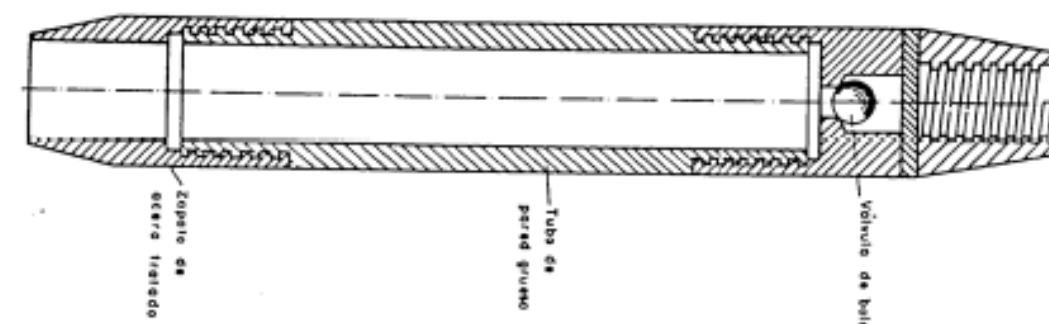
Además se realizaron ensayos presiométricos y de permeabilidad, tanto ensayos Lefranc como ensayos Lugeon.

3.2.1.1. Toma de muestra de pared gruesa (MI)

La toma de muestras inalteradas, con toma-muestras seccionado de pared gruesa de 4 mm de espesor, longitud mínima de 45 cm y diámetro mínimo interior de 70 mm, se realizó según la norma ASTM D-3550-84, en cuyo interior se aloja un tubo de PVC donde se introduce la muestra.

Al efectuar cada toma de muestra se limpió previamente el taladro, y en todo momento se tomó la precaución de dejar la tubería de revestimiento por encima de la cota en que se iban a tomar las muestras. Inmediatamente después de su extracción se sellan sus extremos con tapones de plástico normalizado para evitar pérdidas de humedad.

La hincada de tomamuestras se realiza mediante una maza de 63,5 kg que cae desde una altura de 75 cm.



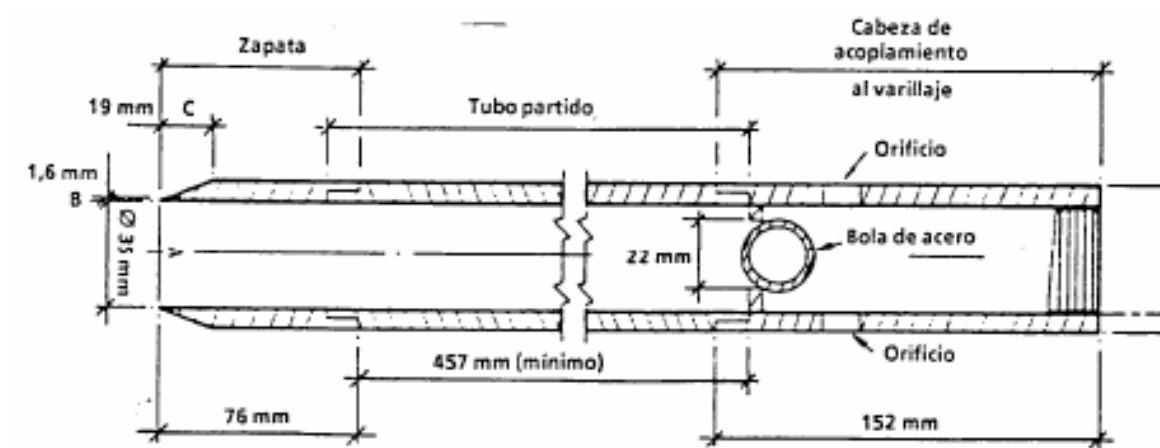
Toma-muestras de pared gruesa o de muestras inalteradas

Las muestras así obtenidas se pueden considerar lo suficientemente poco alteradas para que se puedan determinar en laboratorio las características de resistencia y consolidación del suelo sin error de importancia práctica.

Se han realizado un total de **41 tomas de muestras inalteradas**, todas ellas en los primeros metros de perforación.

3.2.1.2. Toma-muestras de SPT

Los ensayos in situ de penetración estándar (SPT) se realizaron según la norma UNE-103-800-92. Este ensayo permite determinar la resistencia del suelo a la penetración, mediante la hincada de un tomamuestras en tres intervalos sucesivos de 150 mm, anotándose el número de golpes requeridos para cada uno de los intervalos



Toma-muestras de SPT

El SPT consiste en hincar un tomamuestras tubular de acero de 2" x 13/8" de diámetro, con tubo bipartido, normalizado, mediante golpeo de una maza de 63,5 kg de peso que cae desde

una altura de 75 cm. Para realizar el ensayo se marcan en el varillaje 60 cm en tramos de 15 cm, contándose el número de golpes necesarios para hincar los sucesivos tramos, siendo N la suma de los 30 cm de los tramos centrales. Se considera que se obtiene rechazo y se suspende el ensayo cuando después de dar una serie de 100 golpes no se introducen los 30 cm en su totalidad, o cuando tras dar 50 golpes el tomamuestras no se ha introducido 5 cm. El número de golpeo alcanzará un valor de cero si por el peso del varillaje se introduce el tomamuestras 450 mm, suspendiendo el ensayo.

Se han realizado un total de **123 ensayos SPT**.

3.2.1.3. Testigos parafinados

Cuando la resistencia del terreno es elevada impidiendo la toma de muestras inalteradas o cuando el horizonte se encuentra muy cementado, se puede tomar una porción de terreno extraído a rotación con batería doble. La corona tendrá descarga frontal de agua, limitando tanto el caudal como la presión de ésta a la mera refrigeración de la corona.

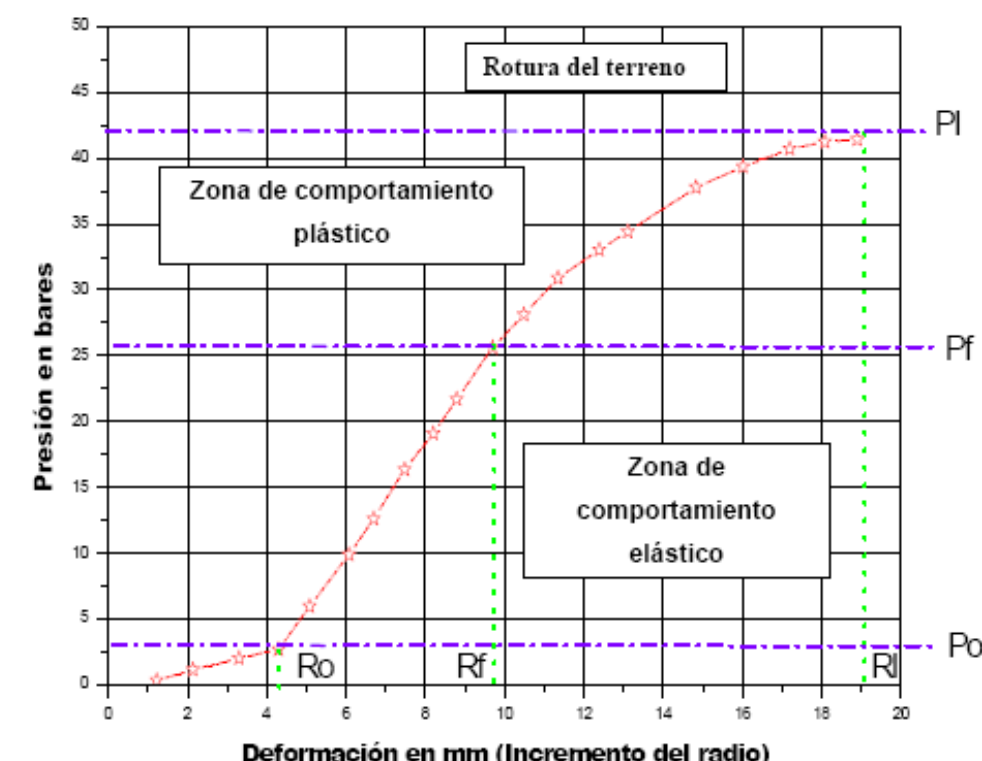
La toma de esta porción de terreno se realiza inmediatamente después de ser extraído el material de la batería de perforación y, previa limpieza superficial, se recubre con una venda no absorbente, protegiendo el conjunto con un baño de parafina de espesor suficiente para asegurar la invariabilidad de sus *condiciones de humedad*.

La muestra así preparada se maneja con cuidado tanto en campo, como en el proceso de transporte al laboratorio, para que no sufra golpes y mantenga intactas su estructura y sus condiciones de densidad y humedad.

Se han tomado un total de **39 testigos parafinados** en los sondeos realizados, donde se han seguido las especificaciones de la Norma ASTM D 2113-83.

3.2.1.4. Ensayos presiométricos

El ensayo presiométrico consiste en expandir radialmente una camisa de goma cilíndrica dentro de un sondeo, mediante un cilindro de gas o una bomba manual de agua. Se realiza aplicando presiones crecientes escalonadas y midiendo la deformación para cada escalón. La camisa de goma, tiene una rigidez variable en función de la resistencia del material a ensayar (suelo, roca, etc.) las presiones se incrementan hasta conseguir la rotura por cizalla del material si ello no es posible. Si se llevan las presiones y deformaciones sobre un gráfico, se puede obtener una curva como la que se muestra en la siguiente figura:



Curva típica y puntos singulares de un ensayo presiométrico (Según norma ASTM: D4719+87)

- Pl: Presión límite. Presión a la que el terreno se cizalla.
- Pf: Presión de fluencia. Presión a la que el terreno deja de comportarse como elástico.
- Po: Presión de adaptación. Presión necesaria para adaptar la camisa al agujero de la perforación.
- Ro: Incremento de radio necesario para adaptar la camisa al terreno.
- Rf: Incremento de radio necesario para que comience la plastificación del terreno.
- Ri: Incremento de radio a partir del cual, el terreno rompe por cizalla.

El presiómetro utilizado ha sido un presio-dilatómetro Elastmeter 200 de la casa OYO de Japón.

Este equipo es del tipo monocelda (se observó que las celdas de guarda de los equipos triceldas no son necesarias si la longitud de la camisa es lo suficientemente larga, como es el caso). Los sensores de presión y deformación se encuentran integrados en el sistema, siendo su lectura directa sobre una centralita. La sonda incorpora los siguientes elementos:

- Camisa de presión de goma de 72 mm de diámetro y 520 mm de largo.
- Transductor de presión.
- Transductor diferencial de desplazamiento radial.
- Electrónica de salida a central de lectura con cable de conexión de doble estanqueidad.

Los valores de presión y deformación son recogidos y analizados en un ordenador portátil mediante un módulo de alimentación, tarjeta y programa de adquisición de datos que descarga

sobre hoja Excel. Esta hoja recoge los valores brutos, las calibraciones y los valores corregidos. Estos datos se pueden a su vez observar sobre un gráfico presión-deformación y mediante su análisis es posible calcular la presión límite, límite de fluencia, y presión de fluencia, así como el cálculo de los módulos de corte y presiométrico.

El sistema de presión puede ser a través de una bombona de nitrógeno industrial o de bomba manual de agua.

En algunos suelos o rocas arcillosas pueden existir variaciones temporales de la deformación manteniendo constante la presión. Ello se observa cuando efectúan mediciones separadas 30 segundos o 1 minuto manteniendo constante la presión y existen variaciones entre las dos deformaciones medidas, debido a la fluencia o “creep deformation” del material. Esta “creep deformation” se puede medir por la diferencia entre los dos radios medidos.



Detalle del Presiómetro ELASTMETER 200 de OYO

Entre los días 16 de Junio y 5 de Julio de 2010 se realizaron trece (13) ensayos presiométricos, cuyo resumen de resultados obtenidos, tipo de terreno donde se llevaron a cabo, profundidad y sondeo donde se ejecutaron, se expone en la siguiente tabla, se han

señalado en gris los sondeos que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

SONDEO	TRAMO ENSAYADO (m)	TIPO DE TERRENO	E _p (MPa)	G _p (MPa)	P _r (bar)	P _i (bar)
SE-4+310	9,60-10,20	Arcilla con gravas	47,98	19,19	10,34	>15,29
SR-3+180	7,20-7,80	Arcilla con gravas	41,43	16,57	11,29	>15,23
SE-4+870	5,80-6,40	Arcilla con gravas	44,68	17,87	8,37	>12,32
SV-5+180	15,80-16,40	Arcilla con gravas	75,98	30,39	14,19	>20,13
SV-5+260	9,40-10,00	Arcilla con gravas	26,38	10,55	10,33	>13,25
SV-5+340	5,40-6,00	Arcilla con gravas	53,53	21,41	10,33	>15,27
SV 5+420	8,00-8,60	Arcilla con gravas	58,19	23,28	30,21	>36,16
SV 5+420	13,80-14,40	Pizarras	1269,48	507,79	89,12	>99,11
SE-2+590	5,00-5,60	Arcilla con gravas	124,80	49,92	26,29	>32,27
SR-1+840	7,00-7,60	Arcilla con gravas	41,31	16,53	21,07	>27,86
SE-1+360	8,50-9,10	Arcilla con gravas	39,16	15,66	29,01	>32,95
SE-0+350	13,80-14,40	Pizarras	1096,59	438,64	99,17	>109,16
SV-5+085	4,00-4,60	Arcilla con gravas	34,33	13,73	8,29	>12,22

3.2.1.5. Ensayos Lugeon

Este ensayo se realiza en el interior de los sondeos y permite calcular semicuantitativamente la permeabilidad de los macizos rocosos, en cualquier tipo de litología y estado de fracturación. El ensayo consiste en introducir agua a presión constante (10 Kp/cm²) en el sondeo, midiendo las admisiones durante un periodo de 10 minutos. Se han ensayado tramos de 5 m de sondeo, aislando el tramo de ensayo del resto del sondeo mediante dos obturadores.

La presión se aplica en escalones sucesivos de carga y descarga de 0, 1, 2,5, 5, 7 y 10 kp/cm² respectivamente, manteniendo la presión en cada escalón durante 10 minutos. Siempre deben alcanzar los 10 kp/cm², excepto en rocas blandas en las que se puede producir fracturación hidráulica antes de llegar a dicha presión.

En total se han realizado 3 ensayos Lugeon dos de los cuales no afectan directamente a la traza, pero se han realizado sobre materiales de la misma formación próxima a la zona de estudio, a continuación se indican los valores obtenidos:

SONDEO	TRAMO ENSAYADO (m)	TIPO DE TERRENO	K media (cm/s)	Q medio (l/min)	H media (m)
SE-0+350	8,50-13,40	Pizarra	8,98E-08	0,02	15,39
SV-5+420	5,30-10,10	Pizarra	3,25E-05	3,12	9,60
SR-0+200	7,10-11,70	Pizarra fracturada	1,12E-04	13,73	12,80

3.2.1.6. Ensayos Lefranc

Este ensayo se utiliza para medir el coeficiente de permeabilidad en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático y en rocas muy fracturadas. El ensayo se efectúa en el interior de sondeos y puede realizarse durante la ejecución de la perforación o una vez finalizada ésta.

El procedimiento consiste en rellenar de agua el sondeo y medir la velocidad de descenso del nivel de agua, ya que en este caso se realizaron los ensayos de régimen variable, para lo cual es necesario medir el nivel freático antes de iniciar el ensayo; posteriormente se llena de agua el sondeo hasta la boca y se mide la velocidad de descenso del nivel del agua.

Se han realizado 3 ensayos Lefranc, cuyos resultados se incluyen en la siguiente tabla:

SONDEO	TRAMO ENSAYADO (m)	TIPO DE TERRENO	K (cm/s)
SR-3+180	7,00-9,00	Arcilla limosa	8,30E-07
SR-3+950	6,10-7,80	Arcilla limosa	0,00
SE-4+870	3,10-5,00	Arcilla limosa	1,25E-06

3.2.2. Penetraciones dinámicas tipo DPSH

Los ensayos de penetración dinámica continua, se han realizado con un equipo tipo DPSH de accionamiento automático, lo que garantiza la uniformidad de altura y libertad en la caída de la maza de golpeo. La mecánica del ensayo de penetración dinámica consiste en la hinca de un tren de varillas mediante el golpeo de una maza, contabilizando el número de golpes necesarios para atravesar el terreno en tramos de 20 cm. Su metodología está recogida en la norma UNE 103.801-94.

Con estos datos (N_{20}) se pueden estimar las tensiones admisibles del terreno de una manera cuasi-continua en profundidad. El ensayo se da por finalizado cuando se obtiene el rechazo a la penetración ($N_{20} > 100$) o bien las resistencias obtenidas son suficientes para los requerimientos del proyecto.

A continuación se describen las características del equipo automático tipo DPSH empleado:

- Peso de la maza 63,5 Kg
- Altura de caída 0.76 m
- Diámetro del varillaje 32 mm
- Peso del varillaje 6,1 Kg/m
- Primera varilla de 1,0 m y peso 8,0 kg
- Puntaza cónica Ø50,5 mm y 0,65 kg de peso

Este tipo de ensayos esta especialmente indicado para suelos granulares y tiene como objetivo evaluar la compacidad del suelo, investigar la homogeneidad o anomalías del subsuelo y comprobar la situación en profundidad del estrato competente de cimentación.

Con este tipo de prospección, sólo pueden obtenerse datos de resistencia in situ del terreno, no pudiéndose identificar la naturaleza real del terreno, ya que no se obtiene testigo alguno durante la ejecución del ensayo, sin embargo cuando se tiene conocimiento de la litoestratigrafía del subsuelo y los condicionantes del proyecto lo permiten, es un método factible y rápido, para la definición de las tensiones admisibles.

A continuación se indican las profundidades alcanzadas en las 10 penetraciones dinámicas ejecutadas:

PENETRACIÓN DINÁMICA	COORDENADAS			PROFUNDIDAD (m)	N > 100
	X	Y	Z		
PR-2+200	227408.0461	4426719.0688	337.4	6,4	SI
PE-2+600	227090.6393	4426475.7216	337.4	6,8	SI
PE-3+040	226740.7849	4426208.9943	328	9,8	SI
PR-3+430	226440.5218	4425976.0948	336	11,8	SI
PR-4+100	225900.9792	4425562.2643	334	7,2	SI
PE-4+600	225502.6112	4425260.2512	335.4	14,4	SI
PV-5+120	225062.1875	4424984.1315	339.4	10,6	SI
PV-5+226	224987.0200	4424942.3498	339.4	12,4	SI
PV-5+385	224828.9747	4424858.3155	340.2	10,4	SI
PR-5+600	224638.0800	4424759.2040	351.4	1,2	SI
TOTAL 10 penetraciones dinámicas				91	

3.2.3. Calicatas mecánicas

Se realizaron un total de diecinueve (19) calicatas sobre el tramo objeto de este Proyecto, siendo 15 de ellas para la descripción del terreno afectado por la traza cinco de los cuales no afectan directamente a la traza, pero se han realizado sobre materiales de la misma formación próximo a la zona de estudio y las cuatro restantes para la descripción de zonas de préstamo.

Todas las calicatas fueron realizadas por medios mecánicos, retroexcavadora JCB 3CX, tomándose diferentes muestras en saco para su posterior análisis en laboratorio.

En la tabla siguiente se recogen las calicatas realizadas y sus principales características, se a señalado en gris claro las calicatas próximas a la zona de estudio.

CALICATA	COORDENADAS			PROFUNDIDAD (m)	Nº MUESTRAS
	X	Y	Z		
C1-PR2	735572	4429783	—	3,6	1

CALICATA	COORDENADAS			PROFUNDIDAD (m)	Nº MUESTRAS
	X	Y	Z		
C2-PR2	735500	4430047	—	3,7	1
C1-PR3	731590	4429640	—	3,5	1
C2-PR3	731672	4429349	—	3,7	1
CR-0+020	741791	4427234	363.9	0,8	1
CR-0+500	741399	4426955	350.24	3,8	1
CR-0+700	741237	4426833	347.142	4,1	2
CR-1+450	740678	4426338	342.142	4	1
CE-1+660	740521	4426198	338.342	4	1
CR-2+115	740181	4425895	338.142	3,9	2
CR-2+400	739965	4425708	337.742	3,9	1
CD-3+700	738995	4424844	344.4	4,1	2
CD-3+800	738921	4424774	347	3,8	1
CR-4+100	738699	4424581	335.6	3,8	2
CE-4+610	738331	4424234	335.4	3,9	2
CE-4+700	738248	4424187	335.6	4	1
CR-5+000	738007	4424012	339.6	4	2
CR-5+500	737580	4423745	345.8	1,1	1
CR-5+700	737408	4423638	349.94	3,2	1
TOTAL 19 calicatas				66,9	25

3.3. Ensayos de laboratorio

3.3.1. Metodología de ensayos de laboratorio

Con las muestras obtenidas en la campaña de campo se han realizado una serie de ensayos de laboratorio encaminados a la determinación de las principales características geotécnicas de los materiales, comparándolos con los ensayos procedentes de otras campañas anteriores.

Se han determinado los parámetros geotécnicos de identificación, estado, resistencia y deformabilidad de cada una de las unidades geotécnicas diferenciadas.

A continuación se describe la metodología de la totalidad de los ensayos de laboratorio realizados para la redacción del presente Anejo.

3.3.1.1. Ensayos de identificación y estado

Los ensayos de identificación y estado nos definen la granulometría, tamaño, tipo y el estado del suelo.

El **análisis granulométrico** por tamizado (UNE-103-101/95) se realiza tamizando o cribando una determinada cantidad de suelo, en peso, a través de una serie de tamices, pesándose el porcentaje retenido en cada uno de ellos. Conocido lo retenido en cada tamiz se puede obtener el tanto por ciento de partículas de diámetro inferior al considerado en cada caso.

Los **límites de Atterberg** (UNE 103.103/94 – 103.1044/93) determinan las humedades características de las partículas finas, definiéndose al límite líquido como la humedad necesaria para que el suelo pase de un estado plástico a un estado fluido, y al límite plástico como la humedad necesaria para que el suelo pase de un estado semisólido a un estado plástico. El índice de plasticidad se define como la diferencia entre el límite líquido y el plástico.

El estado natural del suelo, viene definido por el contenido de **humedad natural** (UNE 103.300/93), que se obtiene mediante el secado en estufa de una fracción de la muestra, calculando la pérdida de peso en agua; y la **densidad aparente** (UNE 103.301/94), determinada mediante el cálculo del volumen de la muestra y el peso de la parte sólida del suelo. La **densidad seca** se obtiene a partir de la densidad aparente y la humedad.

3.3.1.2. Ensayos químicos en suelos

Los ensayos químicos permiten determinar la composición de la muestra. Los ensayos químicos realizados en este estudio han sido los de contenido en materia orgánica, sulfatos solubles, sales solubles, yesos, carbonatos y acidez Baumann-Gully.

El ensayo de **análisis del contenido en materia orgánica** (UNE 103.204/93) determina la proporción del materia orgánica oxidable de un suelo, por el método del permanganato potásico.

El ensayo de **análisis del contenido en carbonatos** (% CO₃) (UNE 103-200/93) emplea el método del calcímetro de Bernard, que se fundamenta en la descomposición de los carbonatos por la acción del ácido clorhídrico, con desprendimiento de anhídrido carbónico gaseoso.

El ensayo de **análisis del contenido en sulfatos solubles** (% SO₃²⁻) (UNE 103.201/96) consiste en obtener la proporción de sulfatos solubles, pasándolos a disolución mediante agitación con agua y precipitando luego los sulfatos disueltos (procedentes del suelo) con una disolución de cloruro bórico. El procedimiento seguido es el habitual en cualquier gravimetría.

La **Acidez Baumann-Gully** (UNE 83962/08) es una medida del contenido de iones hidrógeno intercambiables que el componente humus del suelo es capaz de liberar. Se determina según el anejo 5 de la EHE.

El ensayo de **análisis del contenido en sales solubles** en suelos (NLT 114/99) determina la proporción de sales solubles de un suelo.

El ensayo de **análisis del contenido de yesos** en suelos (NLT 114/99) determina la proporción de yesos de un suelo.

3.3.1.3. Ensayos de resistencia

A partir de estos ensayos se obtienen las relaciones tensión-deformación de los suelos. Lo normal es utilizarlos para tratar de simular las características del terreno como consecuencia de la construcción de obras. Dentro de las posibilidades que ofrecen estos ensayos están, entre otras, la posibilidad de consolidar la muestra, saturar los materiales y controlar las condiciones de drenaje durante la realización del ensayo. Estas posibilidades, en cambio, no están disponibles en los ensayos “in situ”.

Los ensayos realizados para la redacción de este proyecto han sido los de corte directo, compresión simple y triaxial.

El **ensayo de corte directo** (UNE 103-401/98) es un ensayo indicado para muestras de suelos cohesivos o granulares, estén o no alterados, que se realiza empleando el aparato de corte directo, sobre tres probetas provenientes de una misma muestra de suelo, sometiendo a cada una de ellas a una tensión normal diferente (presión de consolidación) en una prensa con el eje de ensayo horizontal, obteniendo la relación entre la tensión tangencial en la rotura y la tensión normal implicada.

Las modalidades de ensayo empleadas han sido el corte directo “**Consolidado y drenado (CD)**”, que consiste en la aplicación de una presión normal, permitiendo el drenaje del suelo, hasta finalizar la consolidación primaria. A continuación se procede a la rotura de la probeta a una velocidad lo suficientemente lenta como para que no se originen presiones intersticiales, permitiendo el libre drenaje del agua de los poros. La otra modalidad ha sido el corte directo “**Consolidado y no drenado (CU)**”, que consiste en la aplicación de una presión normal, permitiendo el drenaje del suelo hasta finalizar la consolidación primaria. A continuación se procede a la rotura de la probeta a una velocidad lo suficientemente rápida para que no se produzca el drenaje.

El **ensayo triaxial** (UNE 103-402/98) consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de caucho o goma, que se introduce en una cámara especial y se le aplica una presión igual en todas las direcciones (σ_3). Alcanzado este estado de equilibrio se aumenta la presión normal o axial (σ_1) sin modificar σ_3 hasta que se produzca la rotura. Realizando por lo menos tres pruebas con presiones laterales diferentes se determinan los parámetros c y ϕ del suelo.

Se han empleado dos modalidades de ensayo; “**Consolidado y no drenado (CU)**”, en el que se mantiene la válvula de drenaje abierta para aplicar la presión de confinamiento. Al terminar la consolidación se cierra la válvula y se aplica la presión axial (σ_1), y “**No consolidado y no drenado (UU)**” en esta modalidad la válvula de drenaje se mantiene cerrada en todo el ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidades de consolidarse. El ensayo comienza inmediatamente aplicada la presión de confinamiento.

El ensayo de **resistencia a compresión simple** (UNE 103-400/93) consiste en colocar una probeta de suelo cilíndrica o prismática en una prensa ordinaria y romperla a compresión, sin ningún confinamiento lateral. Se lleva a cabo sobre suelos cohesivos y se supone que no hay disipación de presiones intersticiales dada la rapidez con que se alcanza la rotura. Se mide tensión y deformación axial, representándose la curva correspondiente.

3.3.1.4. Ensayos de cambio de volumen

El ensayo de **presión de hinchamiento** (UNE 103-602/96) se realiza para medir la expansividad de un suelo parcialmente saturado. La presión de hinchamiento es la presión vertical necesaria para mantener sin cambio de volumen una probeta confinada lateralmente cuando se inunda con agua.

El ensayo de **hinchamiento libre** (UNE 103-601/96) consiste en la determinación del hinchamiento libre de un suelo cohesivo en edómetro, entendiéndose éste como el incremento de altura, expresado en % del valor inicial que experimenta una probeta de suelo cuando se confina lateralmente, sometida a una presión vertical de 10 kPa y se inunda de agua.

El **ensayo de colapso** (NLT 254/99) se realiza en una célula edométrica. Consiste en aplicar directamente una sobrecarga para la cual se quiere cuantificar el colapso e inundar la muestra.

El **ensayo edométrico o de consolidación unidimensional en edómetro** (UNE 103.405/94) consiste en una compresión vertical con deformación lateral nula.

3.3.1.5. Ensayos especiales

El ensayo **Próctor modificado** (UNE 103-501/94) consiste en determinar las densidades secas de varias probetas, compactadas en idénticas condiciones pero con contenidos de humedad diferentes. Para cada contenido de humedad se alcanza una determinada densidad seca, de manera que estos pares de valores, representados en coordenadas cartesianas, definen la relación buscada.

El ensayo de **determinación del Índice CBR** (UNE 103-502/95) sirve para evaluar la capacidad de soporte de los suelos de terraplenes y de explanaciones, aunque también es aplicable a capas de base y subbases de firmes.

El ensayo de **colapso** consiste en aplicar una sobrecarga a la muestra para la cual se quiere cuantificar el colapso e inundar la muestra.

3.3.2. Ensayos de laboratorio realizados en sondeos

Los ensayos de laboratorio se han agrupado en Ensayos de identificación y estado, Ensayos químicos en suelos, Ensayos de resistencia y Ensayos de cambio de volumen.

Cabe indicar que a fecha de redacción del Proyecto de Construcción se cuenta con todos los resultados de los ensayos de laboratorio realizados.

A continuación se incluye una tabla resumen con los resultados de laboratorio realizados sobre las muestras extraídas en fase de proyecto de los sondeos realizados.

ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN Y ESTADO	TOTAL
Granulometría tamizado	75
Límites de Atterberg	72
Humedad natural	46
Densidad aparente	48
Densidad seca	45
Densidad de las partículas	20
ENSAYOS QUÍMICOS EN SUELOS	TOTAL
Determinación cuantitativa de sulfatos	20
Yesos	1
Carbonatos	18
Sales solubles	4
Acidez Baumann-Gully	10
Materia orgánica	20
ENSAYOS DE RESISTENCIA	TOTAL
Compresión simple en suelo	39
Compresión simple en roca	3
Corte directo consolidado drenado	6
Corte directo consolidado no drenado	7
Corte directo no consolidado y no drenado	1
Triaxial no consolidado y no drenado	1
Triaxial consolidado y no drenado	2
ENSAYOS CAMBIO DE VOLUMEN	TOTAL
Colapso	1
Edómetro	8
Presión de hinchamiento	10
Hinchamiento libre	5

En el apéndice correspondiente se incluyen las actas de todos los ensayos efectuados.

A continuación se incluye una tabla resumen con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre muestras tomadas en sondeos ejecutados en la campaña de campo del Proyecto de Construcción, se han señalado en gris los sondeos que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

SONDEO	PROF (m)		GRANULOMETRÍA							LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN	Hum. Nat.	DENSIDAD			RCS		Módulo	Coef Poisson	Corte Directo			TRIAXIAL			ANÁLISIS QUÍMICOS							EXPANSIVIDAD		Ensayo Edométrico		COLAPSO
			Apar.	Seca	Partículas	qu	Def.	de Young	c (KPa)						Áng. Roz. (°)	TIPO	C (Kg/cm²)	ø (°)	Tipo	Sales solubles		SO ₃	SO ₄ EHE	ACIDEZ	Carb.	M.O.	Yeso	Hinch Libre (%)	P. Hinch	e0	Cc	Índice colapso (%)							
	de	α	40,00	25,00	20,00	5,0	2,0	0,40		0,08	L.L.	L.P.										I.P.	(%)	(t/m³)	(KPa)	(%)	kp/cm²		(%)				(mg/kg)	(mg/kg ss)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)
SR-0+200	6,90	7,20													2,63			15900		603412,4	0,20																		
SE-0+350	1,50	2,10		100	94	71	58	40	31	NP	NP	NP	SM															<500		7,70	0,39								
	8,50	8,95													2,76			17700		140206,6	0,35																		
SR-1+000	1,60	2,20		100	99	64	43	20	14	28,40	19,60	8,80	SC	6,90	2,19	2,05												<500	34	8,40	0,14								
	4,60	4,90		100	99	77	57	30	17	23,80	17,10	6,70	SC-SM	4,60																									
	8,10	8,30			100	73	49	22	12																			0											
SE-1+360	1,60	2,20	93	84	78	52	41	32	27	30,80	21,30	9,50	GC															<500		4,50	0,08								
	4,50	5,10	100	98	98	81	71	64	55	30,80	19,00	11,80	CL	12,90	2,19	1,94	2,679	195	3,5														0,364						
	6,00	6,55				100	94	87	75	33,20	18,60	14,60	CL																										
	10,00	10,55	100	97	91	57	45	35	26	29,50	19,30	10,20	GC	7,50	2,22	2,07		90	1,7						0,14		<500	14	5,00				1,76						
SE-1+660	1,50	2,10	100	90	88	58	44	31	26	28,80	18,70	10,10	GC	10,90	2,22	2,00	2,659	170	2,6																0,459				
	4,50	5,00			100	88	72	57	46	38,20	22,00	16,20	SC													0,15				5,90									
	9,80	10,10			100	91	83	74	62	34,60	17,80	16,80	CL	16,20	2,08	1,79		70	6,4		5,00	33,00	CU																
	12,00	12,25				100	99	96	87	34,90	17,30	17,60	CL																										
SR-1+840	1,50	2,10	100	98	94	66	53	44	34	29,90	19,90	10,00	GC	10,30	2,29	2,07		165	2,0									<500		6,00	0,06			70					
	4,50	4,78	100	95	91	60	47	36	28	29,00	20,60	8,40	GC		2,37													6											
	5,30	5,60				100	99	96	91	38,30	19,10	19,20	CI	23,50	2,02	1,63		30	11,7																				
	6,20	6,60		100	91	77	59	45	35	32,10	19,50	12,60	SC																										
	12,00	12,20		100	90	48	26	22	17	31,10	18,70	12,40	GC																										
SR-2+220	1,50	2,10	100	97	97	71	57	43	36	32,50	20,50	12,00	SC													0,15		<500		5,30	0,04								
	4,50	5,10			100	98	95	89	80	35,90	20,10	15,80	CI																7										
	6,10	6,45	100	94	86	65	54	42	34	31,60	21,20	10,40	GC	10,40	2,15	1,94		90	2,7																				
	10,10	10,35		100	97	74	58	45	38	33,30	21,50	11,80	SC	10,30	2,32	2,11		285	3,1															30					
SE-2+590	3,00	3,60		100	94	73	61	49	40	32,20	23,10	9,10	SC	9,40	2,18	2,00	2,709	215	2,4		40,00	37	CU				0,15		<500	16	5,00	0,06							
	6,10	6,40	89	78	72	52	45	34	26	31,40	21,30	10,10	GC	10,10	2,29	2,08																		20					
	9,80	10,10		100	95	76	65	49	37	30,30	21,00	9,30	SC	14,30	2,17	1,90		65	3,6																				
	13,00	13,25	100	98	94	80	71	58	43	28,70	19,20	9,50	SC				2,710				33,00	34	CU																
	17,00	17,30			100	88	76	57	45					11,70	2,23	2,00		290	5,5															50					
	19,60	19,90			100	89	80	62	50	34,50	21,10	13,40	SC	13,50	2,20	1,94		215	7,6														1,04						
	24,60	24,90					100	99	93	39,50	20,30	19,20	CI	17,50	2,15	1,83		145	7,6																				
SE-2+600	1,50	2,10					100	97	89	36,20	20,70	15,50	CI	13,70	2,31	2,03	2,694					99,00	49	UU															
	3,00	3,35	100	96	92	79	71	58	44	30,70	21,80	8,90	SC																										
	8,75	9,00					100	98	93	37,30	21,50	15,80	CI	14,20	2,27	1,99		595	8,6																				
	12,60	12,90		100	99	87	79	65	50	29,10	20,80	8,30	SC																					10					
	17,85	18,20					100	99	95	34,90	21,40	13,50	CL	15,90	2,23	1,92		200	7,1																				

SONDEO	PROF (m)		GRANULOMETRÍA							LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN	Hum. Nat.	DENSIDAD			RCS		Módulo	Coef Poisson	Corte Directo			TRIAXIAL			ANÁLISIS QUÍMICOS								EXPANSIVIDAD		Ensayo Edométrico		COLAPSO
			Apar.	Seca	Partículas	qu	Def.	de Young	c (KPa)						Áng. Roz. (°)	TIPO	C	σ	Tipo			Sales solubles	SO ₃	SO ₄ EHE	ACIDEZ	Carb.	M.O.	Yeso	Hinch Libre (%)	P. Hinch	e0	Cc								
	de	a	40,00	25,00	20,00	5,0	2,0	0,40	0,08	L.L.	L.P.	I.P.		(%)	(t/m³)			(KPa)		(%)			kp/cm²	(Kg/cm²)	(°)	Sales solubles	(%)	(mg/kg)		(mg/kg ss)			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)		
SR-3+180	3,00	3,55		100	98	96	90	82	67	28,10	21,20	6,90	CL-ML				2,706	53	27,3			53	37	CU						49,90	14	7,10	0,06							
	6,00	6,35	100	98	98	97	95	88	74	29,70	18,60	11,10	CL	12,50	2,30	2,04	2,690	725	6,5																	0,366				
SR-3+600	1,50	2,10		100	99	94	90	85	76	35,00	22,30	12,70	CL	16,00	2,18	1,88													<500		5,30	0,10		0,27						
	4,50	5,00			100	98	95	90	76	30,80	18,80	12,00	CL				2,692					186	28	CU					<500		6,90	0,04								
	8,00	8,40		100	98	82	73	60	49	32,70	22,30	10,40	SC	9,10	2,08	1,91	2,694	110	4,5																0,463					
	10,00	10,55			100	93	89	83	69	31,90	21,10	10,80	CL																											
SR-3+950	1,80	2,40															2,680					65	19	CD																
	3,00	3,60																										<500		5,00	0,13									
	4,50	5,10				100	99	95	86	32,60	19,90	12,70	CL	13,50	2,29	2,01	2,696	410	5,2																	0,384				
	7,80	8,20					100	98	89	36,30	18,80	17,50	CL				2,718																			0,388				
	10,50	10,90					100	99	96	44,20	23,00	21,20	CL																											
SE-4+310	1,40	2,00	100	98	97	88	83	75	61	29,00	20,10	8,90	CL	12,70	2,20	1,96		120	4,4																					
	4,60	5,20	100	96	95	88	84	75	59	29,10	20,40	8,70	CL	11,60	2,28	2,04		280	5,8												0,02	0,35	6,08							
	8,20	8,65					100	99	95	81	27,50	17,70	9,80	CL	13,80	2,24	1,97		440	8,3																				
SE-4+870	3,20	3,80	100	98	95	64	52	40	31	26,00	20,00	6,00	GC-GM	9,30	2,19	2,01	2,701	70	2,2			143	18	CD						<500	12	8,70	0,08			30				
	7,00	7,60					100	99	90	29,60	20,50	9,10	CL	14,00	2,31	2,03		585	2,7										<500		6,70	0,06								
SV-5+085	3,00	3,60		100	99	77	64	50	40	29,30	19,10	10,20	SC	10,70	2,29	2,07													<500	18	8,80	0,14								
	10,00	10,45	100	99	97	70	58	45	35	29,00	20,10	8,90	SC	12,30	2,38	2,12		345	2,2																					
	16,00	16,25	100	94	93	71	60	48	39	29,90	20,90	9,00	SC	9,30	2,39	2,19		180	1,7																					
	18,50	18,90			100	80	71	58	47	31,90	19,60	12,30	SC																											
	24,90	25,20		100	99	81	70	61	51	30,70	20,90	9,80	CL	10,30	2,26	2,05		260	4,3																					
	27,90	28,10	100	96	96	79	69	56	44	28,90	19,60	9,30	SC	12,80	2,01	1,78		120	6,5																					
SV-5+180	3,00	3,30	93	89	86	70	60	50	42	29,00	19,90	9,10	GC	7,30	2,12	1,98	2,682	115	3,2									<500		6,20	0,22					0,574				
	9,30	9,60			100	85	73	56	46	29,20	20,10	9,10	SC				2,680					51,00	32,10	CU					<500			0,00			40					
	12,70	13,00	100	95	97	68	57	44	34	28,90	20,00	8,90	SC	10,60	2,31	2,08		125	7,5											18										
	16,80	17,20		100	92	58	41	34	29	30,70	20,20	10,50	GC																											
	19,70	20,00					100	98	93	39,20	22,40	16,80	CI				2,720					22	18	CD																
	24,20	24,50			100	79	65	50	42	28,60	20,10	8,50	SC	11,40	2,21	1,99		140	5,9															1,25						
	29,20	29,50	100	95	91	75	66	33	23	30,20	21,60	8,60	SC	13,50	2,23	1,96		85	7,2																					
SV-5+260	1,50	2,10	100	92	89	65	55	47	39	33,40	19,60	13,80	GC	12,30	2,11	1,88		90	2,9																					
	4,50	5,10					94	86	74	35,10	17,60	17,50													0,90	26,99	UU								19,60					
	8,00	8,40	95	91	90	67	52	40	33	36,60	17,80	18,80	SC	8,90	2,35	2,16		365	2,3								0,09			3,02	0,45									
	9,80	10,10																							0,47	16,68	CU		0,14											
	12,20	12,50	100	99	97	90	83	55	40	36,40	17,80	18,60	SC				2,694					8	32	CD																
	18,35	18,60		100	98	83	73	63	53	33,20	20,70	12,50	CL	16,00	2,20	1,90		85	8,5																					
	21,80	22,10																											<500			0,14								

SONDEO	PROF (m)		GRANULOMETRÍA							LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFI CACIÓN	Hum. Nat.	DENSIDAD			RCS		Módulo	Coeef Poisson	Corte Directo			TRIAXIAL			ANALISIS QUIMICOS							EXPANSIVIDAD		Ensayo Edométrico		COLAPSO
			Apar.	Seca	Partículas	qu	Def.	de Young	c						Áng. Roz. (°)	TIPO	C	ø		Sales solubles		SO ₃	SO ₄ EHE	ACIDEZ	Carb.	M.O.	Yeso	Hinch Libre (%)	P. Hinch	e0	Cc	Índice colapso (%)							
	de	a	40,00	25,00	20,00	5,0	2,0	0,40	0,08	L.L.	L.P.	I.P.			(%)	(t/m³)			(KPa)	(%)		kp/cm²	(Kg/cm²)	(°)	Tipo		(%)	(mg/kg)	(mg/kg ss)	(%)	(%)	(%)		(kPa)					
	22,40	22,70		100	98	80	67	55	44	32,60	20,50	12,10	SC				2,685					55	25	CD															
	26,75	27,10				100	99	96	91	44,00	19,10	24,90	CI	13,30	2,24	1,97		380	6,5																				
SV- 5+340	1,50	2,10	100	92	90	65	54	41	34	33,20	19,90	13,30	GC	9,60	2,28	2,08		245	2,6									<500		5,70	0,10			60			0,00		
	4,50	5,10			100	82	70	54	43	33,20	20,10	13,10	SC	10,90	2,17	1,96											<500												
	8,00	8,25	100	90	81	55	46	33	26	31,10	20,80	10,30									0,21	29,51	CU										0,370	0,095					
	10,00	10,40			100	98	96	92	79	36,80	19,20	17,60	CI	13,10	2,28	2,01																							
	11,40	11,80	95	92	91	68	51	39	31	33,30	21,10	12,20	SC	12,70	2,18	1,94	2,691	105	6,4		28	35	CU									40							
	17,10	17,40	94	93	92	71	58	47	37	31,00	19,20	11,80	SC				2,692				0	53	CD					<500			0,16								
	22,70	23,00		100	99	84	75	66	62	44,60	22,80	21,80	CI	14,60	2,16	1,89		200	5,8																				
	28,00	28,22			100	94	87	78	70	35,90	20,30	15,60	CI																										
SV- 5+420	4,20	4,60																																					
	6,40	6,50															7,800,00																						
	11,40	11,70																																					

Ensayos realizados en muestras obtenidas en sondeos

3.3.3. Ensayos de laboratorio realizados en calicatas

A continuación se incluye una tabla resumen con los resultados de laboratorio realizados sobre las muestras tomadas en fase de proyecto de las calicatas mecánicas realizadas.

Cabe indicar que a fecha de redacción del Proyecto de Construcción se cuenta con todos los resultados de los ensayos de laboratorio realizados.

ENSAYOS DE LABORATORIO EN CALICATAS	TOTAL
Análisis granulométrico en muestra de saco	12
Límites de Atterberg	12
Contenido en materia orgánica	6
Contenido en carbonatos	6
Contenido en sulfatos solubles	6
Próctor modificado	5
Ensayo CBR	5
Colapso	2

En el apéndice correspondiente se incluyen las actas de los ensayos enumerados en la tabla anterior.

A continuación se incluye una tabla resumen con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre muestras tomadas en las calicatas mecánicas realizadas en la campaña de campo del Proyecto de Construcción, se han señalado en gris las calicatas que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

CALICATA	PROF (m)		GRANULOMETRÍA							LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN	ENSAYOS QUÍMICOS			PRÓCTOR MODIF		C.B.R.			COLAPSO
					3/4"	nº4	nº10	nº40	nº200					SO3	Carb.	M.O.	Dmáx	Hópt			HIN.	Índice colapso(%)
	de	a	63,00	40,00	20,00	5,0	2,0	0,40	0,08	L.L.	L.P.	I.P.		(%)	(%)	(%)	(T/m³)	(%)	95%	100%	(%)	
CR 0+500	1,50	1,70	100	93	93	76	63	54	45	31,70	20,00	11,70	SC									
CR 0+700	2,80	3,00			97	62	38	21	13	23,70	17,60	6,10	SC-SM	0,00	3,30	0,19						
CR 1+450	2,30	2,50		93	80	55	39	25	19	29,80	19,60	10,20	GC									
CR 2+115	3,00	3,20		100	91	50	28	21	17	24,50	18,00	6,50	GC-GM	0,00	3,60	0,33						
CR 2+400	2,20	2,40				100	99	97	92	36,20	21,30	14,90	CI				1,93	9,60	1,40	2,00	2,0	
CD 3+800	1,90	2,10		95	85	70	62	50	41	37,00	21,90	15,10	GC	0,00	7,80	0,00	2,02	8,10	1,50	1,80	2,0	0,0
CD 3+700	3,40	3,60		100	96	78	70	61	52	39,00	23,50	15,50	CI	0,00	6,60	0,00	1,97	8,60	1,70	2,40	3,7	0,0
CR 4+100	1,50	1,70		100	99	97	95	92	81	37,80	17,50	20,30	CI				2,00	8,70	2,00	2,40	3,6	
CE 4+610	1,10	1,30		100	90	62	49	27	20	38,20	20,50	17,70	SC				2,06	8,60	7,40	12,90	0,4	
CE 4+610	1,90	2,10		100	91	68	57	42	26	25,20	17,60	7,60	SC	0,00	6,40	0,00						
CE 4+700	2,00	2,20		98	98	89	84	76	63	36,00	18,90	17,10	CI									
CR 5+000	2,90	3,10	100	92	81	61	52	41	31	32,30	20,10	12,20	GC	0,00	6,70	0,00						

Ensayos realizados en muestras tomadas en calicatas

3.4. Prospecciones realizadas en campañas previas

3.4.1. Introducción

Para un mayor conocimiento geológico-geotécnico de la zona en estudio, se ha contado con la campaña geológico-geotécnica realizada para la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico del Presente proyecto por Euroconsult.

Esta campaña consta de 16 sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo, 18 penetraciones dinámicas tipo DPSH y 17 calicatas mecánicas. Estos trabajos se llevaron a cabo en Febrero de 2009.

3.4.2. Reconocimientos previos empleados

Los reconocimientos empleados para la redacción del presente Anejo se indican a continuación:

- 16 sondeos mecánicos a rotación, que totalizan 349,10 m de perforación.
- 18 calicatas mecánicas de trazado.
- 17 ensayos de penetración dinámica (DPSH).
- 9 ensayos presiométricos.
- 3 perfiles de tomografía eléctrica.
- Ensayos de laboratorio.

En las tablas siguientes se muestran los perfiles de tomografía eléctrica, sondeos, calicatas y penetrómetros realizados en el Estudio Geotécnico, indicando la profundidad alcanzada, muestras tomadas y ensayos in situ realizados, se han señalado en gris las prospecciones que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

SONDEO	P.K.	OBJETO	PROFUNDIDAD (m)	MUESTRAS Y ENSAYOS IN SITU					
				MI	SPT	TP	Presiómetro	Lugeon	Lefranc
SR 208+600	0+392	Terraplén	15,10	1	7	0		1	1
SR 208+980	0+767	Terraplén	15,10	1	5	0			1
SR 209+300	1+088	Terraplén	15,00	1	3	1			
SR 209+400	1+191	Terraplén	17,00	1	8	2			
SE 209+710	1+518	Paso inferior	20,05	2	7	7			
SR 210+700	2+492	Terraplén	15,10	2	6	3			
SR 211+230	3+010	Terraplén	20,40	2	8	6			
SR 211+700	3+492	Terraplén	19,85	5	5	5			2

SONDEO	P.K.	OBJETO	PROFUNDIDAD (m)	MUESTRAS Y ENSAYOS IN SITU					
				MI	SPT	TP	Presiómetro	Lugeon	Lefranc
SD 211+980	3+745	Desmonte	16,00	3	5	3			2
SE 212+500	4+302	Viaducto	20,20	2	7	5			
SE 212+700	4+502	Viaducto	40,10	5	15	10			
SE 212+900	4+704	Viaducto	30,20	1	10	7	2		
SE 213+100	4+908	Viaducto	30,05	2	11	8	3		
SE 213+300	5+110	Viaducto	29,85	2	12	9	2		
SE 213+430	5+226	Viaducto	30,00	1	3	2	2		
SR 213+650	5+446	Terraplén	15,10	1	5	2		1	1
16			349,10	32	117	67	9	2	7

Sondeos mecánicos

DENOMINACIÓN.	P.K.	OBJETO	PROF. (m)	MUESTRAS
CR 208+500	0+291	Terraplén	0,60	1
CR 209+100	0+892	Terraplén	2,50	1
CR-209+200	0+956	Terraplén	1,50	2
CR-209+300	1+075	Terraplén	2,00	0
CR-209+350	1+143	Terraplén	2,60	2
CR-209+450MD	1+253	Terraplén	2,20	1
CR-209+450MI	1+267	Terraplén	2,40	1
CR 210+000	1+791	Terraplén	4,00	2
CR 210+200	1+992	Terraplén	2,20	3
CR 210+900	2+692	Terraplén	1,90	3
CR 211+500	3+280	Terraplén	3,40	2
CD 211+800	3+582	Desmonte	3,40	2
CD 212+000	3+780	Desmonte	3,50	2
CD 212+100	3+880	Terraplén	3,40	2
CR 212+800	4+590	Terraplén	3,30	2
CR 213+000	4+794	Terraplén	3,60	2
CR 213+500	5+300	Terraplén	2,70	3
CR 213+700	5+500	Terraplén	3,10	1
18			48,30	32

Calicatas mecánicas

DENOMINACIÓN.	P.K.	OBJETO	PROFUNDIDAD (m)
PR 208+300	0+094	Terraplén	0,80
PR 208+900	0+694	Terraplén	1,40
PE 209+710	1+500	Paso superior	6,40
PR 209+880	1+672	Terraplén	6,20
PR 210+100	1+892	Terraplén	4,40
PR 210+410	2+203	Terraplén	5,60
PR 210+600	2+390	Terraplén	3,60
PR 210+800	2+592	Terraplén	2,60
PR 211+100	2+892	Terraplén	6,40
PR 211+400	3+180	Terraplén	11,60
PR 212+200	3+990	Terraplén	11,40
PE 212+500	4+280	Viaducto	4,80
PE 212+700	4+482	Viaducto	6,00
PE 212+900	4+688	Viaducto	5,20
PE 213+100	4+894	Viaducto	7,60
PE 213+300	5+096	Viaducto	8,40
PR 213+600	5+400	Terraplén	3,20
17			95,60

Penetraciones dinámicas tipo DPSH

DENOMINACIÓN	P.K. INICIO EGG	P.K. FINAL EGG	P.K. INICIO PROYECTO	P.K. FINAL PROYECTO	OBJETO	LONGITUD (m)
TE 211+100	211+000	211+350	2+750	3+110	Contacto litológico	350
TE 213+600	213+450	213+800	5+240	5+600	Contacto litológico	350
TE 209+380	209+250	209+500	1+045	1+295	Contacto litológico	250
3 tomografías eléctricas						950

Perfiles de tomografía eléctrica

Con las muestras obtenidas en la campaña de campo se realizaron una serie de ensayos de laboratorio encaminados a la determinación de las principales características geotécnicas de los materiales. A continuación se incluye una tabla resumen con los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras extraídas tanto en los sondeos como en las calicatas realizadas:

ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN Y ESTADO EN SONDEOS	TOTAL
Granulometría tamizado	51
Límites de Atterberg	51
Humedad natural	50
Densidad aparente	47
Peso específico partículas (NLT 211/91)	9
ENSAYOS QUÍMICOS EN SUELOS (SONDEOS)	TOTAL
Contenido en sulfatos solubles en suelos (NLT 120/72)	10
Contenido de carbonatos ((NLT 116/91)	14
ENSAYOS CAMBIO DE VOLUMEN	TOTAL
Presiones de hinchamiento (UNE 103 602/96)	12
Hinchamiento libre (UNE 103 601/96)	8
Colapso (NLT 254/99)	4
Edómetros con curva de carga y descarga (UNE 103 405/94)	9
ENSAYOS DE RESISTENCIA EN SUELOS	TOTAL
Compresiones simple (NLT 202/91)	21
Triaxiales CU (UNE 103 40/298)	10
Cortes directos CD (UNE 103 401/98)	6
ENSAYOS EN ROCA	TOTAL
Densidad aparente (NLT 156/72)	2
Compresión simple en roca (UNE 229501/90)	2
ENSAYOS QUÍMICOS EN AGUA	TOTAL
Análisis químico completo en agua según EHE	4

ENSAYOS DE IDENTIFIACIÓN Y ESTADO EN CALICATAS	TOTAL
Análisis Granulométrico en muestra de saco(NLT 150/89)	26
Humedad natural (NLT 102/91)	19
Límites de Atterberg (NLT 105/98 y 106/98)	26
ENSAYOS QUÍMICOS EN SUELOS (CALICATAS)	TOTAL
Contenido en materia orgánica en suelos (NLT 118/98)	21
Contenido en sulfatos solubles en suelos (NLT 120/72)	18
ENSAYOS DE CAMBIO DE VOLUMEN	TOTAL
Próctor modificado (NLT 108/98)	13
Ensayo CBR (9 kg) (NLT 111/87)	13
Ensayo CBR (36 Kg.) (NLT 111/87)	5
Colapso (NLT 254/99)	5
Determinación de la estabilidad de los áridos y fragmentos de roca frente a la acción de desmoronamiento en agua (NLT 255/99)	3

En el apéndice correspondiente se incluyen las actas de los ensayos efectuados.

A continuación se incluye una tabla resumen con los resultados de todos los ensayos de laboratorio efectuados:

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD		UNIDAD	DENSIDAD APARENTE KN/m³	POROSIDAD ABIERTA (%)	ADSORCIÓN (%)	RCS	
								PRESIÓN DE ROTURA (MPa)	TIPO ROTURA
SR-213+650 (P.K. 5+446)	TP-1	9,7	9,8	Ceg III	27,2	0,5	0,18	12,6	F-80
	TP-2	12,9	12	Ceg III	26,7	0,6	0,24	2,8	F-80
Nº ENSAYOS	2	2	2	2	2	2	2	2	2

Ensayos en sondeos. Muestras en roca0

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD		UNIDAD	ESTADO		LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA % QUE PASA POR EL TAMIZ					CASAGRANDE	COMPOSICIÓN			ÍNDICE DE COLAPSO (%)	DEFORMABILIDAD					ENSAYOS DE ROTURA				
					DENSIDAD SECA (KN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	LL	LP	IP	# 63	# 5	# 2	# 0,4	# 0,08		CARBONATOS (Co3Ca2) (%)	SO32- (%)	SS (%)		PESO ESPECÍFICO PARTICULAS (KN/m³)	EDOMETRO (eo)	EDOMETRO (Cc)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kpa)	R. COMPRESIÓN SIMPLE (KN/m²)	DEFORMACIÓN (%)	TIPO	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)
SR-208+600 (P.K. 0+392)	MI-1	1,3	1,55	Qc		3,5	29,2	21,2	8	100	65	51	37	32	SC														
SR-209+300 (P.K. 1+088)	MI-1	1,2	1,45	Ceg IV/Qc		3,8	34,2	22,2	12	100	53	38	29	27	SC														
SE-209+710 (P.K. 1+518)	MI-1	1	1,25	QT	17,4	16,5	31,4	21,6	9,8	100	100	100	78	65	CL		NC										CD	29	22,9
	MI-2	3	3,25	Mar	20	9,7	33,6	18,7	14,9	100	100	98	94	87	CL								4,9						
	TP-1	3,5	3,8	Mar	19	38,7	33	19,7	13,3	100	95	92	85	77	CL					26	0,37	0,091							
	TP-2	5,5	5,8	Mar	18,3	24,7	31	20,8	10,2	100	70	58	50	45	SC									10	102	2			
	TP-3	8	8,3	Mar	21,6	7,3	37,1	22,3	14,8	100	68	47	35	30	SC	NC	NC								340	2			
	TP-4	11,3	11,6	Mar	20,1	11,8	41,9	25,9	16	100	100	100	98	93	CL		NC								1003	3			
	TP-5	12,95	13,25	Mar	20,7	10,3	32,2	18,9	13,3	100	86	80	76	71	CL				0										
	TP-6	15,5	15,8	Mar	21,7	7,5	31,8	18,4	13,4	100	78	72	64	57	CL										1159	2			
	TP-7	18,6	18,9	Mar	20,1	11,8	32,5	20,2	12,3	100	100	100	96	89	CL		NC										TRIAXIAL CU	207,6	34,8
SR-210+700 (P.K. 2+492)	MI-2	3,1	3,35	Mar	19,9	7,3	35,6	21,5	14,1	100	77	66	53	46	SC								1,6		164	6			
	TP-1	5,2	5,5	Mar	19,2	8,1	32,6	21,3	11,3	100	78	69	59	51	CL	NC	NC							60					
	TP-2	8,65	8,95	Mar	19,5	13,9	36,2	18,3	17,9	100	96	91	82	73	CL					26,05	0,336	0,063							
	TP-3	12,4	12,7	Mar	18,7	14,7	37,5	20,8	16,7	100	100	100	97	93	CL								2,3		787	5			
SR-211+230 (P.K. 3+010)	TP-6	19,4	19,7	Mar	20,9	7,5	38,2	19	19,2	100	91	84	73	62	CL										868	3			
SR-211+700 (P.K. 3+492)	MI-1	3,4	4	Mar	17,2	15,6	43,3	23,3	20	100	99	97	90	80	CL					26,29	0,48	0,072		100					
	TP-1	6,75	7	Mar	17,2	14,2	49,8	20,5	29,3	100	100	100	100	99	CL									200	587	6			
	TP-2	7,7	8,05	Mar	17,8	16,7	52,1	24,4	27,7	100	100	100	100	99	CH								1,2				CD	24,5	7,4
	MI-4	10,2	10,5	Mar	18,4	14,7	37,2	16,7	20,5	100	100	100	100	99	CL									30	424	5			
	TP-4	14,15	14,4	Mar	18,2	16,5	63	24,8	38,2	100	100	100	100	99	CH									160	322	6			
	MI-5	16,3	16,7	Mar	14,8	25,7	84,6	35,1	49,5	100	100	100	100	99	CH					26,13	0,68	0,176		360					
	TP-5	17,2	17,5	Mar			44,3	23,2	21,1	100	100	100	100	99	CL												TRIAXIAL CU	23	22,2
SD-211+980 (P.K. 3+745)	TP-1	5,9	6,15	Mar	19	10,5	37,2	18,5	18,7	100	100	100	100	99	CL									160			TRIAXIAL CU	32	101,5
	TP-2	10,2	10,8	Mar	19,4	11,6	42,8	23,9	18,9	100	100	100	100	99	CL								6,9				TRIAXIAL CU	33,5	68,5
	TP-3	14	14,3	Mar	19,2	9,9	41,7	19,6	22,1	100	100	100	100	99	CL									100	1338	2			
SE-212+500 (P.K. 4+302)	MI-2	4	4,4	Mar	18,1	14,8	33,6	21,2	12,4	100	100	99	99	99	CL								3	80	321	5			
	TP-1	5,9	6,2	Mar	18,6	11,8	41,7	19	22,7	100	100	100	94	85	CL				0										
	TP-2	8,5	8,9	Mar	18,6	11,8	48,7	25,3	23,4	100	99	99	99	97	CL										513	3			
	TP-3	11,4	11,7	Mar	19,6	11,8	34,4	26	8,4	100	100	100	99	94	CL					26,07	0,33	0,041			1058	3			

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD		UNIDAD	ESTADO		LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA % QUE PASA POR EL TAMIZ					CASAGRANDE	COMPOSICIÓN			ÍNDICE DE COLAPSO (%)	DEFORMABILIDAD					ENSAYOS DE ROTURA				
					DENSIDAD SECA (KN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	LL	LP	IP	# 63	# 5	# 2	# 0.4	# 0.08		CARBONATOS (Co3Ca2) (%)	SO32- (%)	SS (%)		PESO ESPECÍFICO PARTICULAS (KN/m³)	EDOMETRO (eo)	EDOMETRO (Cc)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kpa)	R. COMPRESIÓN SIMPLE (KN/m²)	DEFORMACIÓN (%)	TIPO	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)
	TP-4	14,6	14,9	Mar	19,5	11,8	28,8	18,7	10,1	100	100	100	100	92	CL	2	NC										CD	45	33
	TP-5	18,9	19,2	Mar	18,8	12,8	35,4	20,1	15,3	100	100	100	100	99	CL											TRIAXIAL CU	92,2	31,5	
SE-212+700 (P.K. 4+502)	MI-1	1	1,6	QT		4,4	25	19,7	5,3	100	54	40	20	14	GC		NC												
	MI-2	3	3,4	Mar	21,8	9,3	31	23,5	7,5	100	73	56	44	37	SC							30	170	3					
	TP-1	3,7	3,85	Mar	21,8	9,3	34,9	19,4	15,5	100	100	100	96	90	CL	NC	NC						206	9					
	MI-3	5	5,4	Mar	20,3	9,6	31,6	22,6	9	100	82	73	68	66	CL								124	6	TRIAXIAL CU	53,8	25,8		
	TP-2	5,6	5,8	Mar	17,7	12,8	37,7	22,5	15,2	100	100	100	98	94	CL					26,18	0,479	0,091		60	193	6			
	TP-3	8,65	8,8	Mar	19,7	11,7	27,8	18,2	9,6	100	99	97	94	84	CL											CD	38,9	26	
	TP-4	10,85	11	Mar	19,3	12,9	31,3	21,8	9,5	100	100	100	100	97	CL											TRIAXIAL CU	74,5	38,5	
	TP-5	18,7	19	Mar	19	7,5	31,7	23,8	7,9	100	54	43	37	32	SC					25,93	0,371	0,083							
	TP-6	22	22,4	Mar	20,2	11,2	29,5	19,6	9,9	100	100	100	100	99	CL											TRIAXIAL CU	240	33	
	TP-7	23	23,3	Mar	20,9	8,9	28,4	19,4	9	100	93	87	83	74	CL		NC									CD	93	26,5	
	TP-8	25,6	25,9	Mar	21,4	10,5	35,2	18,4	16,8	100	84	76	61	51	CL														
	TP-9	29,5	29,8	Mar	22,4	5,2	26,2	19,1	7,1	100	53	42	33	28	GC									342	1				
	TP-10	32,7	33	Mar	21	10,1	35,5	20,5	15	100	100	100	100	99	CL		NC		0								TRIAXIAL CU	216	36,3
SE-212+900 (P.K. 4+704)																													
SE-213+100 (P.K. 4+908)	MI-1	3	3,6	Mar	19,9	9	33,8	23,4	10,4	100	71	62	51	44	SC				0						138	5			
	TP-2	11	12,1	Mar	20,6	7,9	31,6	19,3	12,3	100	86	78	51	38	SC					26,9	0,29	0,072	2,1						
	TP-5	21,8	22,1	Mar	19,9	10,4	34,5	18,8	15,7	100	100	100	99	96	CL											TRIAXIAL CU	30,6	106,5	
	TP-7	25	25,3	Mar	19,4	5,9	31,6	20,2	11,4	100	55	45	33	25	SC					26,8	0,34	0,083							
	TP-8	29,3	29,6	Mar	21,2	5,2	33,7	20,8	12,8	100	72	58	41	33	SC								1,8		420	1			
SR-213+650 (P.K. 5+446)	TP-1	1	1,6	Qc	17,2	17,8	35,7	23,4	12,3	100	84	76	63	57	CL											CD	18	32,6	

Nº ENSAYOS	51	51	51	51	47	50	51	51	51	51	51	51	51	51	51	4	10		4	9	9	9	8	12	21	21	16	16	16
------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	---	----	--	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----

Ensayos en sondeos. Muestras en suelo

CALICATAS	NOMBRE DE LA MUESTRA	TIPO DE MUESTRA	PROFUNDIDAD		UNIDAD	HUMEDAD NATURAL (%)	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA (% QUE PASA POR EL TAMIZ)					CASAGRANDE	ENSAYOS QUÍMICOS			ÍNDICE DE COLAPSO	PROCTOR			CBR			COEFICIENTE DE FORMA	ENSAYOS DE DURABILIDAD							
							LL	LP	IP	# 63	# 5	# 2	# 0,4	# 0,08		M.O %	SO32- %	SS %		TIPO	DENSIDAD MÁXIMA KN/m³	HUMEDAD ÓPTIMA (%)	CBR 95% PM	CBR 100% PM	HINCHAMIENTO CBR (%)		MICRODEVAL	COEFICIENTE DE FRIABILIDAD	FRIABILIDAD ARENAS	ESTABILIDAD FRENTE A DESMORONAMIENTO GRUESOS	ESTABILIDAD FRENTE A DESMORONAMIENTO FINOS	LOS ANGELES	SKATE DURABILITY TEST	ENSAYO DE SULFATO MAGNÉSICO
CR-208+500 (P.K. 0+291)	M1	saco	0	0,3	Qal	2,1	NL	NP	NP	100	40	34	30	27	GC	1,2	NC			M	20,5	9,5	15	24	0									
CR-209+100 (P.K. 0+892)	B	Bolsa	0	0,4	Qc		32	22	10	100	100	55	48	40	SC																			
	M1	saco	1,7	2,5	Ceg	2,7	27,4	21,8	5,6	100	32	20	13	12	GC											6				0,45	0,31			
CR-209+200 (P.K. 0+956)	M1	saco	0	0,4	Qc		28	15	13	100	85	75	70	60	CL																			
	M²	saco	0,4	1,5	Ceg	2,5	28,1	23,9	4,2	100	36	24	18	15	GC											7				0,4	0,29			
CR-209+350 (P.K. 1+143)	M1	saco	1,3	2	Ceg	5,6	32,8	24,5	8,3	100	67	50	42	39	SC											4				0,17	0,55			
CR-209+450 MD (P.K. 1+253)	M1	saco	0,9	2,2	Mar	8,7	39	16,9	22,1	100	96	93	90	85	CL	0,6	NC		0	M	19,5	11,2	2	5	2,2									
CR-210+000 (P.K. 1+791)	M1	saco	0	0,3	TV		NL	NP	NP	100	99	96	91	82	ML	0,6																		
	M²	saco	0,3	3,7	QT	4	29,2	23,8	5,4	100	67	53	41	38	SC	0,4	NC			M	20,6	9,6	14	20	0									
CR-210+200 (P.K. 1+991)	M1	saco	0,3	1,3	QT		27,1	20,6	6,5	100	96	83	72	60	CL	1,7	NC																	
	M²	saco	1,3	2,2	Mar	6,1	35,1	19,1	16	100	75	65	56	49	SC	0,5	NC		0	M	19,9	12	4	7	0									
CR-210+900 (P.K. 2+692)	M1	saco	0,1	1,35	QT		24,5	19,7	4,8	100	98	86	75	61	CL	1	NC																	
	M²	saco	1,35	1,9	Mar	4,1	40,8	20,3	20,5	100	47	35	29	27	GC	0,4	NC		0	M	20,4	9,5	18	27	1,2									
CR-211+500 (P.K. 3+280)	M1	saco	0	0,45	TV		24,4	18,4	6	100	68	58	56	50	CL	0,3																		
	M²	saco	0,45	2	QT	9,3	30,9	21,2	9,7	100	46	36	26	24	SC	0	NC		0	M	20,7	10,2	6	10	0									
CD-211+800 (P.K. 3+582)	M1	saco	0,5	1,3	Qc	7	39,3	21	18,3	100	98	96	91	80	CL	0,2	NC			M	19,4	12,5	3	6	0									
	M²	saco	2,5	2,9	Mar	9,4	37,1	23,3	13,8	100	91	87	78	69	CL	0	NC			M	19,7	11,8	7	9	0,6									
CD-212+000 (P.K. 3+780)	M1	saco	0	0,35	TV		27,6	21,6	6	100	87	79	67	54	CL	0,8																		
	M²	saco	0,95	3,5	Mar	9,1	40,5	22,4	18,1	100	99	98	95	91	CL	0	NC		0	M	19,2	12,8	2	4	1,3									
CR-212+800 (P.K. 4+590)	M1	saco	1,1	2	QT	8,2	NL	NP	NP	100	94	90	84	70	ML	2,1	NC																	
	M²	saco	2	3,3	QT	9	33,1	21,9	11,2	100	62	52	44	38	SC	0,7	NC			M	21,3	9,2	22	33	0									
CR-213+000 (P.K. 4+794)	M1	saco	0,1	8	Qal	2,9	NL	NP	NP	100	96	90	64	46	SC	0,7	NC																	
	M²	saco	0,8	3,6	QT	17	35,5	16,8	18,7	100	73	55	40	35	SC	0,3	NC			M	21,9	7,3	22	38	0									
CR-213+500 (P.K. 5+300)	M1	saco	0,35	1,1	Qal	8,2	31,4	23,1	8,3	100	97	92	82	74	CL	1,2	NC																	
	M²	saco	1,1	1,9	QT	7,8	35,4	18,2	17,2	100	74	59	50	45	SC	0	NC			M	21,5	6,7	19	37	0									
CR-213+700 (P.K. 5+500)	M1	saco	0,3	2,3	Qal	12,4	30,6	16	14,6	100	83	72	59	50	CL	0,4	NC			M	20,5	12,1	10	16	0									
Nº ENSAYOS	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	19,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	21,0	18,0		5,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	3,0				3,0	3,0			

Ensayos realizados en muestras tomadas en calicatas

3.5. Inventario de taludes

Para la redacción del Proyecto de Construcción que nos ocupa se realizó un inventario de taludes donde se tomaron datos referentes a 4 taludes de desmonte que se recogieron en sus correspondientes fichas, que se incluyen en el apéndice correspondiente del presente anejo.

En dicho inventario no se incluyeron varios taludes inventariados excavados en roca, concretamente en el complejo esquisto-grauváquico, dado que el único desmonte que se ha proyectado a lo largo de todo el trazado se excavará en sustrato terciario.

Los taludes inventariados se han numerado del T-4 al T-7 y se sitúan en la autovía de la Plata (A-66) paralela a la traza. A continuación se presenta una tabla resumen del inventario de taludes realizado, donde se describe cada talud:

TALUD	COORDENADAS UTM	INCLINACIÓN	ALTURA (m)	LONGITUD (m)	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ESTABILIDAD	MEDIAS CORRECTORAS EXISTENTES
T-4	X :738775 Y: 4424868	25°	4-5	470	Sustrato terciario formado por arcilla limosa ocre con cantos de cuarzo subredondeados de hasta 7 cm de tamaño.	Se han distinguido regueros y alteración superficial. Talud seco	Cuneta en cabecera de 4,00 m de longitud con algo de agua.
T-5	X: 738756 Y: 4424795	30-35°	5	475	Sustrato terciario formado por arcilla limosa con cantos de cuarzo subredondeados de hasta 7 cm de tamaño.	Se han diferenciado regueros, surcos, socavación al pie por encima de la escollera y alteración superficial. Talud seco	Escollera al pie de 1,50 m de altura y cuneta en cabeza con algo de agua.
T-6	X: 738775 Y: 4424676	30° con dos bermas de entre 11,00 y 12,00 m de anchura.	3	840	Sustrato terciario formado por arcilla limosa con indicios de arena fina, color ocre con zonas grisáceas	Se ha apreciado rotura circular, presencia de regueros, surcos y alteración superficial. Talud seco. Zonas encharcadas.	Cuneta natural en cabecera de 70 cm de profundidad.
T-7	X: 738773 Y: 4424707	20-25°	2	350	Sustrato terciario formado por arcilla limosa ocre con cantos de cuarzo subredondeados de hasta 7 cm de tamaño.	Se observan regueros, surcos y alteración superficial. Talud seco Zonas encharcadas.	Cuneta en cabecera natural,de 70 cm de profundidad.

4. Caracterización geotécnica de los materiales

En el presente apartado se analizan los materiales que afectan al trazado, agrupados según sus características, indicándose su distribución a lo largo del mismo y especificando estas características, deducidas de los reconocimientos de campo y los ensayos de laboratorio descritos en el apartado anterior.

En principio para una primera clasificación se han tenido en cuenta las descripciones de los testigos de los sondeos. Posteriormente para definir y acotar esta primera clasificación se han considerado los resultados de los ensayos de laboratorio, especialmente los resultados relativos a las características deformacionales y resistentes de los materiales.

En este apartado se van a resumir para cada una de estas unidades sus características (resistencia, deformación, estado...), tratando de establecer unos parámetros geotécnicos y de esta manera dar unas recomendaciones constructivas a lo largo del trazado adecuadas para dichas unidades.

En la siguiente relación aparecen las tres (3) unidades geotécnicas reconocidas en este proyecto:

- UG 1. Complejo esquisto-grauváquico (Ceg):
 - Ceg: estudiado como roca. Grados de alteración I-II-III.
 - Cegt: estudiado como suelo. Grados de alteración IV-V.
- UG 2. Terciario (T)
- UG 3. Recubrimientos cuaternarios:
 - Depósitos aluvio-coluviales (Qal-col)
 - Depósitos coluvio-aluviales (Qcol-al)
 - Depósitos aluviales (Qal)

Junto con las unidades geotécnicas señaladas se ha reconocido un espesor superficial de suelos con un mayor contenido de materia orgánica que se ha denominado tierra vegetal.

Además de las unidades indicadas, se han reconocido las siguientes formaciones que no se verán afectadas directamente por el tramo en estudio e incluidos en el Proyecto Básico:

- Relleno compactado (Qr)
- Relleno sin compactar (Qx)

En los siguientes apartados se realiza la descripción de las características geológico-geotécnicas y de los parámetros geotécnicos de las unidades afectadas por el tramo en

estudio, obtenidos a partir de la investigación de campo y de los ensayos de laboratorio realizados, tanto en el Estudio Geológico-Geotécnico como para el Proyecto de Construcción.

4.1. UG 1. Complejo Esquisto Grauváquico (Ceg)

La unidad Ceg es el sustrato rocoso presente en el trazado del Proyecto, se ha distinguido desde el PK 5+400 hasta el final de la traza, presentando distintos grados de meteorización.

Estos materiales pertenecen al Precámbrico Superior, correspondientes el Complejo Esquisto Grauváquico. Forman una alternancia de niveles de esquisto-grauváquico, en ocasiones cuarzograuvacas, y en ocasiones pizarra, con colores grises cuando están poco meteorizados y marrones cuando se encuentran alteradas.

El grado de meteorización del sustrato es muy variable a lo largo de los tramos donde aparece, con meteorización grado IV-V hasta I-II. En general se ha diferenciado un nivel superior de entre 1,00-2,00 m formado por roca de mayor meteorización, bajo la cual aparece el sustrato rocoso más sano. También se ha diferenciado una zona de alteración entre los a unos 680 m del inicio del trazado, donde este nivel con mayor alteración se ha reconocido en los sondeos realizados en profundidad. Aunque no afecta directamente al trazado, se ha considerado adecuado incluir este nivel más alterado de la formación Ceg.

Dentro de esta unidad se han diferenciado en los ensayos de laboratorio, por un lado las muestras ensayadas como suelos correspondientes con grado de alteración IV-V, de los testigos de roca con meteorización de I a III.

4.1.1. Formación Ceg (grado de alteración IV-V)

4.1.1.1. Descripción

Estos materiales son básicamente suelos granulares, presentan grado de alteración IV-V y están formados por limo algo arcilloso con fragmentos de esquisto de entre 1 y 2,5 cm de tamaño, angulosos, presentando en profundidad fragmentos de hasta 5 cm de tamaño más duros.

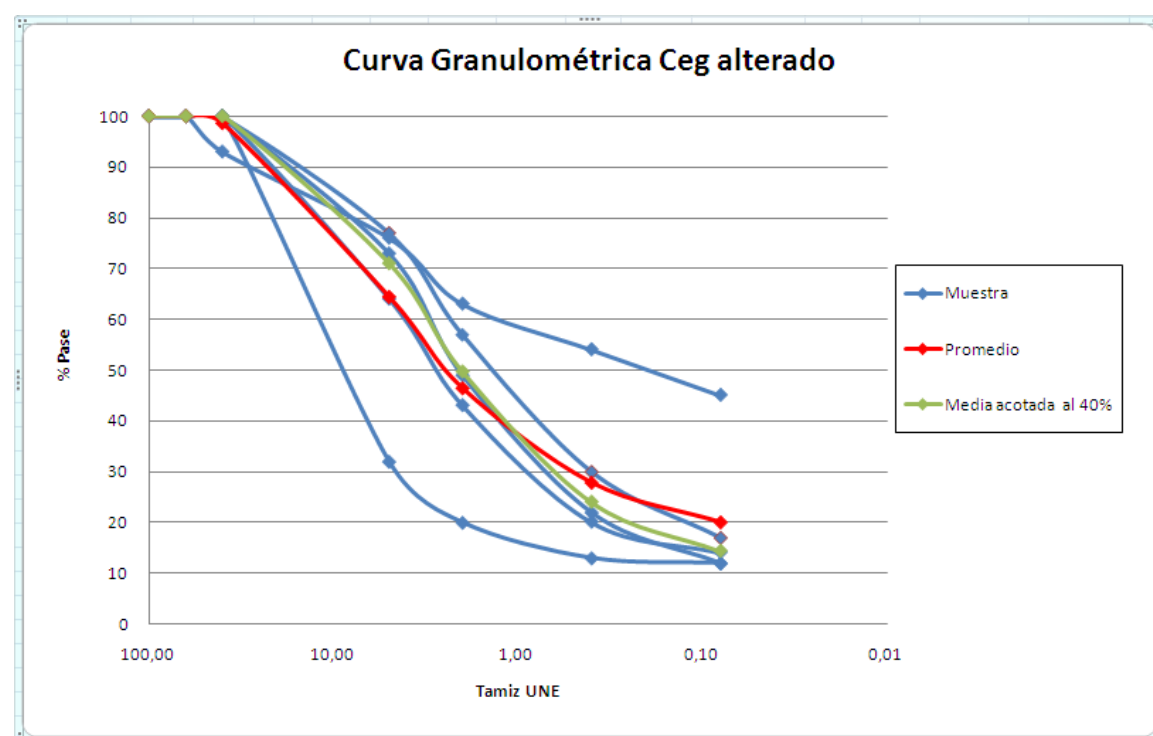
Con los ensayos realizados en este material, estudiado como un suelo, tanto en el Estudio Geológico-Geotécnico como para el presente Proyecto de Construcción se han estudiado las características geotécnicas de este material. Todas las muestras obtenidas de este material y ensayadas en laboratorio se adjuntan en la tabla siguiente:

SONDEO	PROF (m)		GRANULOMETRÍA							LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN	Hum. natural	DENSIDAD		COEFICIENTE DE FORMA	ENSAYOS DE DURABILIDAD		ANÁLISIS QUÍMICOS			
						nº4	nº10	nº40	nº200						Apar.	Seca				SO ₄ EHE	ACIDEZ	Carb.	M.O.
	de	a	100	63	40	5	2	0,40	0,08	L.L.	L.P.	I.P.		(%)	(t/m³)	ESTABILIDAD FRENTE A DESMORONAMIENTO GRUESOS		ESTABILIDAD FRENTE A DESMORONAMIENTO FINOS	(mg/kg)	(mg/kg ss)	(%)	(%)	
SR-1+000	1,60	2,20	100	100	100	64	43	20	14	28,40	19,60	8,80	SC	6,90	2,19	2,05			<500	34,00	8,40	0,14	
	4,60	4,90	100	100	100	77	57	30	17	23,80	17,10	6,70	SC-SM	4,60									
	8,10	8,30	100	100	100	73	49	22	12				SC					0,00					
CR 0+500	1,50	1,70	100	100	93	76	63	54	45	31,70	20,00	11,70	SC										
CR-209+100 (P.K. 0+892)	1,70	2,50	100	100	100	32	20	13	12	27,40	21,80	5,60	GC				6,00	0,45	0,31				

Nº ENSAYOS	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4		2	1	1	1	1	1	1	2	1	1
MAXIMO	8,10	8,30	100	100	100	77,0	63,0	54,0	45,0	31,70	21,80	11,70		6,90	2,19	2,00	6,00	0,45	0,31		34,00	8,40	0,14
MINIMO	1,50	1,70	100	100	93	32,0	20,0	13,0	12,0	23,80	17,10	5,60		4,60	2,19	2,00	6,00	0,45	0,31		0,00	8,40	0,14
PROMEDIO	3,50	3,92	100	100	99	64,4	46,4	27,8	20,0	27,83	19,63	8,20		5,75	2,19	2,00	6,00	0,45	0,31		17,00	8,40	0,14
MEDIA ACOTADA (40%)	2,63	3,20	100	100	100	71,0	49,7	24,0	14,3	27,83	19,63	8,20		5,75	2,19	2,00	6,00	0,45	0,31		17,00	8,40	0,14
DESVIACIÓN	2,88	2,74	0	0	3	18,8	16,6	15,8	14,1	3,25	1,94	2,68		1,63							24,04		

4.1.1.2. Características de identificación y estado

El complejo esquisto grauváquico alterado se caracteriza por tener un contenido en finos pequeño, de entorno al 12 %, salvo en una muestra donde el porcentaje de material que pasa el tamiz 0,08 es del 45 %. A continuación se representan gráficamente los resultados obtenidos en los diferentes ensayos granulométricos realizados en esta unidad, y se refleja el carácter granular de la misma.

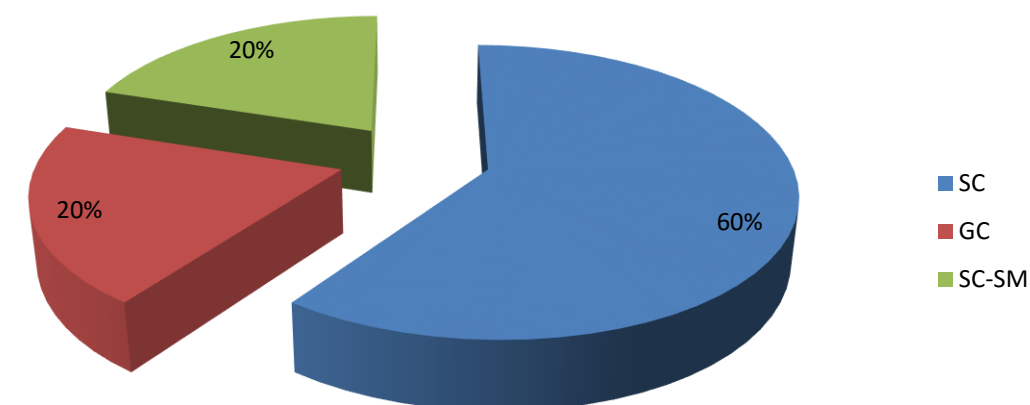


La homogeneidad del Ceg alterado y su carácter granular se refleja en la clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS).

De acuerdo con el sistema USCS se definen los siguientes tipos de materiales de un total de 5 muestras analizadas:

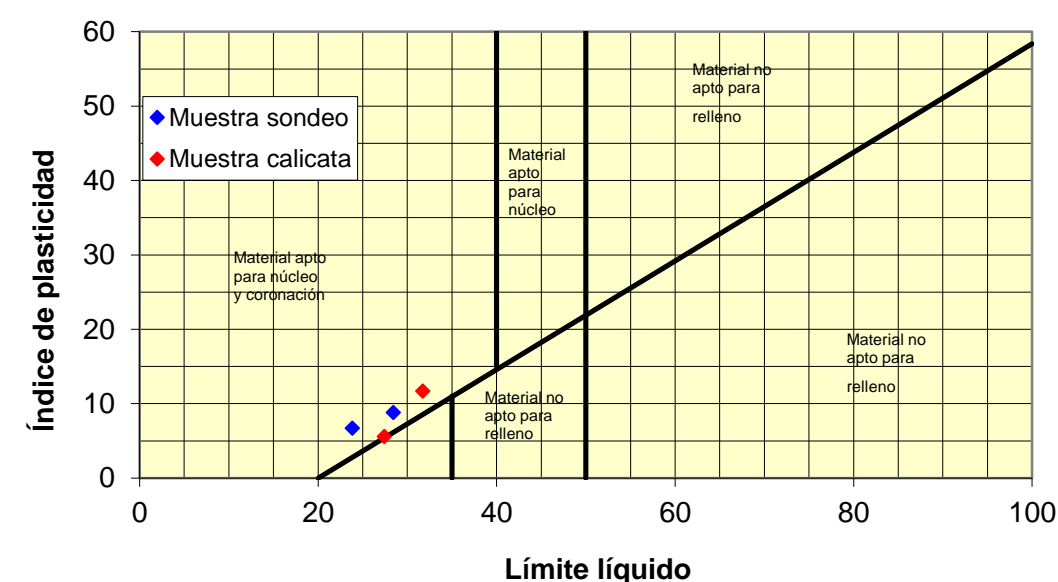
- 3 muestras analizadas (60 % del total) de arenas y fragmentos de rocas de forma subangulosa, arcillosas o con bastante limo y arcilla de plasticidad baja (SC).
- 1 muestra analizada (20 % del total) de gravas arcillosas/mezcla de gravas, arenas y arcilla (GC).
- 1 muestra analizada (20 % del total) de arenas limosas y arcillosas (SC-SM).

Clasificación USCS (Ceg alterado)



En el gráfico de Casagrande que se incluye a continuación se representan los valores del Índice de Plasticidad y Límite Líquido de las muestras ensayadas, determinándose que todas ellas son aptas para núcleo y coronación de terraplén.

Carta de Plasticidad (Ceg alt)



Respecto a la densidad que presenta esta unidad, con los resultados obtenidos se le puede asignar una densidad aparente de 21,9 kN/m³ y una densidad seca de 20,5 kN/m³.

La humedad natural que presentan es del 6% de media.

4.1.1.3. Características químicas

Únicamente se ha ensayado una muestra tomada en el sondeo SR-1+000, analizándose su contenido en materia orgánica, sulfatos y carbonatos, observándose que los resultados obtenidos son despreciables y en el caso de la acidez Baumann-Gully nulo, por lo que se descarta el uso de cementos sulforresistentes según la EHE.

4.1.1.4. Características de deformabilidad y cambio de volumen

Al tratarse de un material granular, se puede obtener el módulo de deformación a partir del valor N_{30} adoptado como característico para esta unidad que es de $N_{30} = 50$.

Para el caso de terrenos granulares Beguermann (1974) establece la siguiente correlación para la obtención del módulo de deformación mediante el golpeo obtenido en los ensayos SPT (en este caso al no haberse realizado ensayos SPT se ha empleado el valor de N_{30} obtenido de las correlaciones empleadas que se han indicado en el apartado 2.4.2.):

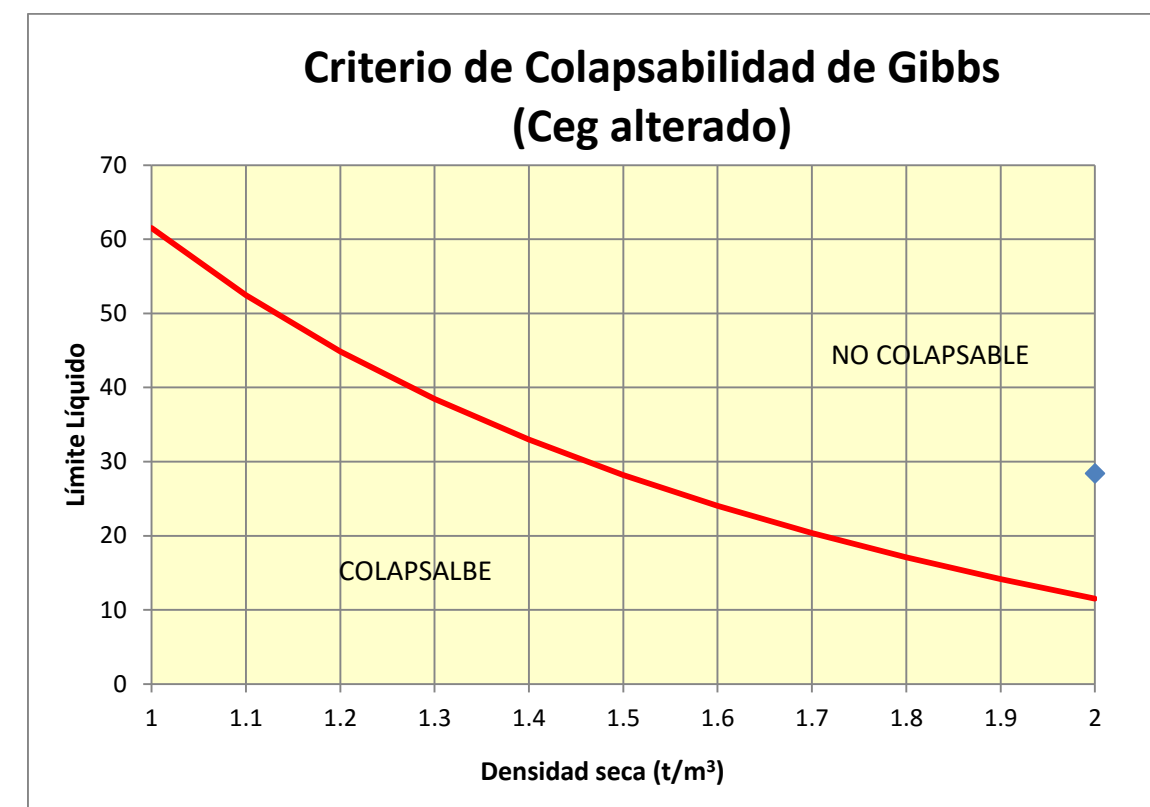
$$E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 40 + 12 (N_{SPT} - 6) \quad N_{SPT} > 15$$

De esta forma se ha obtenido un módulo de deformación para el Complejo Esquisto Grauváquico alterado de **E = 56,80 MPa**.

Debido a la naturaleza predominantemente granular de esta unidad y a los valores de humedad y plasticidad bajos, no se espera que se produzca expansividad.

Para comprobar el riesgo de colapso en esta unidad se ha empleado el Criterio de Colapsabilidad de Gibbs, utilizando la densidad seca y el límite líquido obtenido en la única muestra ensayada.

En el gráfico siguiente se pone de manifiesto claramente la no colapsabilidad del Complejo Esquisto Grauváquico alterado.



4.1.1.5. Características resistentes

Debido a su poca representatividad en la traza no se han realizado ensayos resistentes específicos en el Complejo Esquisto Grauváquico alterado, por eso para determinar los parámetros resistentes, y conociendo la naturaleza granular y con la experiencia en este tipo de suelos y según bibliografía, se ha seguido la correlación propuesta por Muromachi (1974), donde se adopta una cohesión nula (al tratarse de gravas y arenas) y para determinar el ángulo de rozamiento se emplea la siguiente fórmula:

$$\varphi = 20 + 3,5 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$$

De esta manera, conociendo que el golpeo característico de esta unidad es de 50, se ha obtenido un ángulo de rozamiento de 44°. Siguiendo bibliografía, para este tipo de materiales se ha considerado correcto y del lado de la seguridad adoptar un ángulo de rozamiento característico de 40°.

Por lo tanto los parámetros resistentes adoptados como característicos del Complejo Esquisto Grauváquico alterado son:

- **Cohesión = 0**
- **Ángulo de rozamiento = 40°**

4.1.2. Complejo Esquisto Grauváquico (grado de alteración I a III)

4.1.2.1. Descripción

En este apartado se analizan los ensayos realizados con los testigos de esta formación y que caracterizan el comportamiento de la roca matriz y se estudian las características del sustrato rocoso. Se ha diferenciado el sustrato rocoso con meteorización grado I-II y el de grado III.

A continuación se incluye una tabla con los ensayos de laboratorio realizados en esta unidad, se han señalado en gris los sondeos que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

PROSPECCIÓN	GRADO DE METEORIZACIÓN	PROFUNDIDAD		DENSIDAD APARENTE KN/m³	POROSIDAD ABIERTA (%)	ADSORCIÓN (%)	RCS		Modulo de Young (kg/cm²)	Coef Poisson
							PRESIÓN DE ROTURA (MPa)	TIPO ROTURA		
SR-213+650 (P.K. 5+446)	I-II	9,7	9,8	27,2	0,5	0,18	12,6	F-80		
	III	12,9	12	26,7	0,6	0,24	2,8	F-80		
SR-0+200	I-II	6,90	7,20	26,30			15,90		603412,40	0,20
SE-0+350	I-II	8,50	8,95	27,60			17,70		140206,60	0,35
SV-5+420	III	6,40	6,50				7,80			

Nº ENSAYOS	5	5	5	4	2	2	5	2	2	2
MAXIMO		12,90	12,00	27,60	0,60	0,24	17,70		603412,40	0,35
MINIMO		6,40	6,50	26,30	0,50	0,18	2,80		140206,60	0,20
PROMEDIO		8,88	8,89	26,95	0,55	0,21	11,36		371809,50	0,28
MEDIA ACOTADA (40%)		8,37	8,65	26,95	0,55	0,21	12,10		371809,50	0,28
DESVIACIÓN		2,60	2,18	0,57	0,07	0,04	6,09		327535,96	0,11

4.1.2.2. Características de identificación y estado

Se han realizado cuatro ensayos para determinar la densidad aparente del Complejo Esquisto Grauváquico, considerándose como valor representativo del mismo 27 kN/m³.

En los sondeos donde se ha cortado esta unidad se ha podido comprobar que fluye agua por las discontinuidades que presenta el macizo.

4.1.2.3. Características resistentes

Para poder clasificar el macizo rocoso se ha seguido la clasificación geomecánica RMR desarrollada por Bieniawski (1989), que permite clasificar los macizos rocosos y a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo y de excavación y sostenimiento de túneles.

En el caso del Ceg I-II se han realizado tres ensayos de compresión simple con los siguientes valores:

qu (MPa)
12,60
15,90
17,70

Se ha adoptado una **compresión simple de 15,40 MPa**.

En el caso que nos ocupa, para el Ceg I-II se ha obtenido una puntuación de RMR de 51. En el siguiente cuadro se indica el procedimiento empleado para dicha clasificación:

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

(Bieniawski, 1989)

			Valor	Puntuación	
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Compresión simple Carga puntual	15,4	2	
2	RQD (%)		50	6	
3	Separación entre diaclasas (m)		1	15	
4	Estado de las discontinuidades (*) <small>(*) Rellenar los cinco campos</small>	Longitud de la discontinuidad (m)	7	2	
		Abertura (mm)	0,3	3	
		Rugosidad	Muy rugosa		
			Rugosa	X	5
			Ligeramente rugosa		
			Ondulada		
			Suave		
		Relleno	Ninguno	X	6
			Relleno duro < 5 mm		
			Relleno duro > 5 mm		
			Relleno blando < 5 mm		
			Relleno blando > 5 mm		
		Alteración	Inalterada		
			Ligeramente alterada	X	5
			Moderadamente alterada		
			Muy alterada		
			Descompuesta		
5	Agua freática (*) <small>(*) Rellenar uno de los tres campos</small>	Caudal por 10 m de túnel (litros / minuto)			
		Relación: presión de agua / tensión principal mayor			
		Estado general	Seco		
			Ligeramente húmedo		
			Húmedo	X	
			Goteando		
			Agua fluyendo		
	Corrección por la orientación de las discontinuidades (*) <small>(*) Rellenar como máximo uno de los tres campos</small>	Túneles	Muy favorables		
			Favorables		
			Medias		
			Desfavorables		
			Muy desfavorables		
		Cimentaciones	Muy favorables		
			Favorables		
			Medias		
			Desfavorables		
			Muy desfavorables		
		Taludes	Muy favorables		
			Favorables		
			Medias		
			Desfavorables		
			Muy desfavorables		

ÍNDICE RMR	51
------------	----

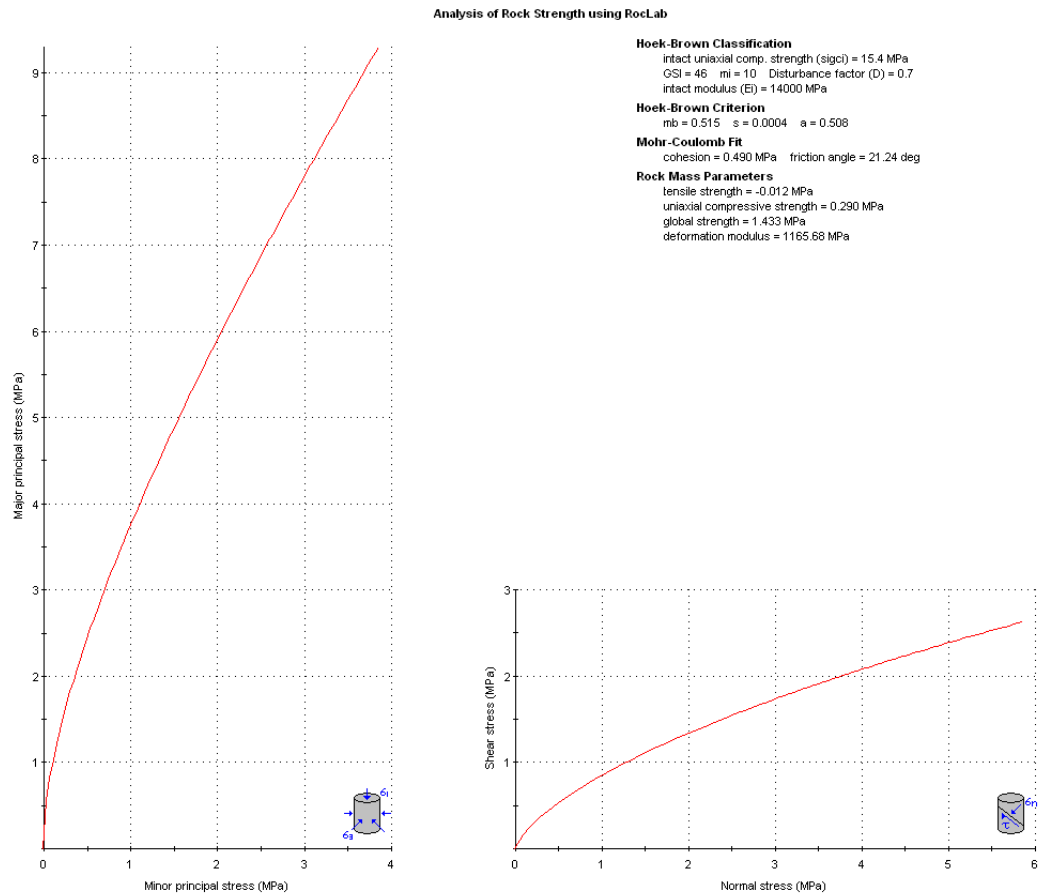
Una vez clasificado el macizo rocoso según el Índice RMR, para obtener los valores de los parámetros resistentes característicos del macizo rocoso se ha utilizado la teoría de Hoek y Brown, donde los parámetros resistentes del problema a estudiar dependen del estado tensional existente. Para ello se ha empleado el programa Roclab de Rocscience. Los datos de entrada han sido los siguientes:

σ_{ci} (MPa)	GSI	mi	D	Ei (MPa)
15,4	46	10	0,7	14.000

Dicho programa establece el valor de Em en función de Ei según la siguiente formulación:

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D / 2}{1 + e^{((60 + 15D - GSI) / 11)}} \right)$$

La salida gráfica del programa se adjunta a continuación:



Los parámetros resistentes obtenidos para el Ceg I-II han sido:

- **Cohesión = 490 kN/m²**
- **Ángulo de rozamiento = 21º**

En el caso del Ceg III se han realizado dos ensayos de compresión simple con los siguientes valores:

q_u (MPa)
2,80
7,80

Se ha adoptado una **compresión simple de 5,30 MPa.**

En el caso que nos ocupa, para el Ceg III se ha obtenido una puntuación de RMR de 43. En el siguiente cuadro se indica el procedimiento empleado para dicha clasificación:

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR
(Bieniawski, 1989)

			Valor	Puntuación
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Compresión simple Carga puntual	5,3	2
2	RQD (%)		50	6
3	Separación entre diaclasas (m)		1	15
4	Estado de las discontinuidades (*) <small>(*) Rellenar los cinco campos</small>	Longitud de la discontinuidad (m)	7	2
		Abertura (mm)	3	1
		Rugosidad	Muy rugosa	
			Rugosa	
			Ligeramente rugosa	X
			Ondulada	
			Suave	
		Relleno	Ninguno	
			Relleno duro < 5 mm	
			Relleno duro > 5 mm	
			Relleno blando < 5 mm	X
			Relleno blando > 5 mm	2
		Alteración	Inalterada	
			Ligeramente alterada	X
			Moderadamente alterada	
			Muy alterada	
			Descompuesta	
5	Agua freática (*) <small>(*) Rellenar uno de los tres campos</small>	Caudal por 10 m de túnel (litros / minuto)		
		Relación: presión de agua / tensión principal mayor		
		Estado general	Seco	
			Ligeramente húmedo	
			Húmedo	X
			Goteando	
			Agua fluyendo	7
Corrección por la orientación de las discontinuidades (*) <small>(*) Rellenar como máximo uno de los tres campos</small>	Túneles	Muy favorables		
		Favorables		
		Medias		
		Desfavorables		
		Muy desfavorables		
	Cimentaciones	Muy favorables		
		Favorables		
		Medias		
		Desfavorables		
		Muy desfavorables		
	Taludes	Muy favorables		
		Favorables		
		Medias		
		Desfavorables		
		Muy desfavorables		

ÍNDICE RMR

43

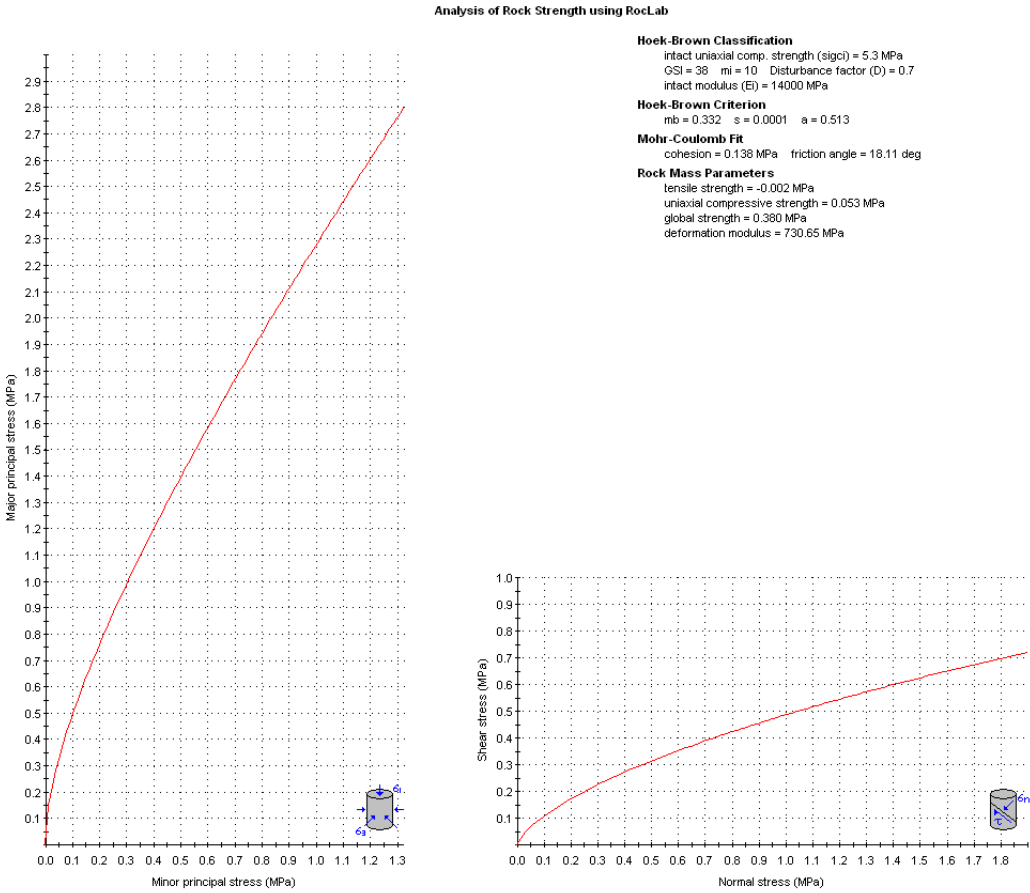
Una vez clasificado el macizo rocoso según el Índice RMR, para obtener los valores de los parámetros resistentes característicos del macizo rocoso se ha utilizado la teoría de Hoek y Brown, donde los parámetros resistentes del problema a estudiar dependen del estado tensional existente. Para ello se ha empleado el programa Roclab de Rocscience. Los datos de entrada han sido los siguientes:

σ_{ci} (MPa)	GSI	mi	D	Ei (MPa)
5.3	38	10	0,7	65.000

Para determinar el valor de Em el programa emplea la siguiente formulación:

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D / 2}{1 + e^{((60 + 15D - GSI) / 11)}} \right)$$

La salida gráfica del programa se adjunta a continuación:



Los parámetros resistentes obtenidos para el Ceg III han sido:

- **Cohesión = 138 kN/m²**
- **Ángulo de rozamiento = 18°**

4.1.2.4. Características deformacionales

Se han realizado en el Ceg grado I-II dos compresiones simples con galgas extensométricas para determinar el módulo de Young. La muestra asociada al sondeo SR-0+200 ha proporcionado un valor anómalo al que se le asociado un valor del Módulo Relativo (MR=Ei/RCS) muy superior a 1000.

Por todo ello se considera representativo como módulo de deformación de la roca intacta el valor extraído de la muestra del SE-0+350 entre 8,5 y 8,95 m de profundidad de **14.000 MPa**.

Este valor que se ha obtenido se debe corregir, puesto que se corresponden con la roca intacta. El valor del módulo de deformación del macizo rocoso será más bajo. Para su corrección, utilizaremos la fórmula de Serafim y Pereira:

$$E_m = E_{lab} \times \left(\frac{RMR}{100} \right)^2$$

De este modo se obtiene, para Ceg grado I-II considerando un RMR = 51 un valor de **E = 3.640 MPa**.

Además se realizaron dos ensayos presiométricos, ambos perteneciente al nivel Ceg I-II. Los resultados obtenidos se incluyen a continuación, se ha señalado en gris el sondeo que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

SONDEO	PROFUNDIDAD	LITOLOGIA	PI (bar)	Pf (bar)	G (MPa)	Ep (MPa)
SE 0+035	13,80-14,40	Ceg-I-II	103,16	99,17	438,64	1096,59
SV 5+420	13,80-14,40	Ceg-I-II	99,11	89,12	507,79	1269,48

Para determinar el módulo de deformación (E) de la unidad, se emplea la siguiente formulación:

$$E = \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \cdot \frac{E_p}{\alpha}$$

Siendo:

α = Parámetro que depende del tipo de terreno.

ν = coeficiente de Poisson

E_p = Módulo presiométrico

Para determinar el coeficiente de Poisson, se ha seguido la bibliografía indicada en el “Curso aplicado de cimentaciones” de J.M. Rodríguez Ortiz (1982)” contrastándose con los valores obtenidos en los dos ensayo de laboratorio realizados, adoptándose un coeficiente de Poisson de **$\nu = 0,27$** .

En el caso de macizos rocosos, el factor α puede adoptar los valores de la siguiente tabla (The Application of pressuremeter test results to foundation design in Europe. The ISSMFE European Regional Technical Committee on Pressuremeters):

ESTADO DE LA ROCA	α
Ligeramente fracturada o muy debilitada	2/3
Normal	1/2
Muy fracturada	1/3

Se ha adoptado un valor de α de 1/2 para el grado de alteración I-II.

Siguiendo la formulación indicada se han obtenido los siguientes módulos de deformación:

- **Ceg I-II E = 1.900 MPa**

Según Hoek y Brown (2002), el Módulo de deformación del granito viene dado por:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{10} \right)}$$

Siendo:

$$D = 0$$

$$\sigma_{ci} = 15,40 \text{ MPa para Ceg I-II}$$

$$\sigma_{ci} = 5,3 \text{ MPa para Ceg III}$$

$$GSI = 46 \text{ (RMR-5) para Ceg I-II}$$

$$GSI = 38 \text{ (RMR-5) para Ceg III}$$

Nota: Para estar del lado de la seguridad, de cara a determinar el GSI, se ha considerado, en relación al agua el estado actual del macizo, en lugar de considerar para determinar el GSI en función del RMR el macizo seco.

Esta ecuación es válida para valores de $\sigma_{ci} < 100 \text{ MPa}$.

Con estos valores, en los siguientes apartados se explica e indica cómo se han obtenido los valores de resistencia a compresión simple y el valor de GSI indicados, se han obtenido unos módulos de deformación según el grado de meteorización del macizo rocoso que se enumeran a continuación:

- **Ceg I-II** **E = 3.100 MPa**
- **Ceg III** **E = 1.150 MPa**

Finalmente, teniendo en cuenta los distintos valores obtenidos por medios totalmente distintos, para la obtención del módulo de deformación del Complejo Esquisto Grauváquico, se considera como valores característicos según el grado de meteorización:

- **Ceg I-II** **E = 2.000 MPa**
- **Ceg III** **E = 1.300 MPa**

4.1.2.5. Características químicas

No se ha realizado ningún ensayo químico en esta unidad.

4.2. UG 2. Terciario (T)

La zona donde se desarrolla el presente Proyecto de Construcción, se ubica en una pequeña cuenca neógena. Esta cuenca está formada por arcillas rojas, arenas arcósicas de grano grueso y microconglomerados (T).

Esta unidad incluye un conjunto de estratos interestratificados de carácter tabular, lenticular o irregular formada por la alternancia de:

- Arcillas en ocasiones micáceas con contenido variable en arena de grano medio a grueso de color rojizo, de plasticidad media (CL). Masivas o laminadas.

- Arcillas con gravas/gravas arcillo-arenosas de grauvaca y pizarra bastante meteorizada y de forma subredondeada, subangulosa, plasticidad media-alta (SC-GC), de aspecto masivo o groseramente laminado, formando niveles tabulares.
- Arenas de cuarzo, feldespato, fragmentos de rocas metamórficas de forma subangulosa (composición arcósica), micáceas, arcillosas o con bastante limo y arcilla de plasticidad baja a media (SC), en ocasiones parcialmente cementadas por carbonato, de color ocre-amarillento o blanquecino-verdoso. Masivas o con estratificaciones cruzadas de surco.
- Esporádicamente lentejones de microconglomerados de fragmentos de rocas ígneas y metamórficas, en ocasiones fuertemente cementados (GC).

El conjunto presenta un elevado grado de consolidación por compactación y en menor medida por cementación.

Cabe señalar que esta unidad presenta materiales de naturaleza diferente, como se especifica con anterioridad, existen materiales de naturaleza cohesiva y materiales de naturaleza granular, es por este motivo por el que el análisis geotécnico de esta unidad tendrá en cuenta esta división.

TERCIARIO GRANULAR

4.2.1. Descripción Terciario granular

Esta unidad se caracteriza por la presencia de Arenas de cuarzo, feldespato, fragmentos de rocas metamórficas de forma subangulosa (composición arcósica), micáceas, arcillosas o con bastante limo y arcilla de plasticidad baja a media (SC), en ocasiones parcialmente cementadas por carbonato, y por lentejones de microconglomerados en ocasiones también cementados.

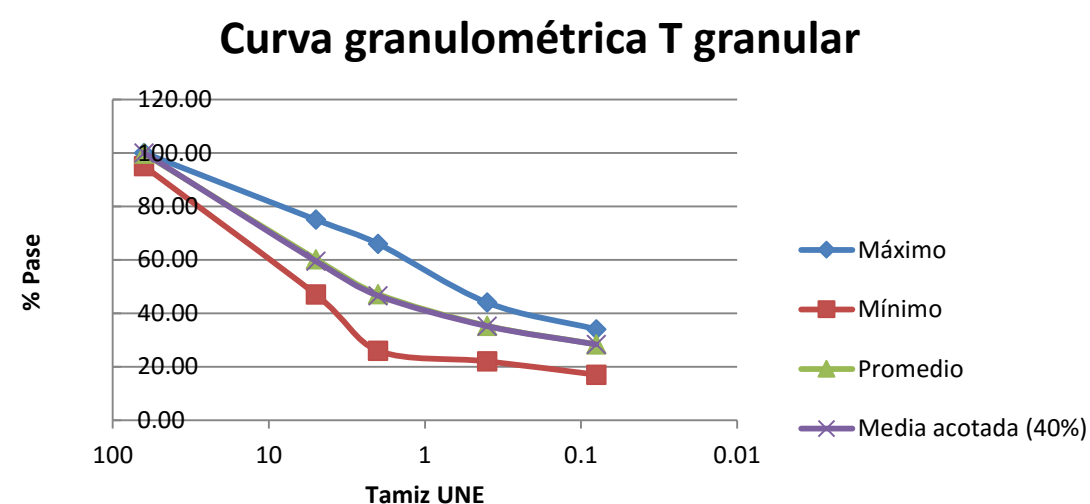
Se muestra a continuación la tabla resumen con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre esta unidad, se han señalado en gris los sondeos que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

RECONOCIMIENTO	PROFUNDIDAD		PROFUNDIDAD MEDIA (m)	ESTADO				LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA % QUE PASA POR EL TAMIZ					CASAGRANDE	COMPOSICIÓN						ÍNDICE DE COLAPSO (%)	DEFORMABILIDAD				ENSAYOS DE ROTURA		TRIAXIALES				ENSAYOS DE CORTE DIRECTO				PROCTOR		CBR			COLAPSO																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
				DENSIDAD AP (K/m³)	DENSIDAD SECA (K/m³)	DENSIDAD PART (K/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	LL	LP	IP	63	5	2	0,4	0,08		SALES SOLUBLES	MATERIA ORGÁNICA (%)	SOL EHE	ACIDEZ	CARBONATOS (CO3C-2) (%)	YESO		SO3-2 (%)	PESO ESPECÍFICO PARTICULAS (K/m³)	EDOMETRO (eo)	EDOMETRO (Co)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kpa)	R. COMPRESIÓN SIMPLE (K/m³)	DEFORMACIÓN (%)	TIPO	TOTALES		EFECTIVAS		TIPO	TOTALES		EFECTIVAS		TIPO		DENSIDAD MÁXIMA K/m³	HUMEDAD ÓPTIMA (%)	CBR 93% PM	CBR 100% PM	HINCHAMIENTO CBR (%)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)																															COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
SE-209+710	8	8,3	8,15		21,6		7,3	37,1	22,3	14,8	100	68	47	35	30	SC					NC		NC						340	2																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
SE-212+700	18,7	19	18,85		19		7,5	31,7	23,8	7,9	100	54	43	37	32	SC									25,93	0,371	0,083																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
SE-212+700	29,5	29,8	29,65		22,4		5,2	26,2	19,1	7,1	100	53	42	33	28	GC													342	1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
SE-213+100	25	25,3	25,15		19,4		5,9	31,6	20,2	11,4	100	55	45	33	25	SC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
SE-213+100	29,3	29,6	29,45		21,2		5,2	33,7	20,8	12,8	100	72	58	41	33	SC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
ST-1+360	10	10,55	10,28	22,2	20,7		7,5	29,5	19,3	10,2	100	57	45	35	26	GC	0,14		<500	14	5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
ST-1+660	1,5	2,1	1,8	22,2	20	26,59	10,9	28,8	18,7	10,1	100	58	44	31	26	GC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
ST-1+840	4,5	4,78	4,64	23,7				29	20,6	8,4	100	60	47	36	28	GC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
ST-1+840	12	12,2	12,1					31,1	18,7	12,4	100	48	26	22	17	GC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
ST-2+220	6,1	6,45	6,275	21,5	19,4		10,4	31,6	21,2	10,4	100	65	54	42	34	GC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
ST-2+590	6,1	6,4	6,25	22,9	20,8		10,1	31,4	21,3	10,1	100	52	45	34	26	GC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
ST-4+870	3,2	3,8	3,5	21,9	20,1	27,01	9,3	26	20	6	100	64	52	40	31	GC-GM	0,08	<500	12	8,7																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
SV-5+180	12,7	13	12,85	23,1	20,8		10,6	28,9	20	8,9	100	68	57	44	34	SC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
SV-5+180	16,8	17,2	17					30,7	20,2	10,5	100	58	41	34	29	GC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
SV-5+180	29,2	29,5	29,35	22,3	19,6		13,5	30,2	21,6	8,6	100	75	66	33	23	SC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
SV-5+260	8	8,4	8,2	23,5	21,6		8,9	36,6	17,8	18,8	95	67	52	40	33	SC	0,447				3,02	0,0892																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
SV-5+340	8	8,25	8,125					31,1	20,8	10,3	100	55	46	33	26	GC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
SV-5+340	11,4	11,8	11,6	21,8	19,4	26,91	12,7	33,3	21,1	12,2	100	68	51	39	31	SC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
CR-210+900	1,35	1,9	1,625				4,1	40,8	20,3	20,5	100	47	35	29	27	GC	0,4						NC	0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
Nº ENSAYOS	19	19	19	10	14	3	15	19	19	19	19	19	19	19	19	19	1	3	2	4	4	0	3	1	3	4	3	2	3	11	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

4.2.2. Características de identificación y estado

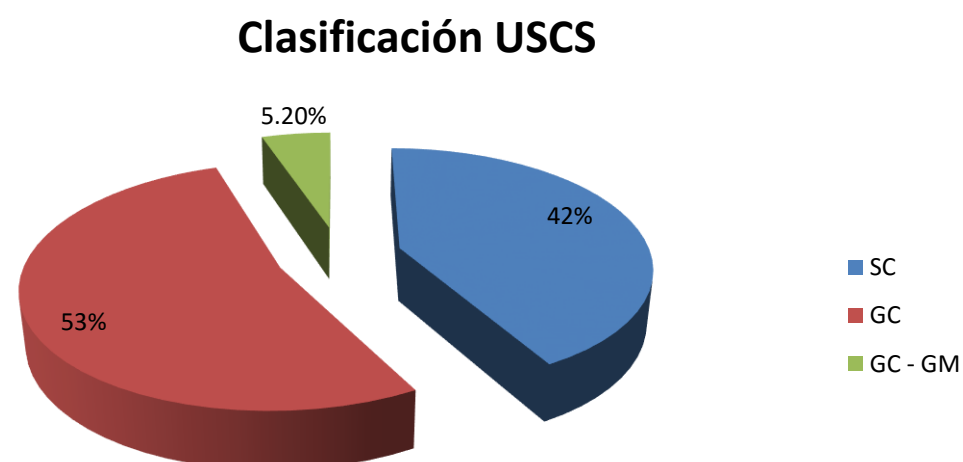
El sustrato terciario granular se caracteriza por tener un contenido en finos inferior al 35 %. Los porcentajes mínimos detectados en los ensayos granulométricos realizados en estos materiales son del 17 % mientras que el máximo es del 34%.

En el siguiente gráfico se muestra la tendencia granulométrica de esta unidad:

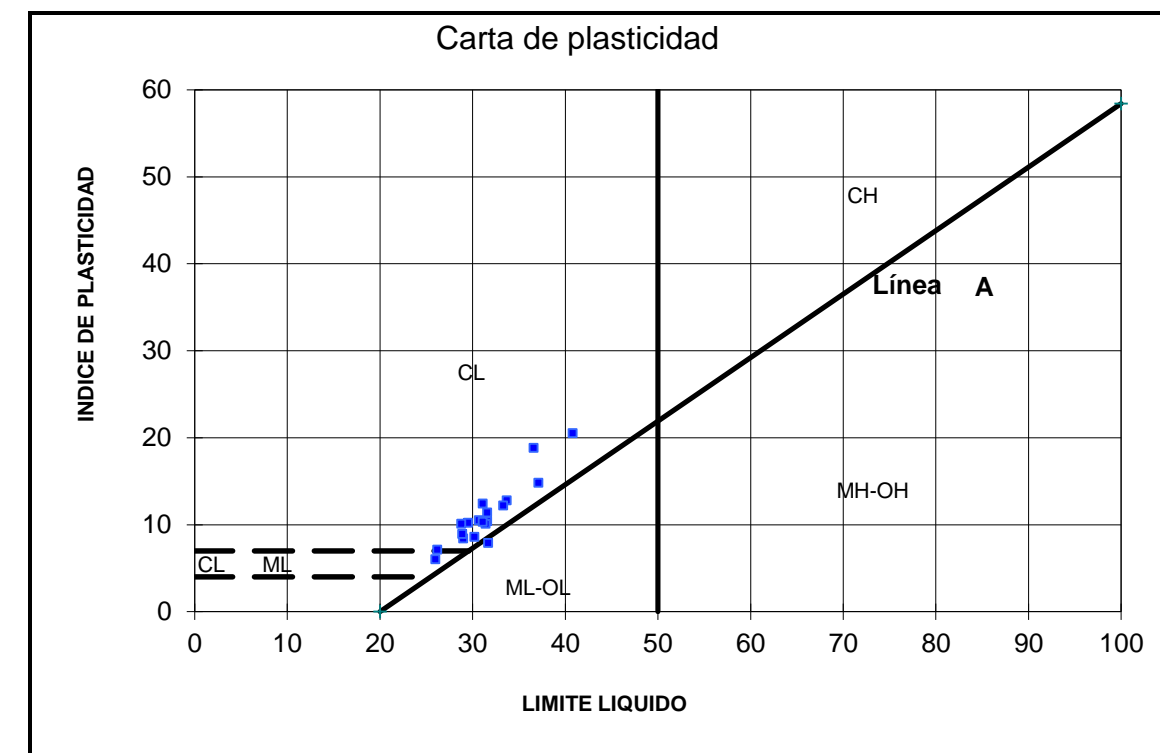


Por otro lado se ha realizado la clasificación USCS de estos materiales, resultando lo siguiente:

- 8 muestras analizadas han resultado ser SC (42%)
- 10 muestras analizadas han resultado ser GC (53%)
- 1 muestra corresponde a suelos del tipo GC – GM (5.2%)

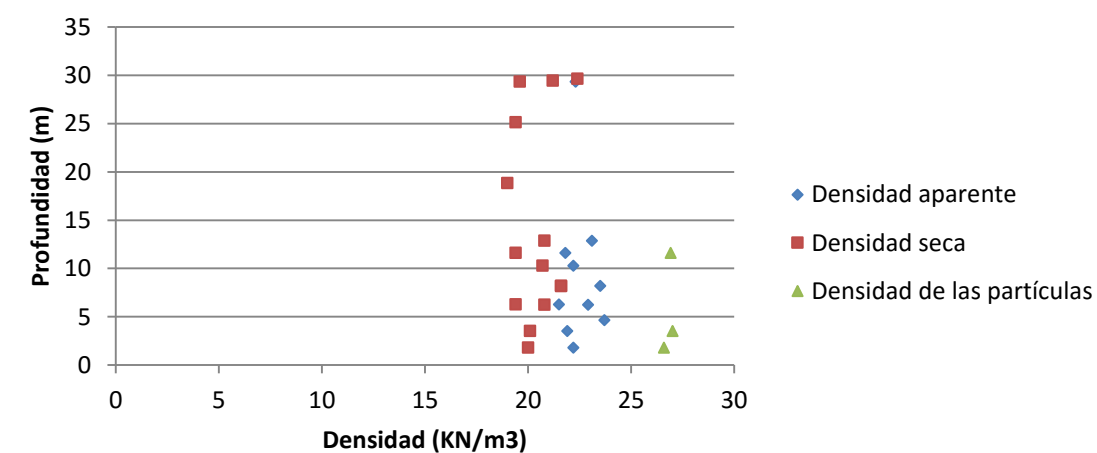


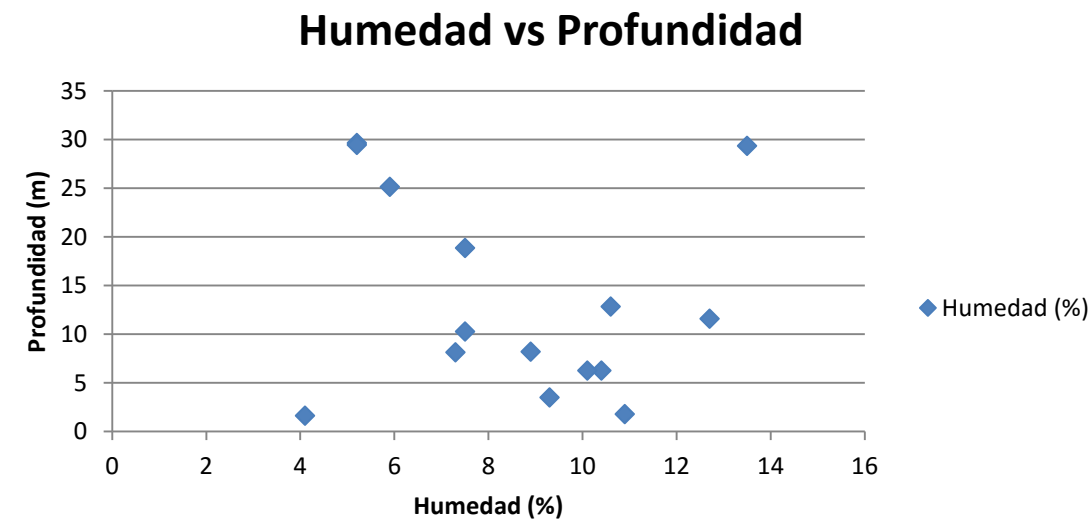
Aunque los materiales de esta unidad son mayoritariamente granulares, tienen fracciones limosas y arcillosas de baja plasticidad como se aprecia en la carta de plasticidad de Casagrande obtenida para la fracción fina de estos materiales:



El análisis de las propiedades geotécnicas de identificación y estado de esta unidad parte de los datos aportados por los ensayos de densidades y de humedad natural mostrándose, en los gráficos siguientes las variaciones que sufren con la profundidad.

Densidades vs Profundidad





Según los resultados de los ensayos de densidades se aprecia como NO existe variación con la profundidad, considerando como valores representativos los siguientes:

- **Densidad aparente** **22.43 KN/m³**
- **Densidad seca** **20.36 Kn/m³**
- **Densidad de las partículas** **26.84KN/m³**

En el caso de las humedades naturales SI que se aprecian porcentajes variables que van desde el 4% al 14% a distintas profundidades, siendo considerado como valor característico el siguiente:

- **Humedad natural** **8.61%**

4.2.3. Características químicas

Del análisis realizado sobre las muestras ensayadas en esta unidad, no se han observado valores peligrosos, por lo que no es necesario el empleo de cementos sulforresistentes.

4.2.4. Características de deformabilidad y cambio de volumen

Cabe señalar que los materiales de naturaleza granular tienen una expansividad nula.

Para asignar un módulo de deformación a esta unidad, se ha considerado correcto seguir la correlación recomendada por Beguemann (1974) para gravas y arenas:

$$E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 12 \text{ (NSPT} + 6) \quad \text{NSPT} < 15$$

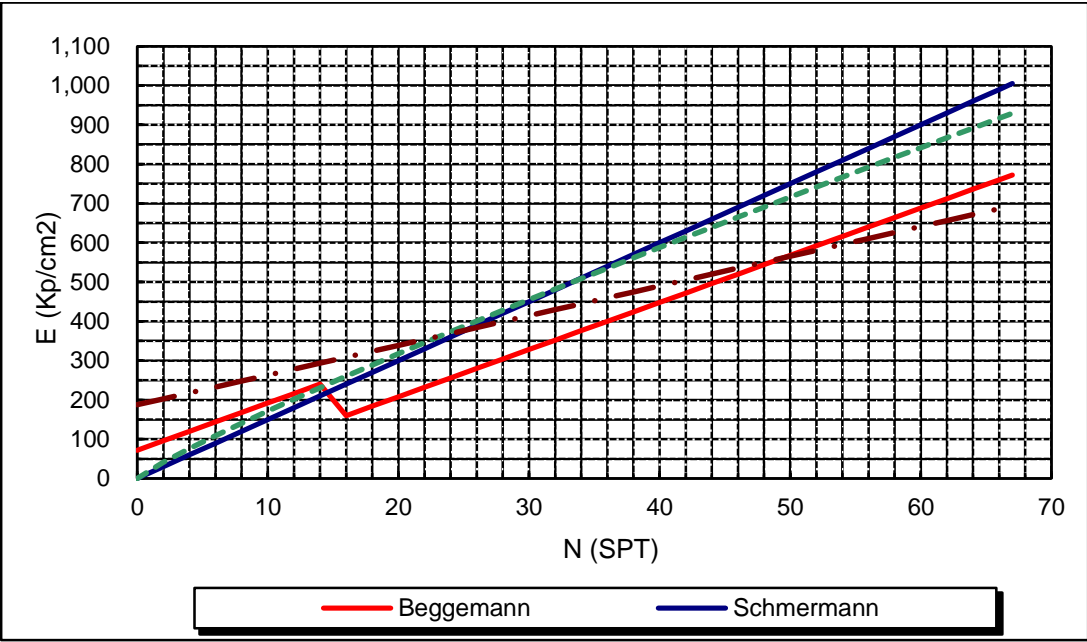
$$E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 40 + 12 \text{ (NSPT} - 6) \quad \text{NSPT} > 15$$

En este caso como el golpeo característico asignado a esta unidad es de 40 se ha empleado la segunda fórmula, obteniéndose un valor de módulo de deformación de:

- **E = 44.8 MPa.**

Este valor puede ser comparado con los obtenidos por Beggemann, Schmermann, con los que se obtiene lo siguiente:

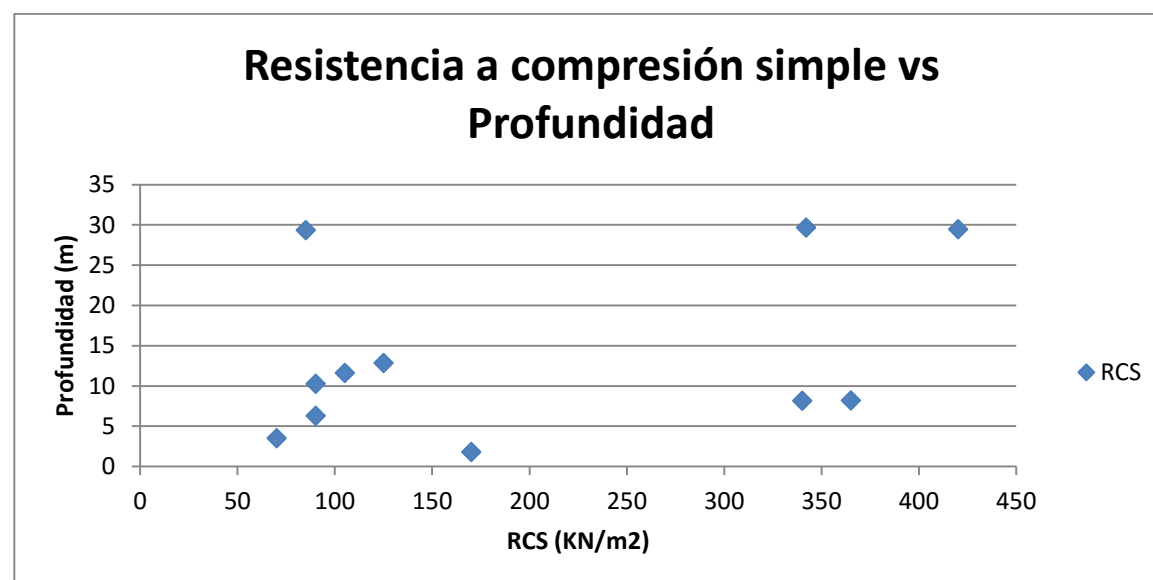
N (SPT)	E (Kp/cm²)			
	Beggemann	Schmermann	Wrench & Nowatzki	Appolonia
40	448	600	587	490



4.2.5. Características resistentes

Para determinar las características resistentes del sustrato terciario granular se realizaron 11 ensayos de resistencia a compresión simple, de los cuales no se consideraron los resultados inferiores a 100 KPa por no resultar representativos.

Por todo lo anterior se adopta para esta unidad valor característico de esta unidad **266 KPa** para la resistencia a compresión simple.



Para conocer los parámetros resistentes medios de los materiales de esta unidad se ha realizado 1 ensayo triaxial del tipo CU, obteniendo lo siguiente:

- **PARÁMETROS EN TOTALES**

$C = 30 \text{ KPa}$

$\Phi = 27^\circ$

- **PARÁMETROS EN EFECTIVAS**

$C' = 21 \text{ KPa}$

$\Phi' = 29.5^\circ$

También se han realizado 2 ensayos de corte directo, uno del tipo CD cuyos resultados no se tendrán en cuenta por falta de representatividad y otro del tipo CU siendo sus resultados los siguientes:

PARÁMETROS EN TOTALES

$C = 28 \text{ KPa}$

$\Phi = 30^\circ$

Finalmente realizando el análisis de estos resultados se adopta como parámetros de cálculo los del triaxial CU (**$C' = 21$ y $\Phi' = 29.5^\circ$**).

4.2.6. Reutilización de los materiales T granular

En función de los ensayos de laboratorio realizados, según la clasificación de PGP-2011 estos materiales son “no aptos”.

TERCIARIO COHESIVO

4.2.7. Descripción Terciario cohesivo

Esta unidad se caracteriza por la presencia de arcillas con contenido variable en arena de grano medio a grueso de color rojizo, de plasticidad media (CL) masivas o laminadas.

Se muestra a continuación la tabla resumen con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre esta unidad, se han señalado en gris los sondeos que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

RECONOCIMIENTO	PROFUNDIDAD		PROFUNDIDAD MEDIA (m)	ESTADO				LIMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA % QUE PASA POR EL TAMIZ					CASAGRANDE	COMPOSICIÓN								ÍNDICE DE COLAPSO (%)	DEFORMABILIDAD				ENSAYOS DE ROTURA		TRIAXIALES				ENSAYOS DE CORTE DIRECTO				PROCTOR		CBR		COLA PSO																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
				DENSIDAD AP (KN/m³)	DENSIDAD SECA (KN/m³)	DENSIDAD PART (KN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	LL	LP	IP	63	5	2	0.4	0.08		SALES SOLUBLES	MATERIA ORGÁNICA (%)	SO4EH E	ACIDEZ	CARBONATOS (Co3Ca2) (%)	YESO	SO32-(%)	PESO ESPECÍFICO PARTICULAS (KN/m³)		EDOMETRO (eo)	EDOMETRO (Cc)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kpa)	R. COMPRESIÓN SIMPLE (KN/m²)	DEFORMACIÓN (%)	TIPO	TOTALES		EFECTIVAS		TIPO	TOTALES		EFECTIVAS		TIPO	DENSIDAD MÁXIMA KN/m³	HUMEDAD ÓPTIMA (%)	CBR 95% PM	CBR 100% PM	HINCHAMIENTO CBR (%)	Índice colapso(%)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (º)																															COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (º)	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (º)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
																																						ICIO	FINAL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
SE-209+710	3	3,25	3,125		20		9,7	33,6	18,7	14,9	100	100	98	94	87	CL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															

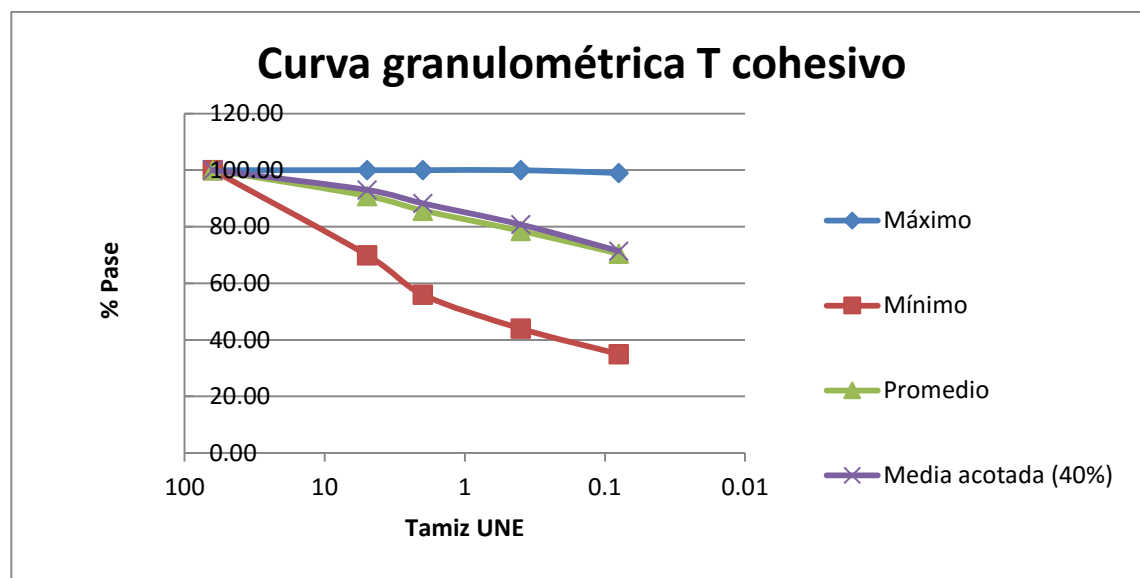
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-EXTREMADURA.TALAYUELA – CÁCERES. TRAMO: ESTACIÓN DE PLASENCIA. PLATAFORMA

RECONOCIMIENTO	PROFUNDIDAD		PROFUNDIDAD MEDIA (m)	ESTADO				LIMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA % QUE PASA POR EL TAMIZ					CASAGRANDE	COMPOSICIÓN								INDICE DE COLAPSO (%)	DEFORMABILIDAD				ENSAYOS DE ROTURA		TRIAXIALES				ENSAYOS DE CORTE DIRECTO				PROCTOR		CBR		COLA PSO																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
				DENSIDAD AP (KN/m³)	DENSIDAD SECA (KN/m³)	DENSIDAD PART (KN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	LL	LP	IP	63	5	2	0.4	0.08		SALES SOLUBLES	MATERIA ORGÁNICA (%)	SO 4 EHE	ACIDEZ	CARBONATOS (Co3Ca2) (%)	YESO	SO 32- (%)	PESO ESPECÍFICO PARTICULAS (KN/m³)		EDOMETRO (eo)	EDOMETRO (Cc)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kpa)																R. COMPRESIÓN SIMPLE (KN/m²)	DEFORMACIÓN (%)	TIPO	TOTALES		EFECTIVAS		TIPO	TOTALES		EFECTIVAS		TIPO	DENSIDAD MÁXIMA KN/m³	HUMEDAD ÓPTIMA (%)	CBR 95% PM	CBR 100% PM	HINCHAMIENTO CBR (%)	Índice colapso(%)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (º)																												COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (º)	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (º)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
																																		INICIO	FINAL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	ST-2+600	1,5	2,1	1,8	23,1	20,3	26,94	13,7	36,2	20,7	15,5	100	100	100	97	89	CL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			

PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-EXTREMADURA.TALAYUELA – CÁCERES. TRAMO: ESTACIÓN DE PLASENCIA. PLATAFORMA

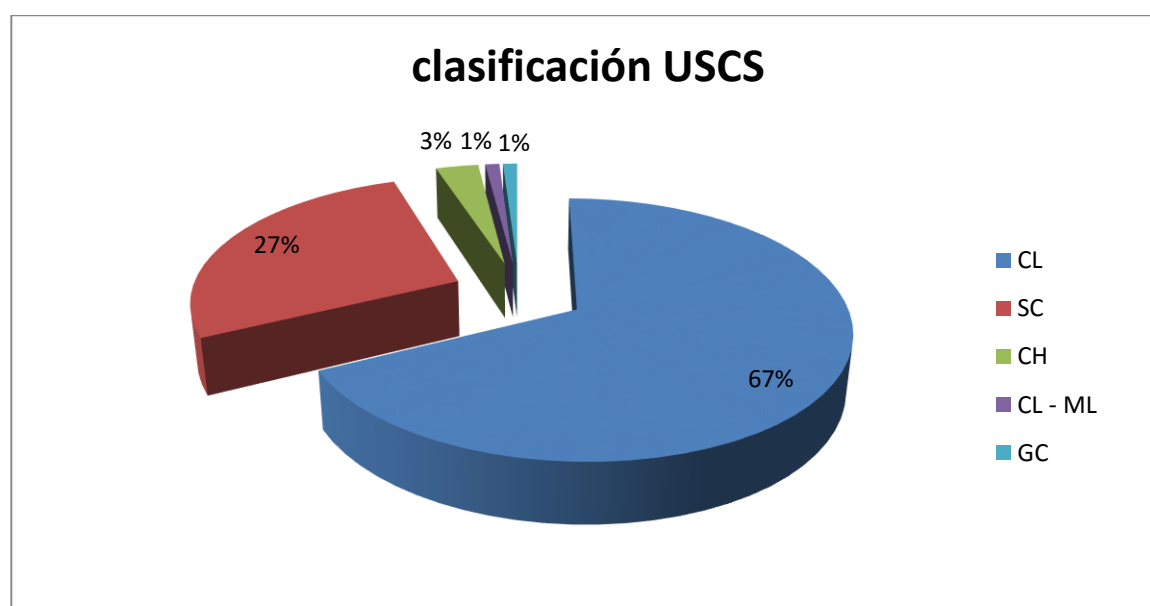
4.2.8. Características de identificación y estado

Esta unidad se caracteriza por tener materiales con un contenido en finos superior al 35 %, como se puede comprobar en la gráfica siguiente:

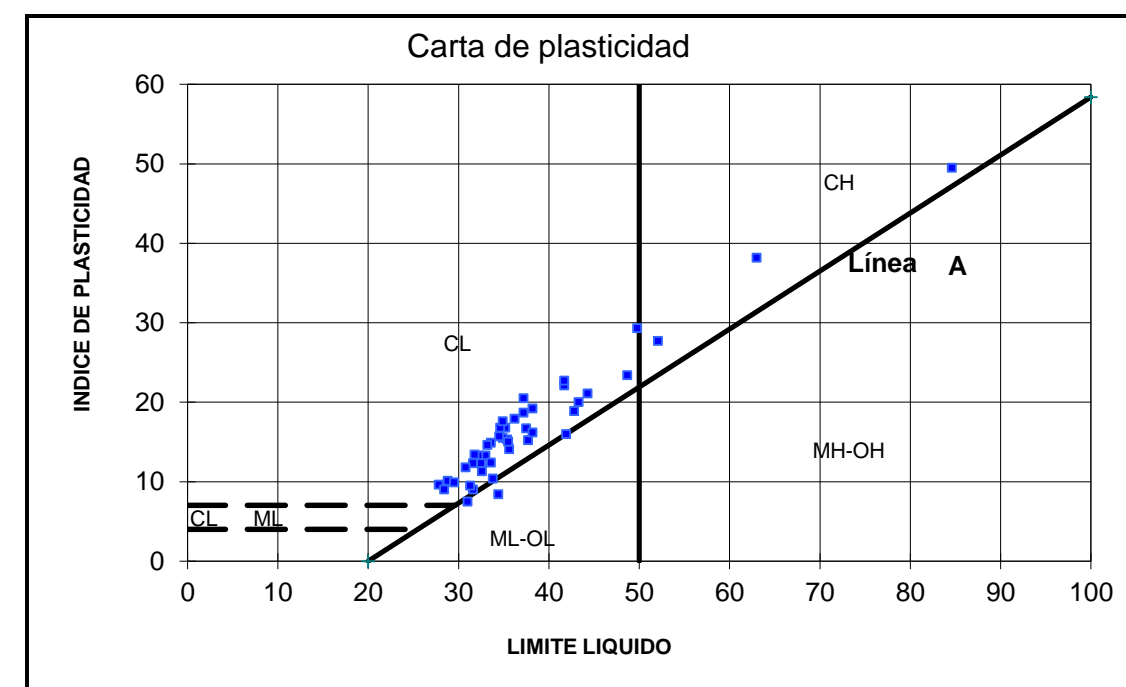


Del análisis granulométrico de las muestras de esta unidad se obtiene la clasificación USCS:

- 67% de muestras corresponde a suelos del tipo CL
- 27% de muestras han resultado SC
- 3% de las muestras dan CH
- 1% resulta ser GC
- 1% se corresponde con CL – ML.

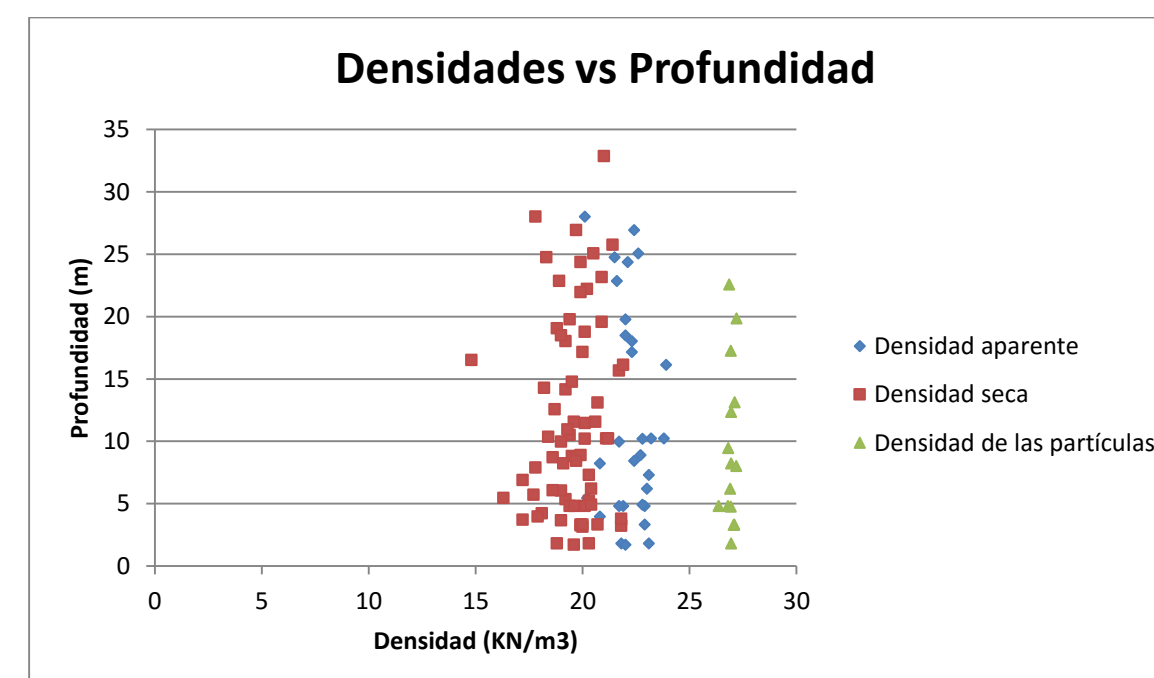


La plasticidad de estos materiales viene representada en la carta de plasticidad siguiente:



En dicha gráfica se comprueba como la mayoría de las muestras se corresponde con arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad.

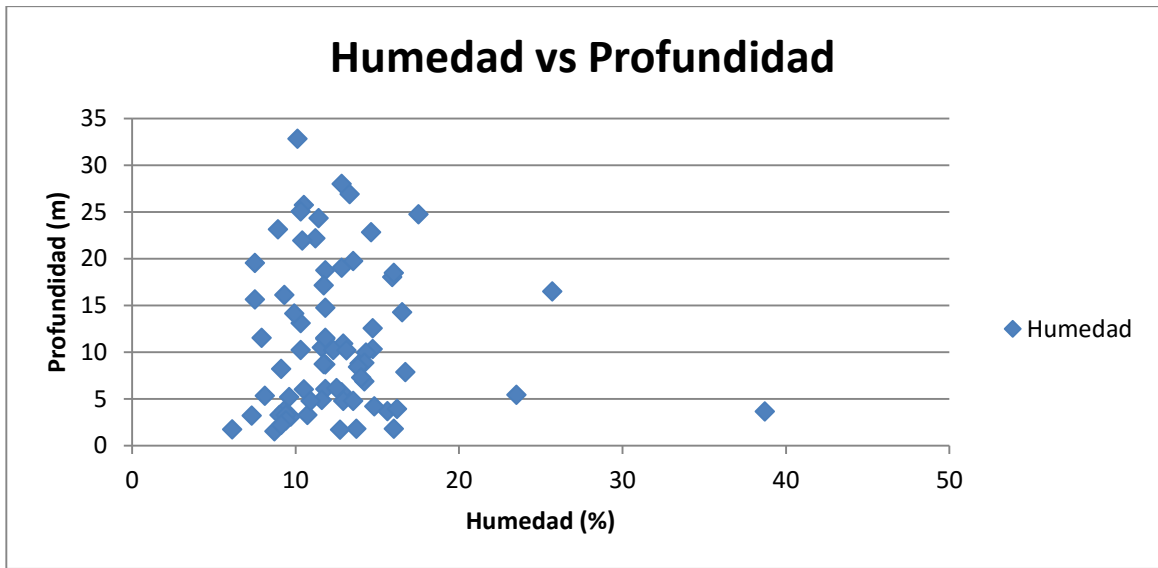
A continuación se muestra en el gráfico siguiente los datos de los ensayos de densidades realizados sobre muestras de estos materiales frente a la profundidad.



Se comprueba que no hay variaciones significativas de los valores de las densidades con la profundidad, considerando los parámetros característicos siguientes:

- **Densidad aparente** **22.27 KN/m³**
- **Densidad seca** **19.62 KN/m³**
- **Densidad de las partículas** **25.95 KN/m³**

No ocurre lo mismo en el caso de las humedades, cuyos valores oscilan entre el 6% y el 38%.



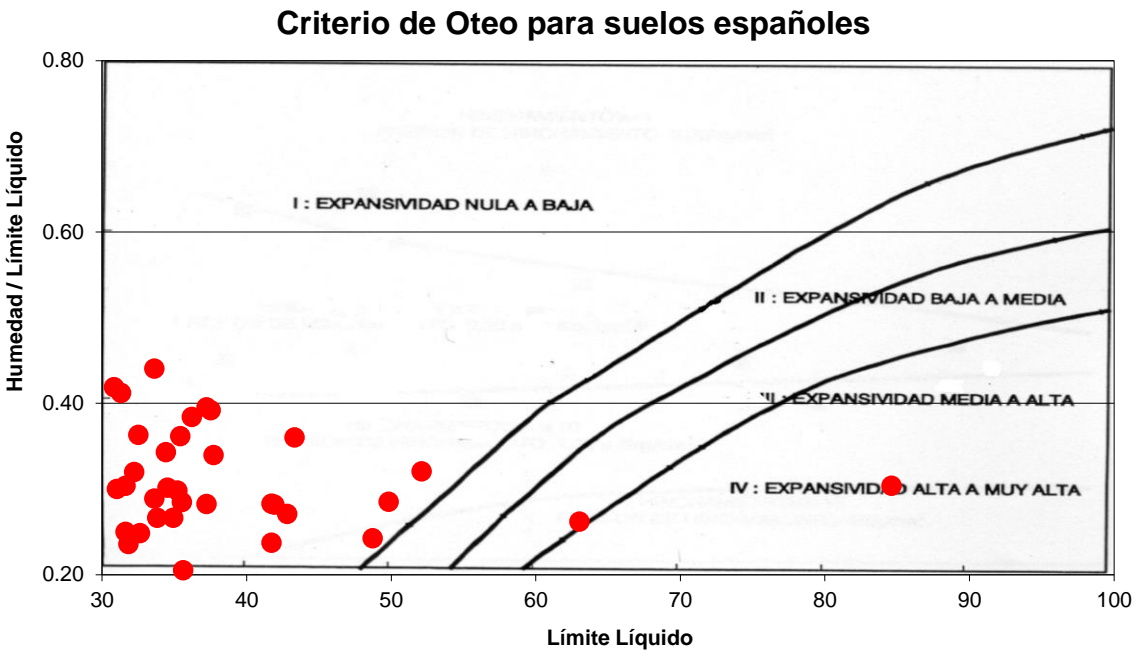
Como valor representativo se adopta un valor del **12%**.

4.2.9. Características químicas

Según los resultados de los ensayos químicos realizados sobre muestras de estos materiales, No revisten problemática alguna.

4.2.10. Características de deformabilidad y cambio de volumen

La expansividad de estos materiales se analiza según el criterio dado por Carlos Oteo para los suelos españoles, resultando como se apreciaba en la siguiente gráfica **MATERIAL DE EXPANSIVIDAD NULA.**:



Para conocer el módulo de deformación de esta unidad basta con analizar los resultados obtenidos de los 10 ensayos presiométricos realizados en estos materiales, se han señalado en gris el sondeo que no afecta directamente al trazado, pero que se ha ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

SONDEO	PROFUNDIDAD	LITOLOGIA	PI (bar)	Pf (bar)	G (MPa)	Ep (MPa)
ST 1+360	8,50-9,10	Arcillas con gravas	32,95	29,01	15,66	39,16
ST 1+840	7,00-7,60	Arcillas con gravas	27,96	21,07	16,53	41,31
ST 2+590	5,00-5,60	Arcillas con gravas	32,27	26,29	49,92	124,8
ST 3+180	7,20-7,80	Arcillas con gravas	15,23	11,29	16,57	41,43
ST 4+310	9,60-10,20	Arcillas con gravas	15,29	10,34	19,19	47,98
ST 4+870	5,80-6,40	Arcillas con gravas	12,32	8,37	17,87	44,68
SV 5+085	4,00-4,60	Arcillas con gravas	12,22	8,29	13,73	34,33
ST 5+170	15,80-16,40	Arcillas con gravas	20,13	14,19	30,39	75,98
ST 5+260	9,40-10,00	Arcillas con gravas	13,25	10,33	10,55	26,38
ST 5+340	5,40-6,00	Arcillas con gravas	15,27	10,33	21,41	53,53

Para determinar el módulo de deformación de esta unidad se puede emplear la formulación siguiente:

$$E = \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \cdot \frac{E_p}{\alpha}$$

Siendo:

α = Parámetro que depende del tipo de terreno.

ν = coeficiente de Poisson

E_p = Módulo presiométrico

Para determinar el coeficiente de Poisson, se ha seguido la bibliografía indicada en el “Curso aplicado de cimentaciones” de J.M. Rodríguez Ortiz (1982) se ha adoptado un valor de coeficiente de Poisson de $\nu = 0,30$.

En el caso de suelos, α puede adoptar los valores de la siguiente tabla (The Application of pressuremeter test results to foundation design in Europe. The ISSMFE European Regional Technical Committee on Pressuremeters):

Factor α (suelos)

Naturaleza del suelo	α
Arcillas	2/3
Limos	1/2
Arenas	1/3
Gravas	1/4

Para este terreno se adopta un valor de 1/2.

Considerándose un valor medio del módulo presiométrico de 53 MPa, se ha obtenido un módulo de deformación de:

• **E = 78.74 MPa**

Siendo este valor el característico de esta unidad

4.2.11. Características resistentes

Se han realizado 45 ensayos de resistencia a compresión simple sobre muestras de suelo de esta unidad, siendo descartados los resultados superiores a 1000 KN/m² por no ser representativos de esta unidad al corresponderse posiblemente con muestras cementadas y aquellos resultados inferiores a 100 KN/m², pues se considera que en éstos no ha roto como debiese la probeta.

Una vez analizado esto, se obtiene el valor característico de RCS de esta unidad que se considera de **391.0.4 KN/m²**, obteniendo un **Cu = 0.20 MPa**

Cabe señalar que se han realizado también 11 ensayos triaxiales (10 ensayos del tipo CU y 1 ensayo del tipo UU), obteniendo los siguientes resultados:

• **PARÁMETROS EN TOTALES**

C = 106 KPa

$\Phi = 32^\circ$

• **PARÁMETROS EN EFECTIVAS**

C' = 100 KPa

$\Phi' = 31$

También se han realizado 15 ensayos de corte directo, de los cuáles 8 ensayos son del tipo CD, 6 del tipo CU y 1 del tipo UU, obteniendo los parámetros característicos siguientes:

• **PARÁMETROS EN TOTALES**

C = 55KPa

$\Phi = 35^\circ$

• **PARÁMETROS EN EFECTIVAS**

C' = 27 KPa

$\Phi' = 30$

Finalmente realizando el análisis de estos resultados se adopta como parámetros de cálculo los obtenidos en los ensayos de corte directo del tipo CD (**C=55 KPa y $\phi=35^\circ$**)

4.2.12. Reutilización de los materiales T

En el único desmonte del trazado se excavarán principalmente materiales terciarios de la unidad T.

Se han realizado 2 calicatas en el desmonte (P.K.3+600 a 3+880), además se ha contado con las prospecciones del EGG cercanas a dicho desmonte.

Se ha corroborado que los materiales a excavar se corresponden con arcillas limosas marrón rojizas, con abundantes cantos pizarrosos subredondeados, con un tamaño medio de 2-4cm y máximo de 25cm. En profundidad se ha observado que disminuye la proporción de cantos.

En función de los ensayos de laboratorio realizados, según la clasificación de PGP-2011 versión 2, estos materiales son “no aptos”. Presentan un hinchamiento en los ensayos CBR superior a 1% y el índice CBR es inferior a 5 en los tres ensayos.

Así mismo se realizaron en el EGG, sobre estos materiales ensayos CBR con sobrecarga (19 KPa), equivalente a 1 m de sobrecarga de tierras. En esta segunda batería de ensayos se comprobó que el hinchamiento disminuía por debajo de los valores prescritos.

Las prescripciones indicadas por el PGP-2011 versión 2, establecen que para valores de hinchamiento medio en el CBR superiores al 1% e inferiores al 2%, sin que ningún ensayo supere el 3%, la utilización del material podrá ser autorizada por la Dirección de Obra, siempre que el material se coloque a más de dos metros bajo cota de coronación del terraplén y que su compactación hasta la densidad exigida, se efectúe con un contenido de humedad superior al óptimo Próctor.

Por lo tanto según los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio realizados en las calicatas ejecutadas en la zona del desmonte, el material a excavar no podrá ser utilizado en la construcción de los rellenos de la plataforma previstos.

Su utilización en rellenos para caminos de servicio tampoco es aconsejable ya que la capacidad portante de estos materiales es baja, de manera que no cumplen ninguna prescripción para su colocación.

4.3. UG 3. Recubrimientos cuaternarios.

4.3.1. *Introducción*

Dentro de esta unidad geotécnica se pueden distinguir tres formaciones geológicas que a continuación se pasan a describir y cuyos parámetros geotécnicos estimados son similares, por ello se engloban en esta unidad general (Q).

En el perfil geotécnico y en la planta geológico-geotécnica se ha diferenciado esta división, por lo que se ha realizado un estudio individualizado de cada uno de los niveles.

4.3.2. *Depósitos aluvio-coluviales (Qal-col)*

4.3.2.1. Descripción

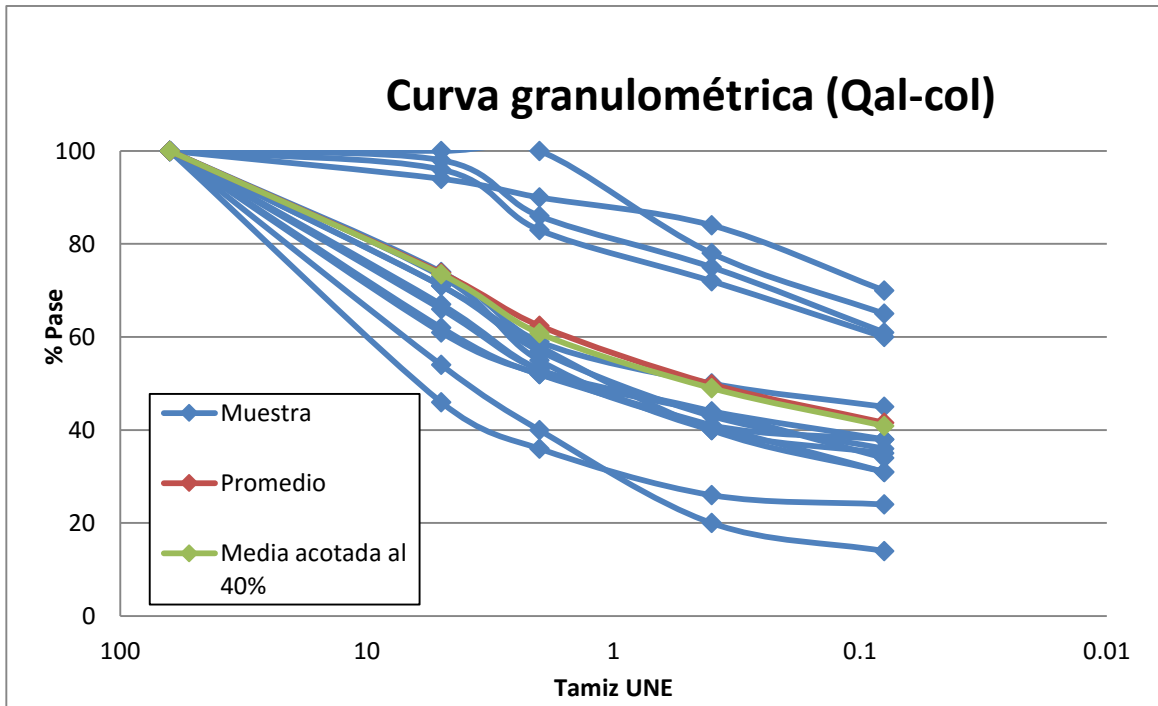
La unidad denominada como depósito aluvio-coluvial está formada por limo arcilloso, gris verdoso con zonaciones ocre más arcillosas, que presenta zonaciones centimétricas blanquecinas. Tiene indicios de grava y gravilla, cantos dispersos subangulosos fundamentalmente de naturaleza cuarcítica. Son heterométricos con tamaños que llegan hasta los 4 cm.

A continuación se incluye un cuadro con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre muestras tomadas de esta unidad, se han señalado en gris el sondeo que no afectan directamente al trazado, pero que se ha ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

RECONOCIMIENTO	PROFUNDIDAD		PROF. MEDIA		ESTADO			LIMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA % QUE PASA POR EL TAMIZ					CASAGRANDE	ENSAYOS QUIMICOS				ENSAYOS DE ROTURA			INDICE DE COLAPSO	PROCTOR			CBR			RCS		
				DENSIDAD AP (KN/m³)	DENSIDAD SECA (KN/m³)	DENSIDAD PART (KN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	LL	LP	IP	63	5	2	0,4	0,08		Sales solubles	SO4 EHE	MATERIA ORGÁNICA (%)	CARBONATOS (Co3Ca2) (%)	TIPO	COHESIÓN (Kpa)	ANGULO DE ROZAMIENTO (°)		TIPO	DENSIDAD MÁXIMA KN/m³	HUMEDAD ÓPTIMA (%)	CBR 95% PM	CBR 100% PM	HINCHAMIENTO CBR (%)	qu (kPa)	Def	
SE-209+710 (P.K. 1+518)	1	1,25	1,125		17,4		16,5	31,4	21,6	9,8	100	100	100	78	65	CL				NC	CORTE DIRECTO CD	29	22,9										
SE-212+700 (P.K. 4+502)	1	1,6	1,3				4,4	25	19,7	5,3	100	54	40	20	14	GC				NC													
SE 0+350	1,5	2,1						NP	NP	NP	100	71	58	40	31	SM		<500	0,39	7,7													
ST-1+840	1,5	2,1		22,2	20	27	10,3	29,9	19,9	10	100	66	53	44	34	GC		<500	0,06	6											165	2	
ST-2+220	1,5	2,1						32,5	20,5	12	100	71	57	43	36	SC	0,15	<500	0,04	5,3													
CR-210+000 (P.K. 1+791)	0,3	3,7	2				4	29,2	23,8	5,4	100	67	53	41	38	SC			0,4	NC				M	20,6	9,6	14	20	0				
CR-210+200 (P.K. 1+992)	0,3	1,3	0,8					27,1	20,6	6,5	100	96	83	72	60	CL			1,7	NC													
CR-210+900 (P.K. 2+692)	0,1	1,35	0,725					24,5	19,7	4,8	100	98	86	75	61	CL			1	NC													
CR-211+500 (P.K. 3+280)	0,45	2	1,225				9,3	30,9	21,2	9,7	100	46	36	26	24	SC			0	NC			0	M	20,7	10,2	6	10	0				
CR-212+800 (P.K. 4+590)	1,1	2	1,55				8,2				100	94	90	84	70	ML			2,1	NC													
	2	3,3	2,65				9	33,1	21,9	11,2	100	62	52	44	38	SC			0,7	NC				M	21,3	9,2	22	33	0				
CR-213+000 (P.K. 4+794)	0,8	3,6	2,2				17	35,5	16,8	18,7	100	73	55	40	35	SC			0,3	NC				M	21,9	7,3	22	38	0				
CR-213+500 (P.K. 5+300)	1,1	1,9	1,5				7,8	35,4	18,2	17,2	100	74	59	50	45	SC			0	NC				M	21,5	6,7	19	37	0				
CT 5+000	2,9	3,1						32,3	20,1	12,2	100	61	52	41	31	GC			0	6,7													
Nº ENSAYOS	14	14	10	1	2	1	9	13	13	13	14	14	14	14	14	14	1	3	12	14	1	1	1	1	5	5	5	5	5	5	1	1	
MAXIMO	2,9	3,7	2,65	22,2	20	20,7	17	35,5	23,8	18,7	100	100	100	84	70				2,1	7,7		29	22,9			21,9	10,2	22	38	0	165	2	
MINIMO	0,1	1,25	0,725	22,2	17,4	20,7	4	24,5	16,8	4,8	100	46	36	20	14				0	5,3		29	22,9			20,6	6,7	6	10	0	165	2	
PROMEDIO	1,11	2,24	1,51		18,70		9,61	30,57	20,33	10,23	100	73,79	62,43	49,86	41,57				0,56	6,43						21,20	8,60	16,60	27,60		165,00	2,00	
MEDIA ACOTADA (40%)	1,03	2,16	1,45		18,70		9,36	30,80	20,41	9,60	100	73,50	60,80	49,00	40,90				0,36	6,43						21,17	8,70	18,33	30,00		165,00	2,00	
DESVIACIÓN	0,75	0,84	0,62		1,84		4,57	3,62	1,78	4,47	0,00	17,02	19,34	19,63	16,49				0,71	1,02						0,55	1,52	6,77	12,18				

4.3.2.2. Características de identificación y estado

Se han realizado numerosos ensayos de granulometría en esta unidad, donde se aprecia el carácter mayoritariamente granular de la unidad.



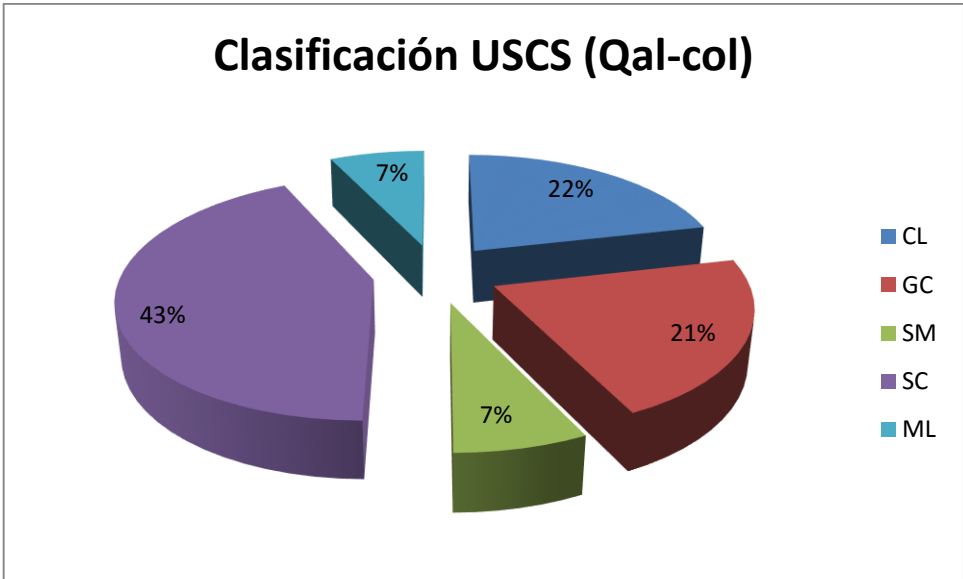
Respecto a la densidad de la unidad, se ensayaron distintas muestras para determinar tanto la aparente, como la seca como la de las partículas, los valores considerados como característicos son:

- **Densidad aparente (kN/m³)** **22,2**
- **Densidad seca (kN/m³)** **18,7**
- **Densidad partículas (kN/m³)** **27**

La humedad natural que presentan los depósitos aluvio-coluviales es del 9%.

La unidad se ha clasificado según la USCS

- 6 muestras analizadas (42,8 % del total) de arenas arcillosas (SC)
- 3 muestras analizadas (21,4% del total) de arcillas inorgánicas poco plásticas o de plasticidad media, con algo de arena y grava (CL).
- 3 muestras analizadas (21,4% del total) de gravas arcillosas mezcladas con arenas (GC)
- 1 muestra analizada (5,55% del total) de arenas limosas (SM).
- 1 muestra analizada (5,55% del total) de limos arcillosos poco plásticos con contenido en arenas muy finas (ML).



4.3.2.3. Características químicas

Los valores obtenidos se consideran dentro de los rangos considerados como aceptables.

4.3.2.4. Características de deformabilidad y cambio de volumen

Para asignar un módulo de deformación a la unidad, al no existir ensayos específicos para ello, se ha considerado correcto seguir la correlación recomendada por Beguemann (1974) para gravas y arenas:

$$E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 12 \text{ (NSPT + 6)} \quad \text{NSPT} < 15$$

$$E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 40 + 12 \text{ (NSPT - 6)} \quad \text{NSPT} > 15$$

En este caso como el golpeo característico asignado a esta unidad es de 35 se ha empleado la segunda fórmula, obteniéndose un valor de módulo de deformación de:

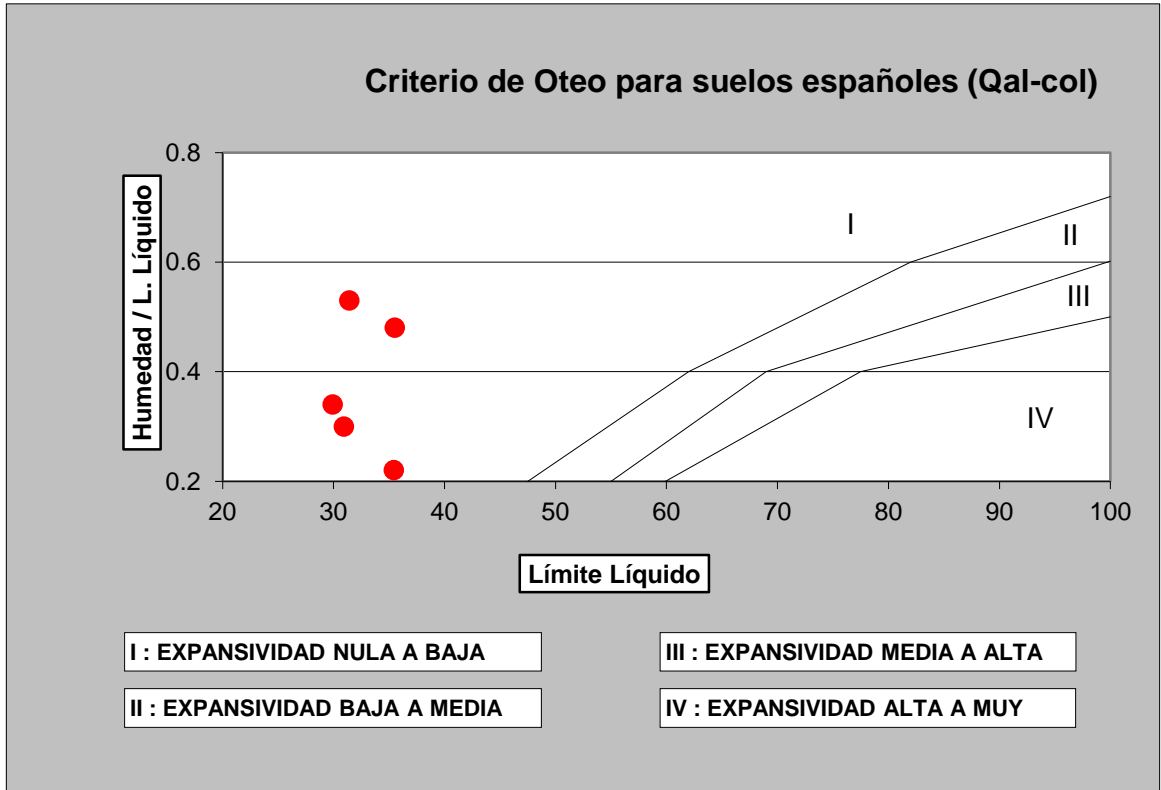
• **E = 38,8 MPa.**

Para determinar la expansividad de esta unidad se realizó un ensayo de hinchamiento libre y dos de presión de hinchamiento, según la tabla consultada incluida en el libro de “Ingeniería Geológica” de Luis I. Gonzalez Vallejo que se adjunta a continuación:

GRADO	EXPANSIVIDAD	FINOS (%)	LL	INDICE LAMBE (kPa)	P. HINCHAMIENTO (kPa)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)
I	Baja	<30	<35	<80	<25	<1
II	Baja a media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
III	Media a alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Alta	>95	>65	>230	>300	>10

Según el contenido en finos y el los resultados de límite líquido obtenidos la unidad tiene una expansividad baja, mientras que según el ensayo de hinchamiento corresponde a baja-media y según el hinchamiento libre a media alta.

Para determinar el potencial expansivo de esta unidad se ha aplicado el Criterio de Expansividad empleado por Oteo para suelos españoles, que se muestra en el siguiente gráfico:



De este gráfico se desprende que la unidad tiene un potencial expansivo en general entre bajo y nulo.

4.3.2.5. Características resistentes

Se ha realizado un ensayo de resistencia a compresión simple, obteniéndose un valor característico de la unidad de **165 kN/m²**.

Para obtener los parámetros resistentes de la misma se ha realizado un ensayo de corte directo consolidado y drenado. Los parámetros obtenidos son los siguientes:

- **C = 29 kPa**
- **$\varphi = 23^\circ$**

4.3.2.6. Reutilización de los materiales Qal-col

No se prevé excavar estos materiales.

4.3.3. Depósitos coluvio-aluviales (Qcol-al)

4.3.3.1. Descripción

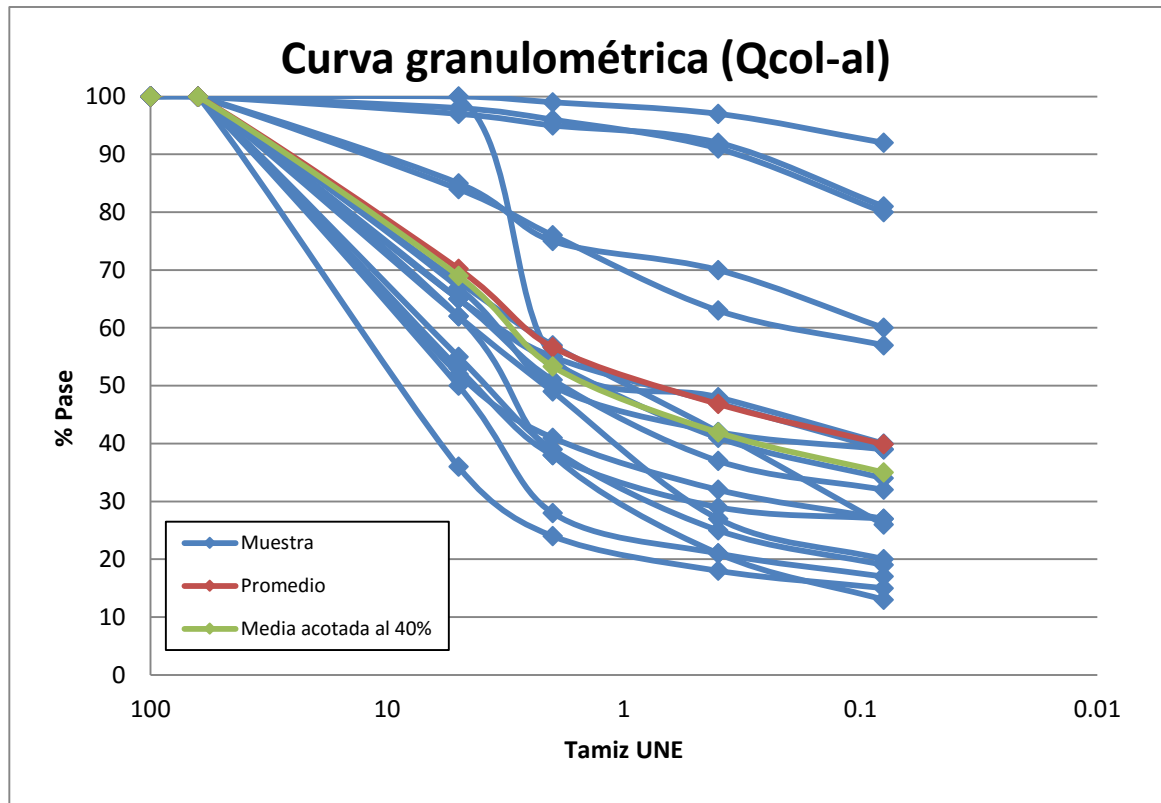
El depósito coluvio-aluvial está formado por limos arcillosos marrón-beige, con zahorras ocre (20-35%), con algo de cantos subredondeados principalmente de naturaleza cuarcítica de un tamaño máximo de 6 cm.

A continuación se adjunta la tabla con los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras tomadas en esta unidad, se han señalado en gris las prospecciones que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

RECONOCIMIENTO	PROFUNDIDAD		ESTADO				LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA % QUE PASA POR EL TAMIZ					CASAGRANDE	ENSAYOS QUÍMICOS						ÍNDICE DE COLAPSO (%)	DEFORMABILIDAD					ENSAYOS DE ROTURA			RCS		PRÓCTOR MODIF		C.B.R.			
			DENSIDAD ap (KN/m³)	DENSIDAD SECA (KN/m³)	DENSIDAD PART (KN/M³)	HUMEDAD NATURAL (%)	LL	LP	IP	63	5	2	0.4	0.08		SO3 %	SO4 EHE (mg/kg)	ACIDEZ (MG/KG SS)	CARB %	MATERIA ORGÁNICA (%)	SO32- %		PESO ESPECÍFICO PARTICULAS (KN/m³)	EDOMETRO (eo)	EDOMETRO (Cc)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kpa)	TIPO	COHESIÓN (Kpa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (º)	qu (Kpa)	Def. %	Dmáx	Hópt	1.0	100%	HIN.	
SR-208+600 (P.K. 0+392)	1,3	1,55				3,5	29,2	21,2	8	100	65	51	37	32	SC																							
SR-209+300 (P.K. 1+088)	1,2	1,45				3,8	34,2	22,2	12	100	53	38	29	27	SC																							
SR-213+650 (P.K. 5+446)	1	1,6		17,2		17,8	35,7	23,4	12,3	100	84	76	63	57	CL											CORTE DIRECTO CD	18	32,6										
ST-1+360	1,60	2,20					30,80	21,30	9,50	100	52	41	32	27	GC		<500		4,50	0,08																		
ST-3+950	1,80	2,40			26,8																					CORTE DIRECTO CD	65	19										
SV-5+260	1,50	2,10	21,10	18,80			33,40	19,60	13,80	100	65	55	47	39	GC															90	2,9							
SV-5+340	1,50	2,10	22,80	20,80		9,60	33,20	19,90	13,30	100	65	54	41	34	GC		<500		5,70	0,10		0				60					245	2,6						
CR-209+100 (P.K. 0+892)	0	0,4					32	22	10	100	100	55	48	40	SC																							
CR-209+200 (P.K. 0+956)	0	0,4					28	15	13	100	85	75	70	60	CL																							
CD-211+800 (P.K. 3+582)	0,5	1,3				7	39,3	21	18,3	100	98	96	91	80	CL					0,2	NC	M	19,4	12,5	3	6	0											
CR-209+200 (P.K. 0+956)	0,4	1,5					28,1	23,9	4,2	100	36	24	18	15	GC	100	36	24	18	15	GC																	
CR-209+350 (P.K. 1+143)	1,3	2					32,8	24,5	8,3	100	67	50	42	39	SC	100	67	50	42	39	SC																	
CT 0+700	2,8	3					23,7	17,6	6,1	100	62	38	21	13	SC-SM	0			3,3	0,19																		
CT 1+450	2,3	2,5					29,8	19,6	10,2	100	55	39	25	19	GC																							
CT 2+115	3	3,2					24,5	18	6,5	100	50	28	21	17	GC-GM	0			3,6	0,33																		
CT 2+400	2,2	2,4					36,2	21,3	14,9	100	100	99	97	92	CI																		1,93	9,6	1,4	2	2	
CT 4+100	1,50	1,70					37,80	17,50	20,30	100	97	95	92	81	CI																	2,00	8,70	2,00	2,40	3,6		
CT 4+610	1,10	1,30					38,20	20,50	17,70	100	62	49	27	20	SC																	2,06	8,60	7,40	12,90	0,4		
CT 4+610	1,90	2,10					25,20	17,60	7,60	100	68	57	42	26	SC	0,00			6,40	0,00																		
Nº ENSAYOS	19	19	4	5	1	5	18	18	18	18	18	18	18	18	18	5	4	2	7	8	3	2	1	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	
MAXIMO	3	3,2	22,8	20,8	26,8	17,8	39,3	24,5	20,3	100	100	99	97	92		100	67	50	42	39			19,4	12,5	3	6	60		65	32,6	245	2,9	2,06	9,6	7,4	12,9	3,6	
MINIMO	0	0,4	21,1	17,2	26,8	3,5	23,7	15	4,2	100	36	24	18	13		0	36	24	3,3	0			19,4	12,5	3	6	0		18	19,3	90	2,6	1,93	8,6	1,4	2	0,4	
PROMEDIO	1	2	22	19	27	8	32	20	11	100	70	57	47	40		40	52	37	12	7			19	13	3	6	30		42	26	168	3	2	9	4	6	2	
MEDIA ACOTADA (40%)	2	2	22	19	27	7	32	20	11	100	69	53	42	35		33	52	37	8	3			19	13	3	6	30		42	26	168	3	2	9	4	6	2	
DESVIACIÓN	1	1	1	2		6	5	3	4	0	19	23	26	24		55	22	18	14	14						42		33	9	110	0	0	1	3	6	2		

4.3.3.2. Características de identificación y estado.

Se han realizado numerosos ensayos de granulometría en esta unidad, donde se aprecia el carácter mayoritariamente granular de la unidad.



Respecto a la densidad de la unidad, se ensayaron distintas muestras para determinar tanto la aparente, como la seca como la de las partículas, los valores considerados como característicos son:

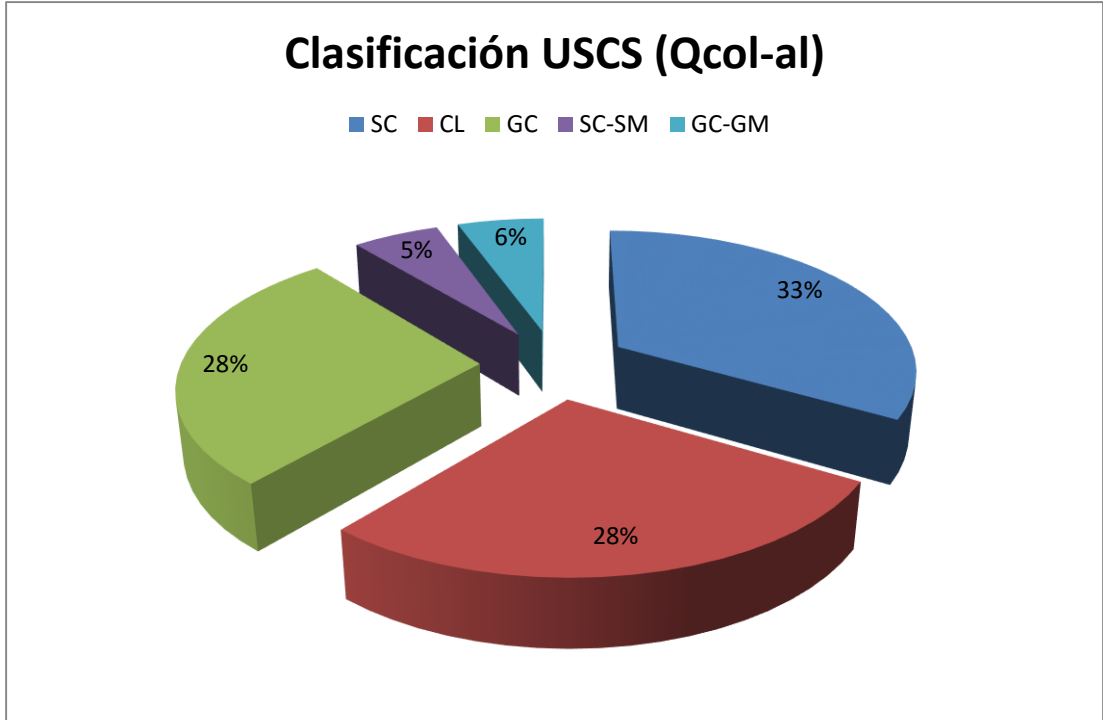
- **Densidad aparente (kN/m³)** **22**
- **Densidad seca (kN/m³)** **19**
- **Densidad partículas (kN/m³)** **27**

La humedad natural que presentan los depósitos coluvio-aluviales es del 7%.

De acuerdo con el sistema USCS se definen los siguientes tipos de materiales de un total de 5 muestras analizadas:

- 6 muestras analizadas (33.33 % del total) de arenas arcillosas (SC)
- 5 muestras analizadas (27,7 % del total) de arcillas inorgánicas poco plásticas o de plasticidad media, con algo de arena y grava (CL).

- 5 muestras analizadas (27,7 % del total) de gravas arcillosas mezcladas con arenas (GC)
- 1 muestra analizada (5,55% del total) de arenas arcillosas y arenas limosas (SC-SM).
- 1 muestra analizada (5,55% del total) de gravas areno arcillosas y gravas areno limosas (GC-GM).



4.3.3.3. Características químicas

Los valores obtenidos se consideran dentro de los rangos considerados como aceptables.

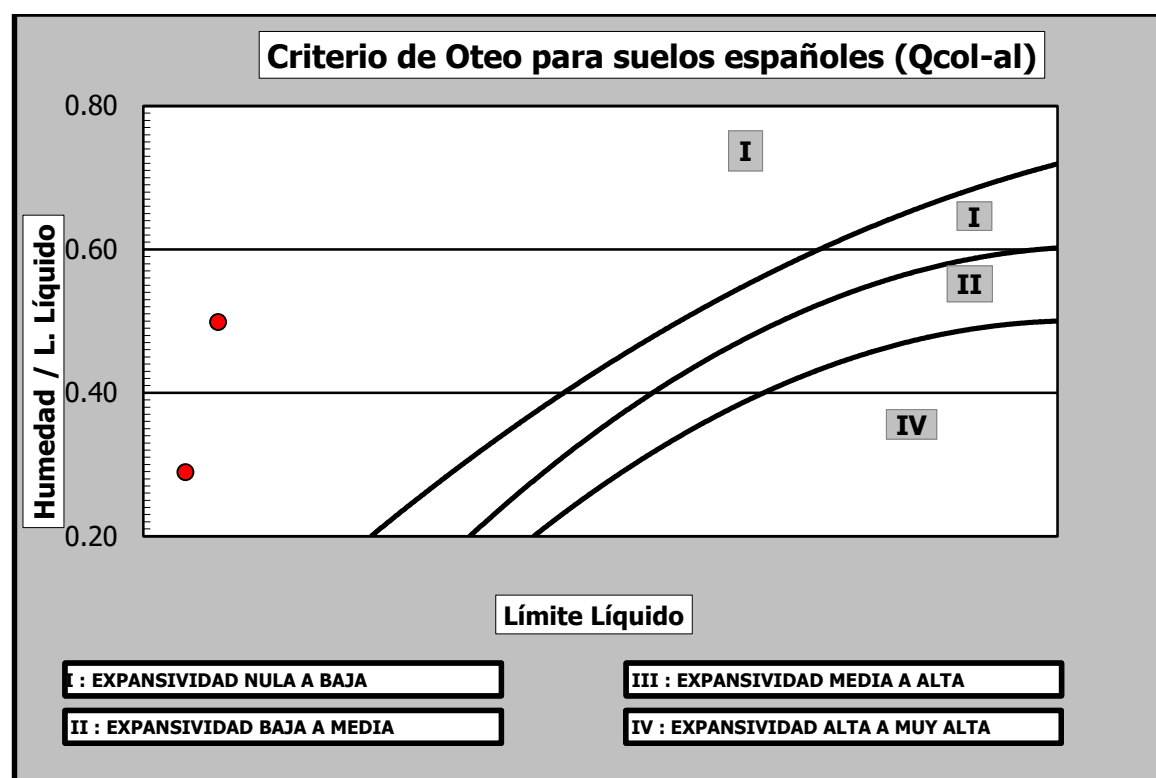
4.3.3.4. Características de deformabilidad y cambio de volumen

Para determinar la expansividad de esta unidad se realizó un ensayo de hinchamiento libre y dos de presión de hinchamiento, según la tabla consultada incluida en el libro de “Ingeniería Geológica” de Luis I. Gonzalez Vallejo que se adjunta a continuación:

GRADO	EXPANSIVIDAD	FINOS (%)	LL	INDICE LAMBE (kPa)	P. HINCHAMIENTO (kPa)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)
I	Baja	<30	<35	<80	<25	<1
II	Baja a media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
III	Media a alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Alta	>95	>65	>230	>300	>10

Según el contenido en finos y el los resultados de límite líquido obtenidos la unidad tiene una expansividad baja, mientras que según el ensayo de hinchamiento corresponde a baja-media y según el hinchamiento libre a media alta.

Para corroborar esta información se ha seguido el Criterio de Oteo para suelos españoles, donde se enfrentan el límite líquido con el resultado de dividir la humedad natural entre el límite líquido.



Finalmente se determina que esta unidad es no expansiva.

Para determinar el módulo de deformación, al no haberse realizado ensayos específicos para determinar el mismo, se ha considerado adecuado seguir la correlación propuesta por Beguermann (1974) para gravas y arenas que se indica a continuación:

$$E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 12 \text{ (NSPT} + 6) \quad \text{NSPT} < 15$$

$$E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 40 + 12 \text{ (NSPT} - 6) \quad \text{NSPT} > 15$$

En este caso como el golpeo característico asignado a esta unidad es de 30 se ha empleado la segunda fórmula, obteniéndose un valor de módulo de deformación de:

- **E = 32,8 MPa.**

4.3.3.5. Características resistentes

Para determinar las características resistentes de estos depósitos se han realizados dos ensayos de corte directo consolidados y drenados, obteniéndose los siguientes valores característicos de cohesión y ángulo de rozamiento interno:

- **C = 20 kPa**
- **$\phi = 26^\circ$**

Se han realizado dos ensayos de compresión simple, adoptándose como compresión simple de los depósitos coluvio-aluviales un valor de **168 kN/m²**.

4.3.3.6. Reutilización de los materiales Qcol-al

No se prevé excavar estos materiales.

4.3.4. Depósitos aluviales (Qal)

4.3.4.1. Descripción

Del depósito aluvial está formado por arcilla limosa gris-verdosa, con zonaciones versicolores, anaranjadas y con indicios de niveles más negruzcos. Presenta algunos cantos subredondeados, heterométricos de hasta 4 cm de tamaño, principalmente de naturaleza cuarcítica.

A continuación se adjunta una tabla con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre esta unidad y con los que se ha llevado a cabo la caracterización de la misma, se han señalado en gris las prospecciones que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

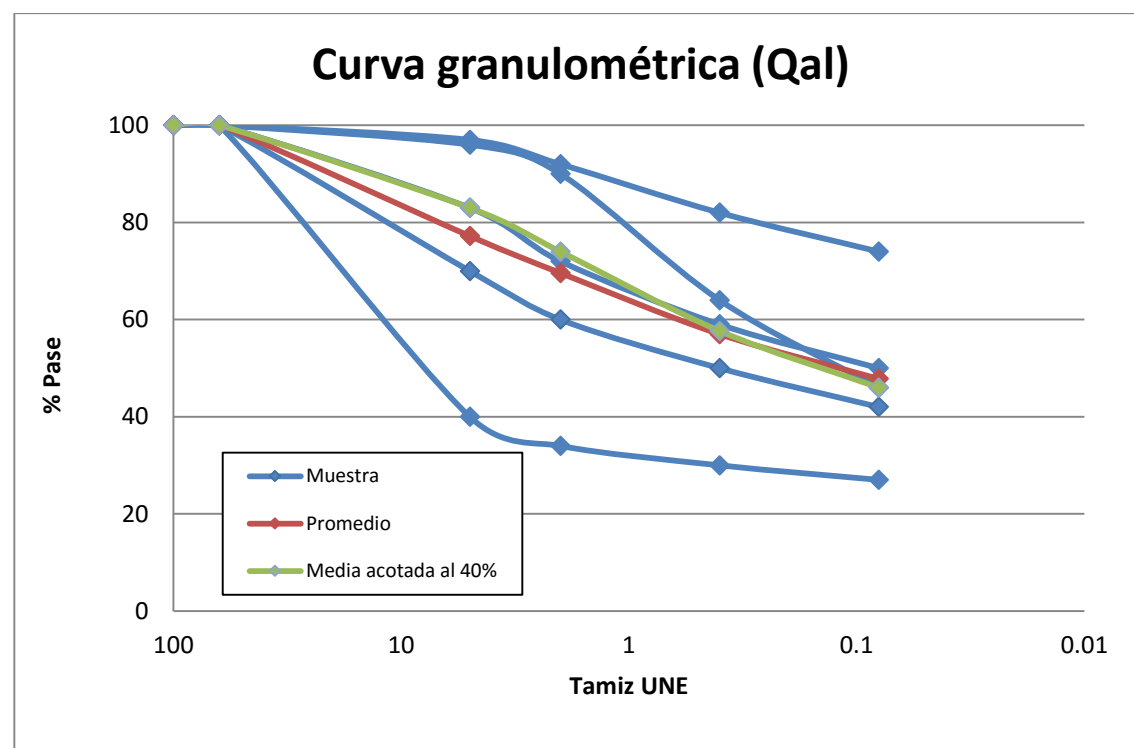
CALICATAS	PROFUNDIDAD		DENSIDAD (kN/m³)		HUMEDAD NATURAL (%)	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA (% QUE PASA POR EL TAMIZ)						CASAGRANDE	ENSAYOS QUÍMICOS				PROCTOR			CBR			RCS		Ensayo Edométrico	
			Apar.	Seca		LL	LP	IP	100	63	5	2	0,4	0,08		SO4 EHE	Carb.	M.O %	SO32- %	TIPO	DENSIDAD MÁXIMA kN/m³	HUMEDAD ÓPTIMA (%)	CBR 95% PM	CBR 100% PM	HINCHAMIENTO CBR (%)	qu (Kpa)	Def. (%)	e0	Cc
SV-5+180	3,00	3,30	21,20	19,80	7,30	29,00	19,90	9,10	100	100	70	60	50	42	GC	<500	6,20	0,22								115	3,2	0,574	
CR-208+500 (P.K. 0+291)	0	0,3			2,1	NL	NP	NP	100	100	40	34	30	27	GC			1,2	NC	M	20,5	9,5	15	24	0				
CR-213+000 (P.K. 4+794)	0,1	8			2,9	NL	NP	NP	100	100	96	90	64	46	SC			0,7	NC										
CR-213+500 (P.K. 5+300)	0,35	1,1			8,2	31,4	23,1	8,3	100	100	97	92	82	74	CL			1,2	NC										
CR-213+700 (P.K. 5+500)	0,3	2,3			12,4	30,6	16	14,6	100	100	83	72	59	50	CL			0,4	NC	M	20,5	12,1	10	16	0				

Nº ENSAYOS	5	5	1	1	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	1	1	5	4	2	2	2	2	2	2	1	1	1	
MAXIMO	3	8	21,2	19,8	12,4	31,4	23,1	14,6	100	100	97	92	82	74			6,2	1,20			20,5	12,1	15	24	0	115	3,2	0,574	
MINIMO	0	0,3	21,2	19,8	2,1	29	16	8,3	100	100	40	34	30	27			6,2	0,22			20,5	9,5	10	16	0	115	3,2	0,574	
PROMEDIO	0,75	3	21,2	19,8	6,58	30,33	19,7	10,667	100	100	77,2	69,6	57	47,8			6,2	0,74			20,5	10,8	12,5	20	0	115	3,2	0,574	
MEDIA ACOTADA (40%)	0,25	2,2	21,2	19,8	6,13	30,33	19,7	10,667	100	100	83	74	57,7	46			6,2	0,77			20,5	10,8	12,5	20	0	115	3,2	0,574	
DESVIACIÓN	0,17	3,5			4,83	0,566	5,02	4,45	0,00	0	27	27	22	19				0,39											

4.3.4.2. Características de identificación y estado.

Se han adoptado como valores de densidad aparente de los depósitos aluviales 21,20 kN/m³, mientras que la densidad seca característica es de 19,80 kN/m³.

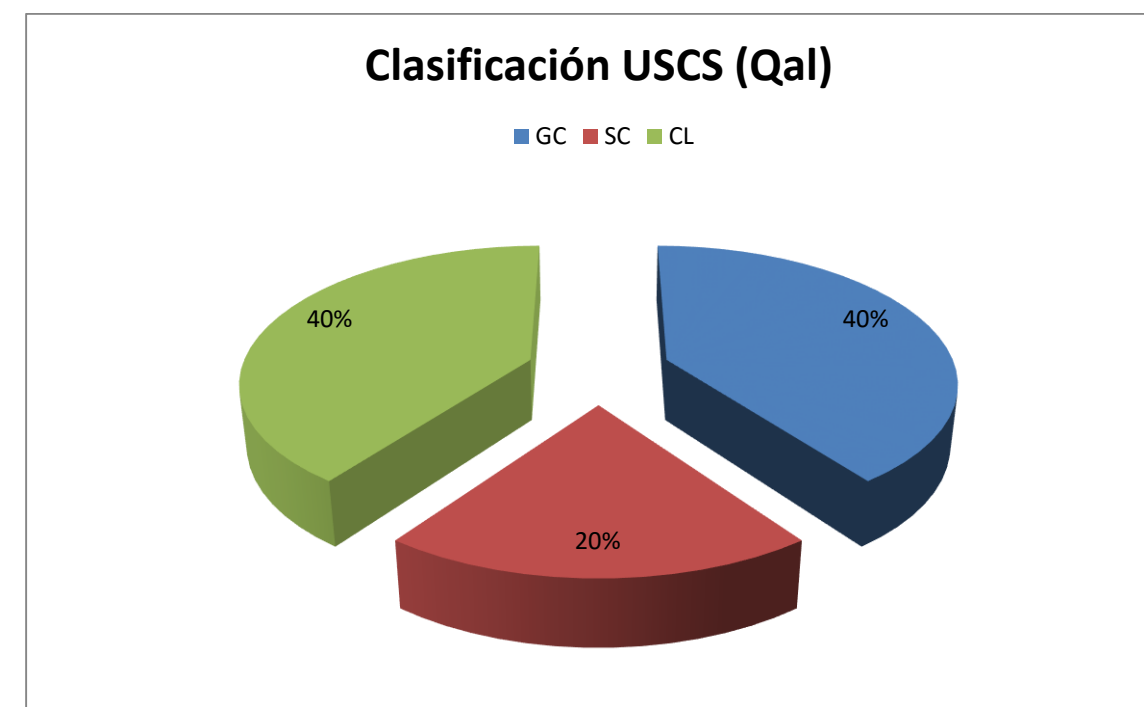
Se han realizado numerosos ensayos de granulometría, donde se aprecia la heterogeneidad de la unidad y la predominancia de finos en la misma.



La humedad natural que presenta esta unidad es del 6%.

La unidad se ha clasificado según la USCS:

- 1 muestra analizada (20 % del total) de arenas arcillosas (SC)
- 2 muestras analizadas (40 % del total) de arcillas inorgánicas poco plásticas o de plasticidad media, con algo de arena y grava (CL).
- 2 muestras analizadas (40 % del total) de gravas arcillosas mezcladas con arenas (GC)



4.3.4.3. Características químicas

Los valores obtenidos se consideran dentro de los rangos considerados como aceptables.

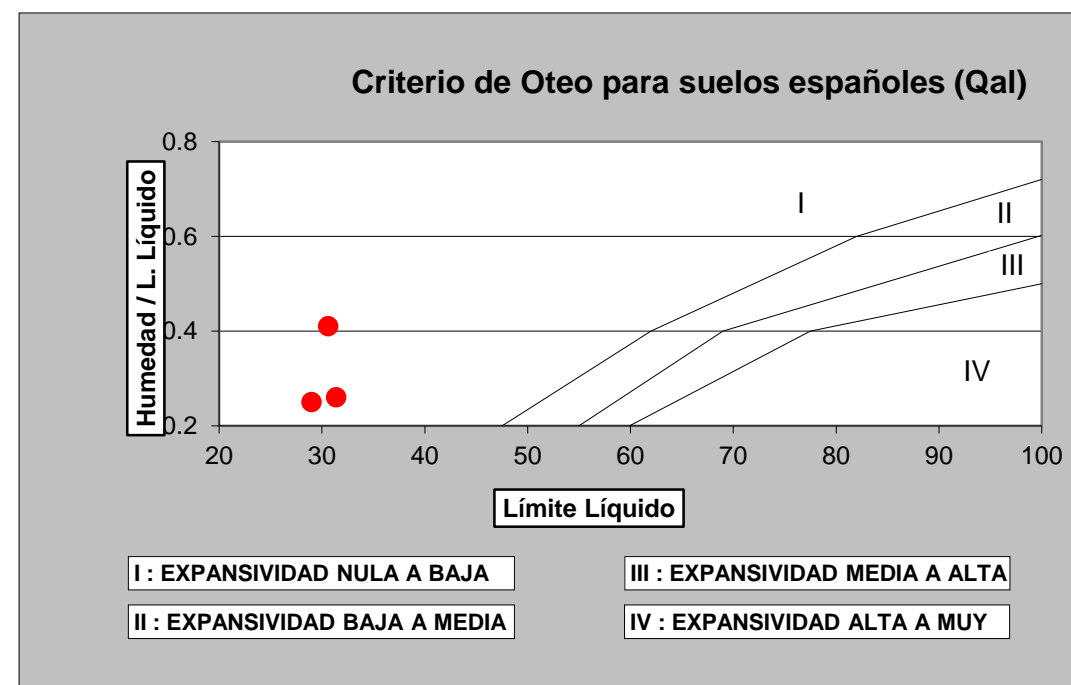
4.3.4.4. Características de deformabilidad y cambio de volumen.

Como no se han realizado ensayos específicos sobre esta unidad para determinar el módulo de deformación de la misma, se ha considerado correcto seguir la correlación propuesta por Web (1974) para las arenas arcillosas, que es como se ha clasificado esta unidad y que se indica a continuación:

$$E \text{ (kp/cm}^2\text{)} = 3,3 (N_{\text{SPT}} + 15)$$

Considerándose un golpeo característico de esta unidad de 30, se ha adoptado un módulo de deformación de **15 MPa**.

Para determinar si la unidad tiene carácter expansivo, al no haberse realizado ningún ensayo específico para conocerlo, se ha seguido el Criterio de Oteo para suelos españoles, determinándose que la expansividad que presenta esta unidad es nula o baja.



4.5. Resumen de la caracterización geotécnica de los materiales

A continuación se adjunta un cuadro resumen con los parámetros geotécnicos deducidos para cada una de las unidades geotécnicas diferenciadas:

4.3.4.5. Características resistentes

Se ha realizado un ensayo de compresión simple obteniéndose **115 kN/m²**.

Al no haberse realizado ensayos específicos de resistencia en esta unidad, a la vista que es muy similar a los depósitos coluvio-aluviales, se ha considerado como válidos para los depósitos aluviales los parámetros resistentes adoptados para los primeros, siendo éstos:

- **C = 20 kPa**
- **$\varphi = 26^\circ$**

4.3.4.6. Reutilización de los materiales Qal

No se prevé excavar estos materiales.

4.4. Tierra vegetal

Parte del tramo discurre por campos de dehesas de encinares, mientras que otra parte discurre por campos destinados a actividades agrícolas y otras destinadas a actividades ganaderas de tipo extensivo.

El espesor medio de tierra vegetal detectado a lo largo de la traza es de 0,30 m.

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARTENTE (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	COHESIÓN EFECTIVA(kPa)	ANGULO DE ROZAMIENTO (º)	ANGULO DE ROZAMIENTO EFECTIVO(º)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
Ceg	Ceg IV-V	20	21.9	5.75	0		40		56.8	
	Ceg I-II		27		490		21		2000	15400
	Ceg III		27		138		18		1300	5300
Terciario (T)	T granular	20.36	22.43	8.6		21		29.5	44.8	266
	T cohesivo	19.7	22.3	12	55		35		79	391
Depósitos cuaternarios	Qal-col	18.7	22.2	9	29		23		38.8	165
	Qcol-al	19	22	7	20		26		32.8	168
	Qal	19.8	21.2	6	20		26		15	115

5. Aspectos relevantes del proyecto

5.1. Agresividad

5.1.1. Metodología

A la hora de realizar un proyecto de estas características un aspecto a tener en cuenta es el estudio de la agresividad del suelo y del agua, todo ello con el objeto de adoptar las medidas necesarias en el caso de que se de alguna de las dos circunstancias.

Para ello se ha empleado la Instrucción EHE del hormigón estructural vigente. En ella se prevén los siguientes tipos de exposición:

Para el caso de suelo, atendiendo al contenido en mg de ión sulfato por kg de suelo seco:

Ataque nulo	Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
<2.000 p.p.m. (<0,2%)	2.000-3.000 p.p.m. (0,2-0,3%)	3.000-12.000 p.p.m. (0,3-1,2%)	>12.000 p.p.m. (>1,2%)

Tipos de exposición según Instrucción EHE

Para el caso de las aguas, los distintos tipos de exposición, según la Instrucción EHE, en función de los parámetros analizados, son:

Ensayo	Ataque nulo	Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
pH	> 6,5	6,5-5,5	5,5-4,5	<4,5
Magnesio (Mg2+) (mg/l)	< 300	300,1	1000-3000	>3000
Sulfato (SO42-) (mg/l)	< 200	200-600	600-3000	>3000
Amonio (NH4+) (mg/l)	<15	15-30	30-60	>60
CO2 (mg/l)	<15	15-40	40-100	>100
Residuo seco (mg/l)	> 150	75-150	50-75	<50

Tipos de exposición, para las aguas según Instrucción EHE

5.1.2. Agresividad del suelo

Para ver la agresividad del suelo en la zona de estudio se cuenta con muestras de suelo tomadas de los sondeos ejecutados tanto para la redacción del Estudio Informativo como para la del Proyecto de Construcción.

Los resultados obtenidos y su grado de agresividad se muestran en la tabla contigua, donde se puede ver que el ataque sería nulo ya que los valores obtenidos en los ensayos no sobrepasan los indicados en la EHE, por lo que no será necesario el empleo de cementos sulforresistentes.

Parámetro	Tipo de exposición			
	Ataque nulo	Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Ión sulfato (mg SO42-/kg)	<2.000 (<0,2%)	2.000-3.000 (0,2 - 0,3 %)	3.000 – 12.000 (0,3 - 1,2 %)	>12.000 (>1,2 %)
Grado de acidez Baumann-Gully (ml/kg)	≤ 200	> 200	(*)	(*)

5.1.3. Agresividad del agua

Para determinar la agresividad del agua reconocida en los sondeos realizados, se han ensayado tres muestras en tres sondeos distintos, cuyos resultados se indican en la siguiente tabla:

ENSAYO	MUESTRAS				
	ST-2+200	ST-3+180	ST-4+310	SV- 5+180	SV- 5+340
PH	7,52	7,59	7,52	7,56	7,79
MAGNESIO (mg Mg2+/l)	90	67	69	85	79
SULFATO (mg SO42-/l)	60	40	84	45	91
AMONIO (mg NH4+/l)	0,22	0,25	1,05	0,17	0,37
CO2 (mg/l)	15-40	15-40	15-40	15-40	<15
RESIDUO SECO (mg/l)	439	443	472	732	505

	Ataque NULO		Ataque DEBIL		Ataque MEDIO		Ataque FUERTE
--	-------------	--	--------------	--	--------------	--	---------------

De los resultados obtenidos se puede concluir que las muestras de agua tomadas presentan contenidos en magnesio, sulfato amonio y residuo seco inferior a los valores umbrales necesarios para ser considerada agresividad química.

Mientras que en el contenido en carbonatos en cuatro de las muestras tomadas se ha obtenido un ataque débil.

Los valores de pH del agua están por encima de 6,5 en todas las muestras, lo que indica que se trata de un ambiente no agresivo.

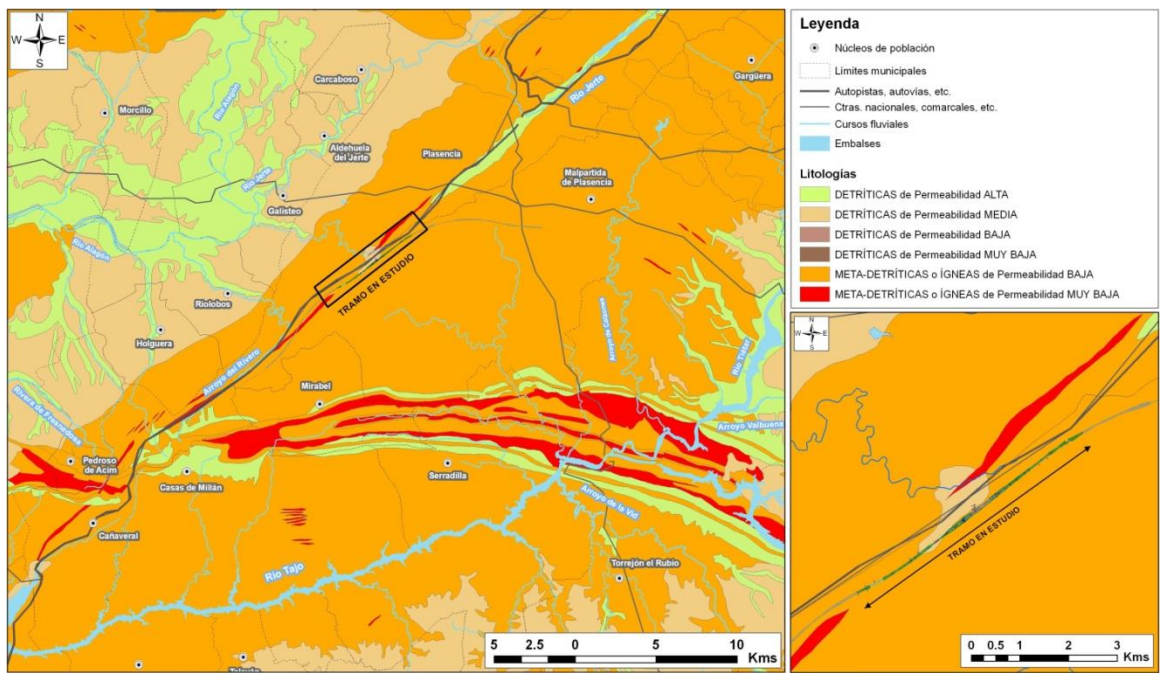
5.1.4. Conclusión de la agresividad

De los resultados obtenidos en los ensayos realizados se concluye que no es necesario el empleo de cementos sulforresistentes en elementos estructurales del hormigón del presente proyecto.

5.2. Permeabilidad y nivel freático

5.2.1. Permeabilidad

Por lo que respecta a la permeabilidad, ésta queda determinada de forma cualitativa a partir de las litologías presentes en la zona. En la figura que se adjunta a continuación se muestran las permeabilidades que ofrecen los materiales en cuestión. Así pues, se observa que el tramo objeto de estudio se compone en su mayoría de litologías detríticas metamorizadas (correspondientes a los metasedimentos del Complejo Esquisto-grauváquico) de permeabilidad baja, en general. El segmento suroccidental, de materiales detríticos, presenta en cambio una permeabilidad media. Por último, las rocas filonianas próximas a la traza presentan permeabilidad muy baja.



5.2.2. Nivel freático

A continuación se indican en dos tablas las profundidades de los niveles freáticos reconocidos en los sondeos realizados tanto para el Estudio Geológico-Geotécnico, como para el Proyecto de Construcción, se han señalado en gris las prospecciones que no afectan directamente al trazado, pero que se han ejecutado sobre los mismos materiales de la zona de estudio:

SONDEO ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	NIVEL FREÁTICO (m)			OBSERVACIONES
	19-abr-2010	20-abr-2010	8-jul-2010	
SR-208+600 (P.K. 0+392)	1,16			
SR-208+980 (P.K. 0+767)	0,46			
SR-209+300 (P.K. 1+088)	0,85			
SR-209+400 (P.K. 1+191)	3,40			
SE-209+710 (P.K. 1+518)	3,10			Se encontró abierto
SR-210+700 (P.K. 2+492)	0,49			Se encontró abierto
SR-211+230 (P.K. 3+010)		0,94		Se encontró abierto
SR-211+700 (P.K. 3+492)				No localizado(sondeo perdido)
SD-211+980 (P.K. 3+745)				No localizado (sondeo perdido)
SE-212+500 (P.K. 4+302)	0,95		2,58	
SE-212+700 (P.K. 4+502)				Acceso imposible (encharcado)
SE-212+900 (P.K. 4+704)				No localizado (campo de trigo)
SE-213+100 (P.K. 4+908)		0,73		
SE-213+300 (P.K. 5+110)				Acceso imposible (encharcado)
SE-213+430 (P.K. 5+226)				Acceso imposible (encharcado)
SR-213+650 (P.K. 5+446)				Acceso imposible (encharcado)

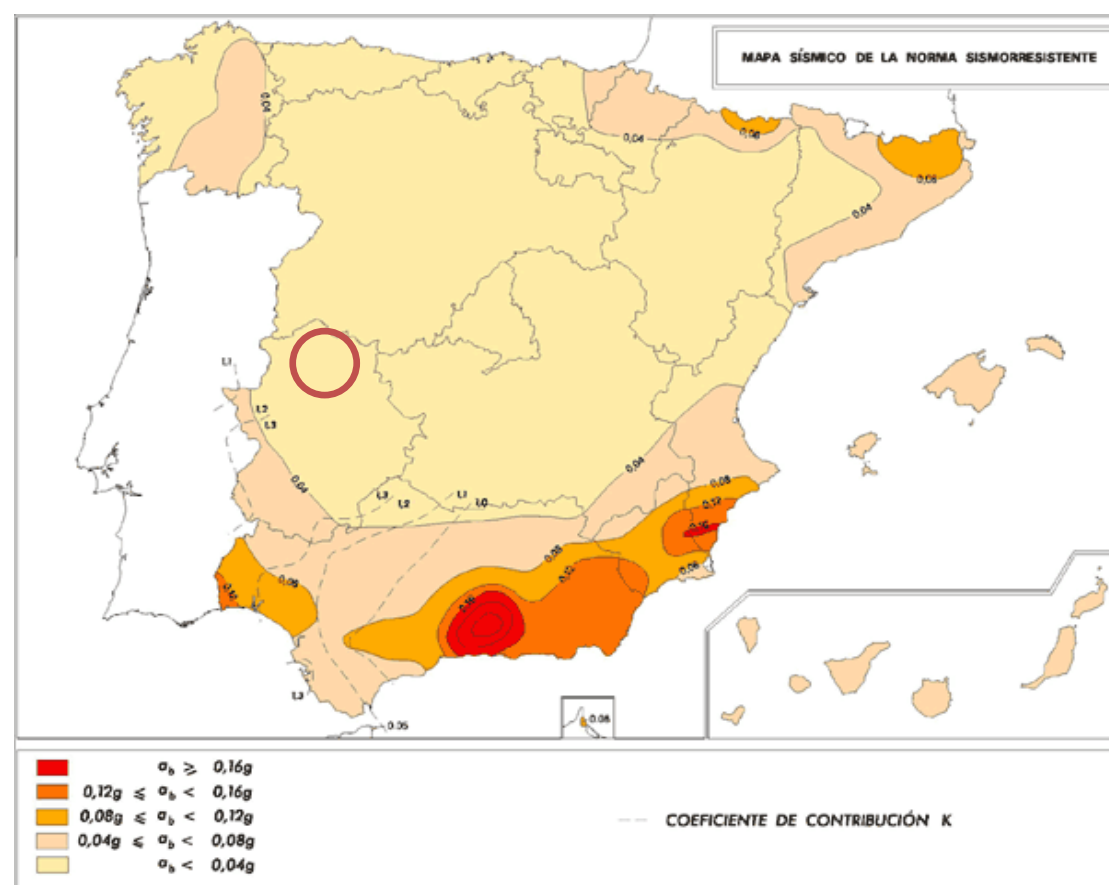
Sondeo Proyecto de Construcción	Fecha	prof.	Niveles Freáticos					Observaciones
	finaz sondeo	SONDEO	23/06/2010	29/06/2010	01/07/2010	06/07/2010	08/07/2010	
ST-0+200	02-07-10	11,70	-	-	-	2,29	6,4	
SE-0+350	01-07-10	13,40	-	-	-	6,31	2,31	
ST-1+000	06-07-10	17,30	-	-	-	-	8,74	
ST-1+360	30-06-10	12,50	-	-	SECO	SECO	SECO	
ST-1+660	30-06-10	12,25	-	-	9,79	5,09	3,91	
ST-1+840	30-06-10	13,00	-	-	10,78	10,79	10,79	
ST-2+220	29-06-10	15,00	-	-	13,36	13,32		
ST-2+590	30-06-10	25,40	-	-	21,82	21,66	21,67	
ST-2+600	30-06-10	25,35	-	-	20,86	20,99	21	
ST-3+180	17-06-10	14,15	9,29	7,73	7,35	6,78	6,59	
ST-3+600	17-06-10	15,60	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	
ST-3+950	16-06-10	15,20	14,15	14,08	13,82	13,57	13,43	
ST-4+310	16-06-10	13,35	8,96	5,84	5,05	3,38	2,95	
ST-4+870	17-06-10	11,55	10,79	9,93	9,07	8,85	8,43	
SV-5+085	06-07-10	30,00	-	-	-	-	1,01	aspersores en funcionamiento
SV-5+180	22-06-10	32,45	-	23,99	22,93	20,85	19,73	
SV-5+260	24-06-10	30,20	-	5,21	2,99	1,01	19,94	
SV-5+340	24-06-10	30,50	-	1,3	1,08	1,09	1,02	
SV-5+420	28-06-10	16,50					1,1	

5.3. Sismicidad

5.3.1. Introducción

Para la realización de este Proyecto de Construcción se ha empleado la "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSR-02)" Real Decreto 997/2002 de 27 de Septiembre.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la figura adjunta. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad g , la aceleración sísmica básica a_b , -un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno- y el coeficiente de contribución K , que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.



5.3.2. Clasificación de las construcciones

A los efectos de esta Norma, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones se clasifican en:

- DE IMPORTANCIA MODERADA: Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.
- DE IMPORTANCIA NORMAL: Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- DE IMPORTANCIA ESPECIAL: Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos así como en reglamentaciones más específicas y, entre ellas, las estructuras pertenecientes a vías de comunicación tales como puentes, muros, etc. que estén clasificadas como de importancia especial en las normativas o disposiciones específicas de puentes de carretera y de ferrocarril.

En este caso, según lo expuesto anteriormente, se asigna importancia especial a todas las obras objeto de este proyecto.

La aplicación de la Norma es obligatoria en las construcciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b es igual o superior a $0,04g$.

El estudio se sitúa en niveles de aceleración sísmica inferior a $0,04g$, por lo cual **no es necesario aplicar la Norma Sismorresistente**.

6. Geotecnia de las obras de tierra

6.1. Metodología

6.1.1. Introducción

El estudio del único desmonte y de los rellenos que aparecen a lo largo del trazado en estudio se ha realizado a partir de la información obtenida de los reconocimientos de campo que se ejecutaron en el "Estudio Geológico-Geotécnico de la Línea Ferroviaria de Alta Velocidad Madrid-Extremadura. Tramo: Talayuela-Cáceres. Subtramo: Malpartida de Plasencia-Estación de Plasencia/Fuentidueña", y para la redacción del este Proyecto de Construcción,

adoptándose unos valores que cumplan las condiciones reflejadas en la PGP 2011 versión 2 que se indicarán a continuación.

Para el análisis de estabilidad tanto del desmonte, como de los rellenos se ha considerado que la estabilidad de éstos viene condicionada por las características del terreno, indicadas en el apartado 3 del presente Proyecto.

Para el análisis de estabilidad del terreno se ha empleado el programa SLIDE Versión 5.0 de Rocscience que se detallará más adelante.

A partir de los resultados de este estudio se han adoptado los taludes de proyecto, teniendo en cuenta también otros criterios de carácter ingenieril, como son la posible evolución de los materiales, etc.

6.1.2. Coeficientes de seguridad adoptados

En el cálculo de la estabilidad del talud se han empleado los siguientes factores de seguridad:

- Talud permanente: $FS > 1,5$
- Talud provisional: $FS > 1,3$
- Situación accidental (sismo): $FS > 1,15$

En el caso que nos ocupa, al no encontrarse la traza en una zona de aplicación de la Norma Sismorresistente (NCSR-02), no se aplicará el factor de seguridad para casos de situación accidental.

6.1.3. Análisis de estabilidad. Programa de cálculo

Para estudiar la estabilidad de los desmontes y los rellenos se ha empleado el programa SLIDE Versión 5.0, de Rocscience.

SLIDE 5.0 es un programa que resuelve problemas de estabilidad de taludes de dos dimensiones basándose en la teoría del equilibrio límite. Calcula el factor de estabilidad o coeficiente de seguridad de un talud para una rotura de tipo circular, por el método Bishop o de las rebanadas y Janbu.

El programa SLIDE se trata de una herramienta informática que usa la teoría del equilibrio límite para obtener el factor de seguridad, frente a roturas circulares o planas a través de la masa, de taludes en roca o suelos por varios métodos de cálculo, permitiendo analizar geometrías complejas con distintas condiciones de cargas externas.

Este programa permite realizar cálculos con diferentes capas de materiales, permitiendo introducir capas discontinuas y de espesor variable, y pudiendo definir grietas de tracción con o sin presencia de agua y capas de suelos rígidas e impenetrables.

Los métodos de cálculo del factor de seguridad frente a la rotura son los siguientes:

- Ordinario o de Fellenius.

- Bishop Simplificado.
- Janbu Simplificado.
- Spencer .
- Morgenstem – Price.
- Cuerpo de Ingenieros.
- GLE (Generalized Limit Equilibrium).

Las superficies de deslizamiento circulares las calcula el programa definiendo un grid o malla de centros y un intervalo de líneas a los que los círculos serán tangentes, permitiéndose también cálculos de estabilidad de superficies de rotura definidas por el usuario, para lo cual se especifica la superficie totalmente mediante líneas o dejando parte de la superficie a tantear delimitada por otras mallas de puntos en los que el programa traza todas las posibles líneas entre los puntos. Estas superficies se pueden limitar mediante grietas de tracción definidas mediante ángulos o líneas, actuando en el primer caso de forma que cuando la tangente al círculo de rotura alcanza el ángulo definido se forma dicha grieta y en el segundo caso se forma la grieta cuando el círculo interseca dicha línea.

Para considerar la presencia de agua, el programa admite las siguientes entradas:

- Definir el coeficiente ru (valor asociado a la presión intersticial en condiciones no drenadas) para cada tipo de suelo.
- Mediante líneas piezométricas para cada tipo de suelo.
- Por medio de curvas de presión intersticial.
- Creando interpolaciones entre distintos valores de presión intersticial, de valores piezométricos o de coeficiente ru especificados por el usuario.
- Mediante valores de presión intersticial o niveles piezométricos, calculados por elementos finitos.

El comportamiento de los materiales se fija mediante sus propiedades, las cuales responden a:

- Parámetros resistentes, cohesión y fricción en totales y/o efectivas.
- Resistencia al corte no drenada.
- Materiales sin resistencia.
- Materiales impenetrables.
- Envoltentes de rotura bilineales.
- Resistencia como una función de la profundidad.
- Resistencia anisótropa.
- Cualquier función de resistencia definida por el usuario.

- Resistencia basada en la tensión normal, pero con un máximo de resistencia no drenada.

En el cálculo se pueden definir cargas externas aplicadas como:

- Bermas de pie.
- Líneas de carga.
- Cargas de anclajes.
- Presencia de geotextiles.
- Cargas sísmicas.

El programa muestra automáticamente el círculo de factor de seguridad mínimo para cada método de cálculo utilizado, pudiéndose analizar todas las posibles superficies de deslizamiento analizadas, facilitando el correspondiente factor de seguridad para cada una de ellas. Las potenciales masas deslizadas son mostradas con todas las rebanadas usadas en el cálculo, o para el caso del círculo de factor de seguridad mínimo el programa muestra el polígono de fuerzas que actúan en cada rebanada, con la siguiente información:

- Peso por unidad de anchura de rebanada.
- Presión intersticial.
- Longitud y anchura de la base de la rebanada.
- Resistencia al corte.
- Ángulo de fricción.
- Una función de la fuerza entre rebanadas.
- Valores m_a (una función del ángulo de fricción del terreno y del ángulo de inclinación de la tangente de la base cada rebanada).
- Las fuerzas normales y tangenciales entre rebanadas.

Además de todos los resultados indicados, el programa puede mostrar multitud de gráficos de variables como variación de la resistencia al corte en función de la distancia, variación del ángulo de fricción en la base para cada rebanada, etc.

Para determinar el asiento producido por los rellenos a lo largo de la traza se ha empleado el programa PHASE 2 versión 7.0, de Rocscience.

6.2. Tierra vegetal

Tal y como se ha indicado en el apartado 3 del presente Proyecto de Construcción, la tierra vegetal será retirada y se acopiará en obra para posteriormente ser reutilizada para la revegetación de los taludes. Tanto la fracción que no sea válida para reutilizar como el exceso de tierra vegetal se enviarán a vertedero.

Mediante los sondeos que se realizaron para la redacción del estudio Geológico-Geotécnico se han estimado los siguientes espesores de tierra vegetal:

TRAMO	ESPESOR DE TIERRA VEGETAL (m)
PK 1+800- 3+705	0,50
PK 3+705- 3+860	0,40
PK 3+860-5+080	0,40
PK 5+420-5+782	0,50

En cualquier caso, de cara a la reutilización de la tierra vegetal para temas ambientales, se ha considerado un espesor medio de tierra vegetal a lo largo de toda la traza de 0,3 m, ya que en las zonas en las que se ha detectado a mayores profundidades las características de esta tierra vegetal son inferiores.

6.3. Saneos

Con respecto a este punto cabe señalar que a priori no sería necesario llevar a cabo ningún saneo sobre la zona objeto de estudio, pues se considera que los materiales del cuaternario poseen buenas características de resistencia, no obstante se pretende hacer una valoración estimativa de los espesores de saneo donde pueda existir cierto grado de incertidumbre, para que se tengan en cuenta en obra si fuera necesario.

Los espesores de saneo estimados son los analizados a continuación

La necesidad de sanear un cierto espesor de suelos viene motivada por causas diferentes dependiendo de si se trata de un relleno o de un desmonte. Para determinar los saneos se ha seguido IGP-2011 versión 2.

El espesor de saneo se ha determinado en función de si el material que va a servir de apoyo al correspondiente relleno cumple las condiciones requeridas para los materiales utilizables en cimiento de terraplenes. Estas especificaciones son:

- Límite líquido inferior al 40%.
- Si el límite líquido es superior a 40 e inferior a 65, el índice de plasticidad será mayor del 73% del límite líquido menos 20. ($IP > 0,73(LL-20)$)
- Asiento en el ensayo de colapso (NLT 254) inferior al 1%.
- El índice CBR será superior o igual a 5 y el hinchamiento, medido en dicho ensayo, será inferior al 2% (100 PM material que pasa por el tamiz 2).
- Cuando existan condiciones de posible saturación, se limitará el contenido en finos.

Además de las especificaciones indicadas, para determinar el espesor de saneo se ha determinado que los materiales cuyos golpes obtenidos tanto en los ensayos SPT $< 10 - 12$ como en los ensayos DPSH que sean < 8 deberán ser saneados.

En el saneo de fondo de desmontes, únicamente aparece un desmonte a lo largo de todo el trazado que se apoyará sobre los depósitos miocenos, en las IGP se indica que se deben cumplir las mismas especificaciones que el Pliego señala para el material de coronación de terraplenes. Estas limitaciones son las siguientes:

- Límite líquido inferior a 40.
- Tamaño máximo inferior a 10 cm.
- El cernido por el tamiz 0,008 UNE será inferior al 40% en peso en la fracción del material inferior a 60 mm (tamiz 60 UNE). Al igual que se indicó anteriormente, este porcentaje no será superior al 15% cuando existan condiciones de posible saturación.
- Índice CBR ≥ 10 .
- Contenido en MO $\leq 1\%$.
- Contenido en sulfatos $\leq 2,5\%$.
- Contenido en sales solubles $\leq 1\%$.
- Hinchamiento libre $\leq 2\%$.
- Colapso en suelos $\leq 1\%$.

Se han estimado los siguientes espesores de saneo a considerar:

RELLENO/DESMONTE	PKs	ESPESOR DE SANE0 (m)
R-3	PK 1+800-3+600	1,50
D-1	PK 3+600- 3+860	1,00
R-4	PK 3+860-5+080	1,50
R-5	PK 5+420-5+782	1,50

6.4. Desmontes

6.4.1. Introducción

En este apartado se analizan los distintos desmontes de la traza, definiéndose los aspectos de excavabilidad del material, posible reutilización, estabilidad de los taludes y otras medidas complementarias.

El presente proyecto contempla la ejecución de un solo desmonte, que se va a estudiar con detalle en este apartado y que se ubica entre los PK 3+600 y PK 3+860, por lo tanto tiene una longitud de 260 m y una altura máxima que no superará los 10 m.

Se apoyará sobre la unidad correspondiente al sustrato terciario.

6.4.2. Excavabilidad

6.4.2.1. Criterios utilizados

En este apartado se estudia la excavabilidad del material existente. La excavabilidad de los materiales depende de su resistencia, de la presencia de discontinuidades que permitan su arranque a través de determinadas familias y finalmente de la maquinaria utilizada. Bajo el término excavabilidad se engloban las siguientes posibilidades:

- Excavable o Ripable: Excavación mediante medios mecánicos
- Excavable con ayuda de voladura: Excavación mediante combinación de medios mecánicos y explosivos
- Voladura: Excavación mediante el empleo de explosivos

Observando el perfil longitudinal, se aprecia que el único desmonte proyectado se ubica en material terciario.

Para determinar la excavabilidad de estos materiales que conforman el sustrato local, se han tenido en cuenta fundamentalmente los datos recopilados en campo, tales como la dificultad de excavación de calicatas y la compacidad/consistencia de cada tipo de suelo.

De esta forma se puede clasificar la unidad de sustrato terciario como **excavable mediante medios mecánicos sencillos**.

6.4.3. Descripción pormenorizada de los desmontes

6.4.3.1. Desmonte del PK 3+600 al PK 3+860

Este desmonte está situado entre los PK 3+600 y PK 3+860 (260 m de longitud) y presenta una altura máxima de 10 m.

El talud se desarrolla en los materiales correspondientes al sustrato terciario cohesivo.

Los reconocimientos disponibles, más cercanos a este desmonte son:

- El sondeo SD 211+980 y la calicata CD 212+000 realizados para el Estudio Geológico-geotécnico, y las calicatas CD 3+700 y CD 3+800 y el sondeo SR 3+600 realizadas para el Proyecto de Construcción.

Se trata de un desmonte en suelos. El perfil estratigráfico consta de los siguientes horizontes:

- De 0,00 a 0,30 m Tierra vegetal.
- De 0,30 m a Prof. Terciario cohesivo

En el sondeo más cercano (SR 3+600) no se ha reconocido nivel freático.

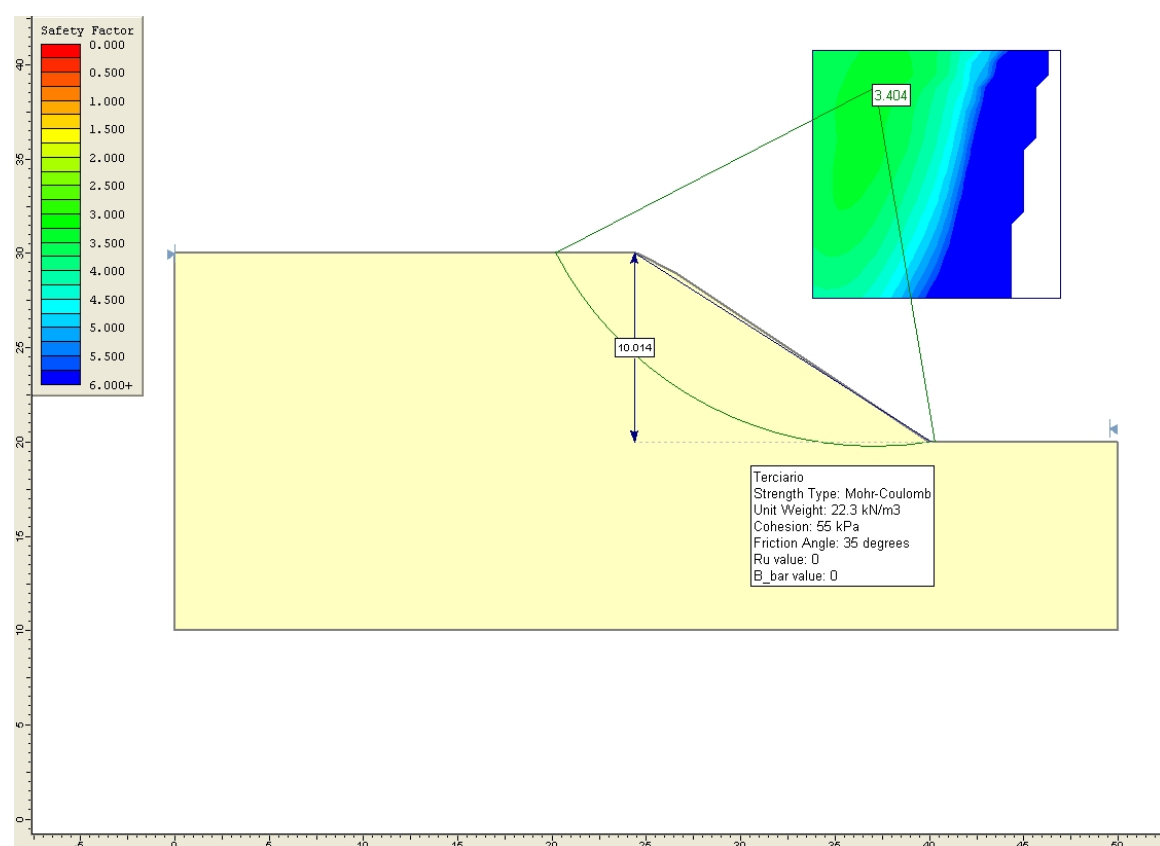
Tal y como se ha indicado con anterioridad la excavabilidad de este material corresponde a excavable con medios mecánicos sencillos.

La estabilidad del talud está gobernada por los parámetros del sustrato terciario cohesivo. Se han realizado dos cálculos al respecto, considerándose el perfil pésimo correspondiente a la altura máxima que se alcanzará en el desmante de 10 m. Uno de los cálculos no tiene en cuenta la influencia del agua, al no haberse reconocido el nivel freático en las prospecciones realizadas en torno a la zona donde se excavará el desmante y otro adoptando una situación pésima, estimando en los materiales afectados por el desmante un coeficiente de presión intersticial para introducir el efecto del agua de $R_u = 0,3$ lo que indica un nivel de saturación del terreno del 60%.

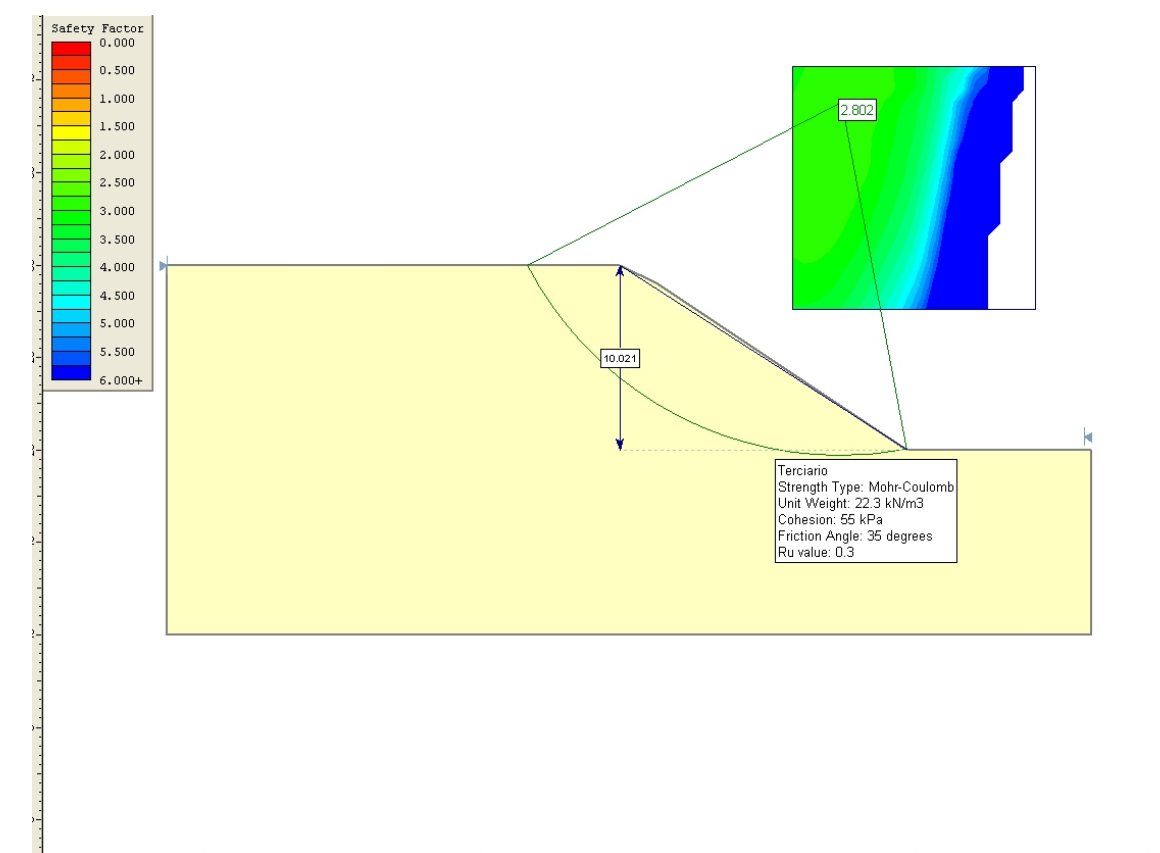
Respecto al talud utilizado en los análisis, se ha adoptado un 3H: 2V, salvo el metro superior, donde se ha adoptado un 2H: 1V.

Del inventario de taludes realizado en su totalidad en la autovía “Ruta de la Plata”, A-66, y como se ha indicado en el apartado correspondiente al inventario de taludes, se ha observado en general unas condiciones de estabilidad buenas, salvo algún reguero y cárcava superficial, aunque la altura de los taludes inventariados son algo menores que el talud en estudio y la inclinación de los mismos también era menor.

A continuación se muestran gráficamente los resultados obtenidos en los análisis realizados con el programa informático SLIDE Versión 5.0, de Rocscience:



Como se puede observar en la salida gráfica obtenida, el factor de seguridad obtenido en el cálculo es generosamente superior a los factores de seguridad adoptados, (talud permanente $> 1,5$).



En este segundo análisis de estabilidad del talud, se supera el factor de seguridad establecido de 1,5 para taludes permanentes, aunque al haberse considerado un valor del 60% de saturación en el sustrato terciario, el factor de seguridad obtenido ha bajado de 3,4 en el caso de considerar el talud seco a 2,8. Se comprueba que el talud continúa siendo estable.

Considerando las observaciones realizadas en el estudio informativo se hacen una serie de recomendaciones a la hora de ejecutar el desmante:

- Disposición de una cuneta en cabecera con una profundidad de al menos 0,70 m.
- Escollera al pie
- Dado que la principal inestabilidad detectada se debe a fenómenos de erosión diferencial entre los niveles cohesivos y granulares, se considera que el tratamiento más efectivo es el de protección de los niveles cohesivos, para lo cual se recomienda realizar un chapado empleando escollera que impidan que la pérdida de cohesión en estos niveles cohesivos derive en caídas puntuales. Este chapado deberá cubrir completamente los niveles cohesivos de más de 2.0 m de potencia realizando un saneo superficial del orden de 0.70 m y colocando la escollera, que se estima de un tamaño mínimo de 275 kg y máximo de 400 kg

En cualquier caso, a la vista de las inestabilidades evidenciadas en los taludes inventariados, que se deben a la pérdida de cohesión por la alternancia apreciada de materiales cohesivos y granulares, se recomienda disponer taludes de desmonte 3H-2V con el metro más superficial 2H-1V y el chapado definido anteriormente en los niveles más cohesivos.

6.4.4. Cuadro resumen desmonte

A modo de resumen con las recomendaciones recogidas en este apartado respecto al único desmonte proyectado en la traza:

DESMONTE	ENTRE PKs	ALTURA MÁXIMA (m)	UNIDADES AFECTADAS	TALUDES ADOPTADOS	SANEO (m)	EXCAVABILIDAD	Capa de forma	OBSERVACIONES
D-1	3+600 - 3+860	7,40	Terciario	3H2V 2H:1V en metro superior	1,00	Excavable con medios mecánicos sencillos	0,40 m	Se recomienda la disposición de una cuneta en cabecera con una profundidad de al menos 0,70 m. Escollera al pie. Chapado de los niveles cohesivos

6.5. Terraplenes

6.5.1. Introducción

En este punto se pretende tratar todos aquellos rellenos artificiales que sirven de soporte a las capas de asiento de la línea ferroviaria de alta velocidad proyectada.

Se distingue como coronación el metro superior del relleno y como núcleo el resto. El terreno de apoyo es el que sirve de asiento a los rellenos, una vez eliminada la tierra vegetal.

Dentro de los rellenos cabe distinguir:

- Terraplén: Extendido y compactación de suelos y de material “todo-uno” procedentes de las excavaciones de la traza o de préstamos aprobados.
- Cuñas de transición: Extendido y compactación de materiales granulares, tratados y sin tratar con cemento, a uno y otro lado de las estructuras de la línea ferroviaria.

Las características geotécnicas de los materiales constituyentes de los rellenos, de plataforma de ferrocarril, se pueden considerar homogéneas, puesto que sólo se emplearán para este cometido aquellos materiales que cumplan las condiciones del PGP 2011 versión 2.

Se ha elaborado un estudio sobre la estabilidad de todos los rellenos. Para realizar este análisis de los rellenos proyectados se ha tenido en cuenta la estratigrafía detectada en los sondeos ejecutados, así como los parámetros geotécnicos de cálculo adoptados en el presente estudio.

6.5.1.1. Requisitos de los materiales a emplear

Antes de iniciar la explotación de un determinado desmonte o préstamo cuyo material se vaya a destinar a la formación de rellenos, se procederá a una primera caracterización del mismo mediante ensayos de granulometría, estabilidad frente al agua (NLT-255) y durabilidad (SDT, "Slake durability test").

Terraplenes

Los materiales a emplear en la ejecución de terraplenes serán suelos o materiales locales que se obtendrán de las excavaciones realizadas en la obra o de préstamos, siempre que cumpla las correspondientes condiciones de puesta en obra, estabilidad, capacidad portante y deformabilidad.

Núcleo del terraplén

Los materiales a emplear en el núcleo de los terraplenes serán suelos o materiales todo uno, como mínimo con las condiciones siguientes:

- Exentos de materia vegetal y con contenido en materia orgánica degradable inferior al uno por ciento (1%).
- En contenido en sulfatos será inferior al dos con cinco por ciento (2,5%).
- Límite líquido inferior a cincuenta (40)
- Si el límite líquido es superior a treinta y cinco (40) e inferior a cincuenta (65), el índice de plasticidad será mayor del setenta y tres por ciento del límite líquido menos veinte ($IP > 0,73 (LL-20)$).
- Asiento en el ensayo de colapso (NLT 254) inferior al uno por ciento (1%).
- El índice CBR será superior o igual a cinco (5) y el hinchamiento, medido en dicho ensayo, será inferior al uno por ciento (2%).
- Cuando existan condiciones de posible saturación, se limitará el contenido de finos.

Coronación del terraplén

En la coronación del terraplén se dispondrá un material de mejor calidad cumpliendo las siguientes limitaciones:

- Límite líquido inferior a cuarenta (40)
- Tamaño máximo inferior a diez centímetros (10 cm).
- El cernido por el tamiz 0,080 UNE será inferior al cuarenta por ciento (40%) en peso en la fracción de material inferior a sesenta milímetros (60 mm) (tamiz 60 UNE). Al igual que se indicó anteriormente, este porcentaje no será superior al quince por ciento (15%) cuando existan condiciones de posible saturación. Estas condiciones se cumplirán en muestras tomadas en el material después de compactado.
- El tamaño máximo no podrá superar los dos tercios (2/3) del espesor de tongada.

Cuando en el cimientado del terraplén haya de disponerse una capa drenante como la definida en el apartado anterior, se dispondrá entre esta capa y el núcleo del terraplén una zona de transición de al menos un metro (1 m) de espesor, con objeto de establecer un paso gradual entre ambos materiales, debiéndose verificar entre dos (2) tongadas sucesivas las siguientes condiciones de filtro:

$$(I_{15}/S_{85}) < 5; (I_{50}/S_{50}) < 25 ; (I_{15}/S_{15}) < 20$$

siendo I_x la abertura del tamiz por el que pasa el $x\%$, en peso, del material de la tongada inferior, y S_x la abertura del tamiz por el que pasa el $x\%$ en peso del material de la tongada superior.

Espaldones del terraplén

En el caso de que se aprecien problemas de erosión en los taludes, podrá exigir la colocación de un sobreancho de dos metros (2,0 m) (o el que considere necesario) de material con porcentaje de finos (pasantes por el tamiz 0,080 UNE) inferior al quince por ciento (15%).

Cuñas de transición

Tienen por objeto proporcionar una transición gradual de deformabilidad entre las obras de fábrica bajo el ferrocarril y el terraplén adyacente. Con este fin, se especifica que el material de este terraplén, en la proximidad a la estructura, está constituido por zahorras y mezclado con cemento en la zona más inmediata al paramento de la obra de fábrica.

Mismas especificaciones que el material de la capa de forma:

- Contenido en MO $\leq 2\%$.
- Tamaño máximo: ≤ 10 cm
- Tamiz 0,080 UNE $< 5\%$, en peso, PUEDE LLEGAR AL 15 % si la fracción fina cumple que el LL < 30 y el IP < 10 .
- Pasante por el tamiz 2 (2mm): $30 \leq \#2\text{mm} \leq 65\%$.
- El porcentaje de cemento deberá ser mayor o igual al 3 % en peso, determinándose en laboratorio la dosificación óptima.
- Desgaste de Los Ángeles ≤ 30
- Micro Deval húmedo ≤ 25
- CBR > 10
- Hinchamiento CBR $< 0,2 \%$.

Tienen por objeto proporcionar una transición gradual de deformabilidad entre las obras de fábrica bajo el ferrocarril o estribos de viaductos, puentes y pérgolas, con el terraplén adyacente. Con este fin, se especifica que el material de este terraplén, en la proximidad a la estructura y de acuerdo con la geometría trapezoidal de la cuña definida en Planos, debe de cumplir todo él las especificaciones que se exigen para el utilizable en capa de forma, aunque su uso real vaya a ser en cuña de transición. Además en determinados supuestos, que resumidamente son los casos de recubrimiento de tierras sobre clave de obra de fábrica, pasos inferiores a aproximadamente medio metro, el material de la cuña debe de estar mezclado con cemento.

En particular, su contenido de finos de baja plasticidad, por debajo del tamiz 0,080 UNE, no será superior al 5%. Si los ensayos indicaran que se trata de finos no plásticos (LL < 25 y IP < 7) el contenido puede llegar hasta el 15%. No obstante, el Director de Obra podría permitir cierta plasticidad en los materiales (LL < 30), que se neutralizaría con la compactación a ejecutar para la cuña.

En cuanto al contenido de cemento del mismo material tratado, no será en ningún caso inferior al 3% de la masa seca del material tratado, determinándose en laboratorio la dosificación óptima a fin de conseguir en cada tongada el módulo de deformación que se especifica más adelante

En aquellas zonas en las que el Proyecto o la Dirección de Obra consideren que existe un espesor determinado de material inadecuado para servir de apoyo a la correspondiente cuña, se procederá al saneo del mismo y sustitución por un material de las mismas características que el resto de la cuña de transición, o bien se realizarán algún tipo de tratamiento geotécnico (columnas de grava, drenes, mechas...).

El Contratista deberá presentar la definición de los trazados de caminos y pistas de obra, los acondicionamientos de los caminos existentes y las servidumbres u ocupaciones temporales previstas para la ejecución de las cuñas, a la aprobación del Director Ambiental de obra.

Indicará asimismo una secuencia detallada y cronológica de las operaciones, con el programa de explotación de préstamos, vertederos y acopios y de las excavaciones de las obras.

El Contratista deberá realizar un reconocimiento detallado de los distintos préstamos y desmontes comprobando los resultados de los estudios geotécnicos del Proyecto y a la vista de ellos proponiendo los tratamientos o técnicas particulares de utilización de los distintos materiales para las diferentes partes de las cuñas. Este plan se someterá a la aprobación de la Dirección de Obra que a la vista del mismo podrá prescribir los estudios o ensayos adicionales oportunos.

La utilización de todo tipo de material y en especial aquél que necesite un tratamiento técnico particular de puesta en obra, o zonificación para su empleo, deberá realizarse después de efectuado un ensayo a gran escala con el material. Este ensayo podrá consistir en la ejecución y seguimiento de las primeras tongadas del correspondiente relleno.

La compactación prescrita en el presente Pliego deberá alcanzarse en todos los puntos, incluido en el borde del talud teórico. Para poder lograr este objetivo, el relleno se realizará con el sobreancho necesario y se eliminarán los materiales excedentes al terminar el mismo con el fin de obtener la geometría del talud teórico de Proyecto.

En todos los rellenos se llevarán a cabo el refino de la capa superior, según las cotas y pendientes de las secciones-tipo en los Planos, antes del extendido de la capa de forma.

Escollera de protección de obras de drenaje en terraplenes

Escolleras

El tamaño del material será, en el sesenta por ciento (60%) del conjunto de la escollera, el correspondiente a un peso por elemento no inferior a treinta y cinco kilogramos (35 Kg). La piedra procederá de cantera y cumplirá las siguientes características físicas y mecánicas:

CARACTERÍSTICA DE LA ROCA	LÍMITE	NORMA DE ENSAYO
Densidad de la roca saturada y superficialmente seca	Mín 2,55 t/m³	NLT-153
Absorción de agua	Máx 2,5 %	NLT-153
Resistencia a la compresión	Mín 100 Mpa	
Coeficiente de desgaste en el ensayo de Los Ángeles	Máx 40	UNE 1097-2:1999
Pérdida de peso después de 5 ciclos de inmersión en sulfato sódico	Máx 10 %	UNE 1367-2:1999

La escollera se apoyará sobre una capa de base que sirva de asiento de la capa de protección y de transición entre ésta y el material subyacente. La capa de base deberá ser más permeable que el material subyacente, e impedirá la fuga de los elementos finos de éste a través de ella. A su vez los finos de la capa de base no deberán poder pasar a través del escollorado; esta última condición puede obligar a ejecutar la base en varias capas diferentes.

6.5.2. Descripción pormenorizada de los rellenos

Los materiales con los que se construirán los rellenos del tramo procederán de préstamo y canteras

A lo largo de todo el trazado se han proyectado 3 rellenos cuya altura máxima en eje es de 12,80 m, en la siguiente tabla se muestran los rellenos previstos:

RELLENO	ENTRE PKs	LONGITUD TOTAL (m)	ALTURA MÁXIMA (m)
R-3	PK 1+800-3+600	2.465	12,00
R-4	PK 3+860-5+080	1.220	10,80
R-5	PK 5+420-5+782	362	12,80

Todos los rellenos se han proyectado con un talud 2H:1V, que es lo indicado por las IGP-2011 versión 2.

Como ya se ha indicado el material previsto para los rellenos procederá de las canteras, graveras próximas y préstamos, será material tipo tolerable o adecuado. Para los cálculos de estabilidad se han adoptado valores típicos de materiales compactados tipo suelo, considerándose los siguientes valores operativos de cálculo:

- Densidad aparente 20.5 kN/m³
- Ángulo de rozamiento 32º
- Cohesión 5 kN/m²

A continuación se hace un estudio pormenorizado de cada uno de los rellenos que contempla el Proyecto.

R-1 (PK 1+800 y PK 3+600)

Este relleno tiene una longitud total de 1.800 m y llega a alcanzar su altura máxima de 12,00 m en torno al PK 3+000.

El talud adoptado para relleno es 2H:1V.

Las investigaciones de campo disponibles a lo largo de este relleno son las siguientes:

- Estudio Geológico-Geotécnico:
 - › CR-210+200, CR-210+900, CR-211+500, CR-211+800
 - › SR-210+700SR-211+230, SR-211+700
 - › PR-210+100, PR-210+410, PR-210+600, PR-210+800PR-211+100, PR-211+400
- Proyecto de Construcción:
 - › CR-2+115, CR-2+400
 - › SR-1+640, SR-2+220, SE-2+590, SE-2+600,, SR-3+180
 - › PE-2+200, PE-2+600, PE-3+040, PE-3+420

El relleno discurre paralelo a la Autovía de la Plata, apoyándose en el sustrato terciario, que en algunas zonas del terraplén se encuentra cubierto por un manto de depósitos cuaternarios, tanto aluviales, como coluvio-aluviales o aluvio-coluviales, de hasta 3,00 m de espesor pero de consistencia media-alta.

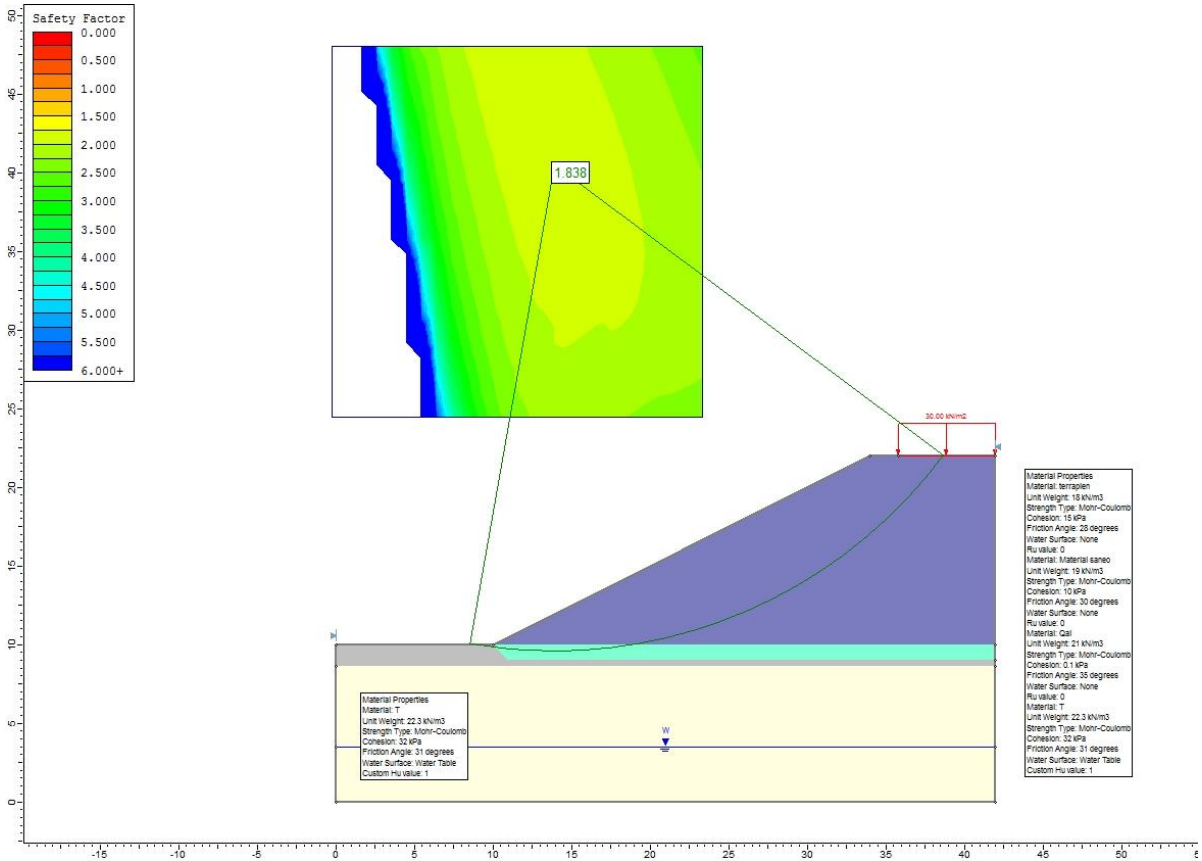
La medida del nivel freático varía desde no haberse reconocido en las prospecciones realizadas como de haberse encontrado a 4,00 m de profundidad el más somero a unos 140 m de distancia del inicio del terraplén.

La estabilidad, tanto del propio relleno como del cimiento, se ha analizado considerándose el perfil más desfavorable, en torno al PK 3+000, con una altura máxima de 12,00 m. Los parámetros empleados han sido los siguientes:

NIVEL	c (KN/m²)	Φ (°)	DENSIDAD (kN/m³)
Terraplén	15	28	18.0
Qal	20	26	22
T	55	35	23

Se ha introducido el nivel freático a una profundidad de 6,50 m.

Se ha adoptado una sobrecarga en la coronación del terraplén de 30 kN/m².



El factor de seguridad obtenido es de 1,83 por lo que resulta que el talud es estable según los factores de seguridad adoptados para taludes permanentes.

Cálculo de asientos R1

Se ha realizado el cálculo de asiento mediante el programa PHASE2 V8.0.

Los parámetros de cálculo considerados en el cálculo de los asientos del terraplén han sido los que se exponen a continuación:

NIVEL	C (KN/m²)	Φ (°)	Densidad aparente (kN/m³)	Módulo deformación (MPa)	Coefficiente Poisson
Terraplén	5	28	18.0	30	0,3
Qal	20	26	22	15	0.3
T	55	35	23	79,0	0,3

A la vista de los diferentes niveles afectados, se ha considerado que la totalidad de los asientos esperado, tanto del cimientó como del cuerpo del terraplén, serán instantáneos (asientos elásticos). La justificación de que solo existirán asientos instantáneos, se debe a:

- Carácter granular del terraplén y del nivel cuaternario
- Sobreconsolidación del nivel terciario

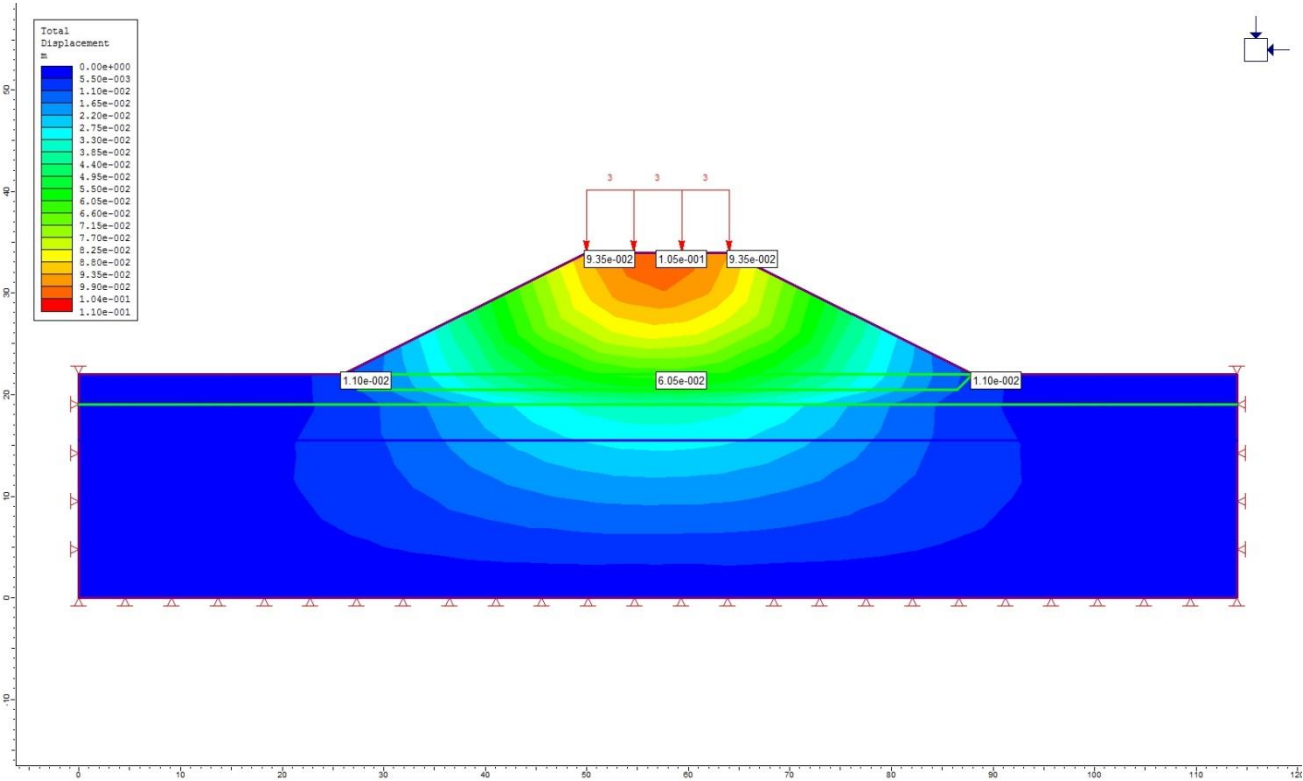
Se han realizado 4 fases de cálculo:

- Fase 1. Situación actual
- Fase 2. Ejecución de un saneo de 1,5 m y disposición del terreno de sustitución
- Fase 3. Ejecución del terraplén proyectado
- Fase 4. Sobrecarga de explotación de 3.0 t/m².

Observaciones:

- Se ha supuesto que previamente a la ejecución del saneo, el terreno natural ha sufrido todos los asientos.
- Se ha simulado el terraplén proyectado con un módulo de deformación de 30 MPa, deducido de los valores de diseño de terraplén (EV2=30 MPa) expuestos en el PGP.
- El terreno de sustitución se ha modelizado con los mismo parámetros que para el caso del relleno.

A continuación se muestran los resultados del cálculo:



Conclusión de asientos

Los asientos máximos esperados en el cimientó del terraplén se estiman en unos 6,05 cm, con unos desplazamientos máximos en coronación del terraplén de 10,5 cm.

A priori, todos los asientos serán instantáneos, produciéndose durante la ejecución del terraplén.

Por todo ello los asientos obtenidos se consideran admisibles.

R-2 (PK 3+860 y 5+080)

Este relleno tiene una longitud total de 1.220m y llega a alcanzar su altura máxima de 10,80 m en torno al PK 5+080, donde finaliza el relleno y comienza el viaducto de Valdelinares.

El talud adoptado para relleno es 2H:1V.

Las investigaciones de campo disponibles a lo largo de este relleno son las siguientes:

- Estudio Geológico-Geotécnico:
 - › CD-212+100CR-212+800, CR-213+000
 - › PR-212+200, PE-212+500, PE-212+700, PE-212+900PE-213+100
 - › SE-212+500, SE-212+700, SE-212+900, SE-213+100
- Proyecto de Construcción:
 - › CR-4+100, CE-4+610, CR-4+700, CR-5+000
 - › SR-3+950, SE-4+310, SE-4+870
 - › PR-4+100, PE-4+600

El relleno discurre paralelo a la Autovía de la Plata, apoyándose en el sustrato terciario, que en algunas zonas del terraplén se encuentra cubierto por un manto de depósitos cuaternarios, tanto aluviales, como coluvio-aluviales o aluvio-coluviales, de hasta 4,00 m de espesor pero de consistencia media-alta.

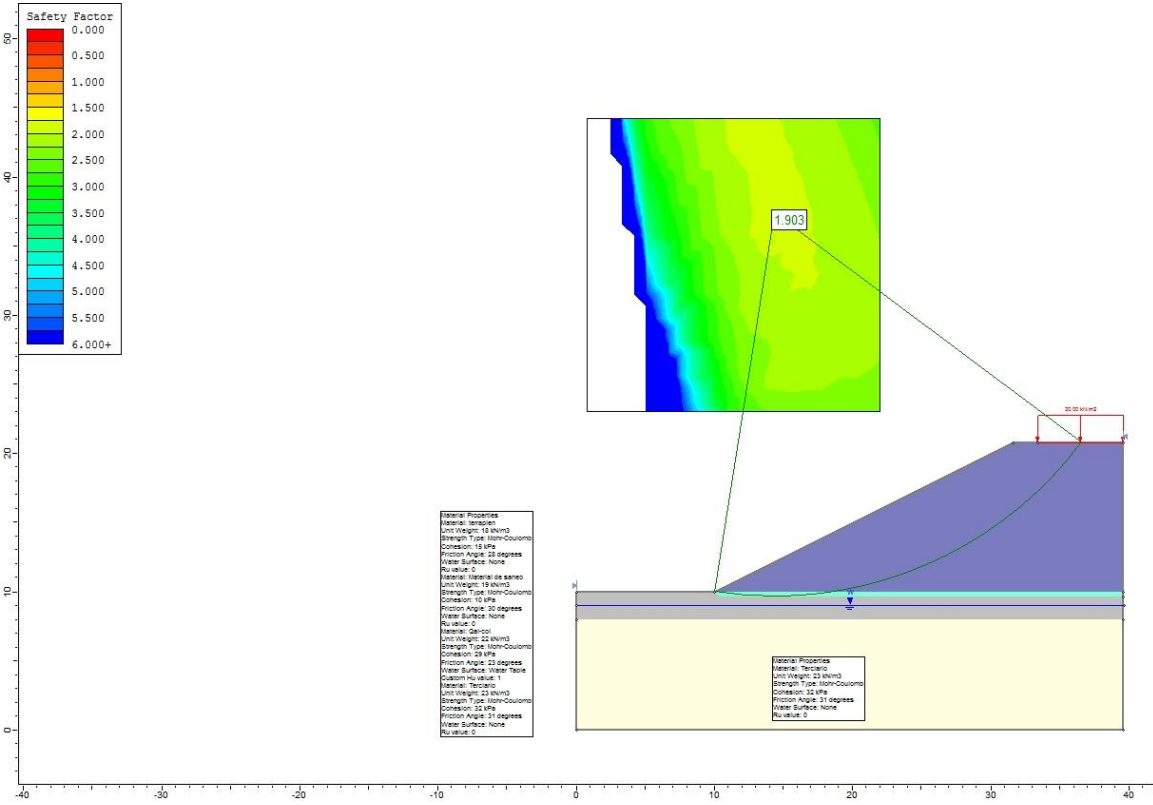
La medida del nivel freático varía de 13,43 m de profundidad hasta 1,00 el más somero en torno al PK 5+080.

La estabilidad, tanto del propio relleno como del cimient, se ha analizado considerándose el perfil más desfavorable, en torno al PK 5+080 con una altura máxima de 10,80 m. Los parámetros empleados han sido los siguientes:

NIVEL	c (KN/m²)	Φ (°)	DENSIDAD (kN/m³)
Terraplén	15	28	18
Qcol-al	20	26	22
T	55	35	23

Se ha introducido el nivel freático a una profundidad de 2,00 m.

Se ha adoptado una sobrecarga en la coronación del terraplén de 30 kN/m².



El factor de seguridad obtenido es de 1,90 por lo que resulta que el talud es estable según los factores de seguridad adoptados para taludes permanentes.

Cálculo de asientos R2

Se ha realizado el cálculo de asiento mediante el programa PHASE2 V8.0.

Los parámetros de cálculo considerados en el cálculo de los asientos del terraplén han sido los que se exponen a continuación:

NIVEL	c (KN/m²)	Φ (°)	Densidad aparente (kN/m³)	Módulo deformación (MPa)	Coefficiente Poisson
Terraplén	15	28	18	30	0,3
Q col - al	20	26	22	15	0,3
T	55	35	22.3	79	0,3

A la vista de los diferentes niveles afectados, se ha considerado que la totalidad de los asientos esperado, tanto del cimientto como del cuerpo del terraplén, serán instantáneos (asientos elásticos). La justificación de que solo existirán asientos instantáneos, se debe a:

- Carácter granular del terraplén y del nivel cuaternario
- Sobreconsolidación del nivel terciario

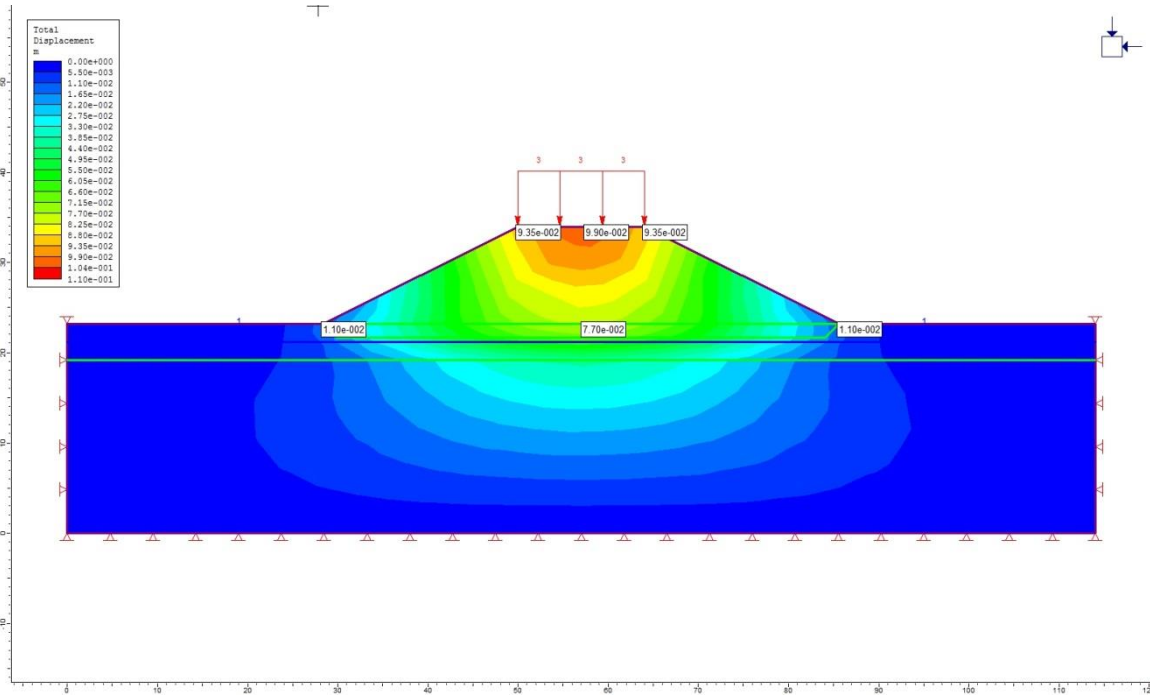
Se han realizado 4 fases de cálculo:

- Fase 1. Situación actual
- Fase 2. Ejecución de un saneo de 1,5 m y disposición del terreno de sustitución
- Fase 3. Ejecución del terraplén proyectado
- Fase 4. Sobrecarga de explotación de 3.0 t/m².

Observaciones:

- Se ha supuesto que previamente a la ejecución del saneo, el terreno natural ha sufrido todos los asientos.
- Se ha simulado el terraplén proyectado con un módulo de deformación de 30 MPa, deducido de los valores de diseño de terraplén (EV2=30 MPa) expuestos en el PGP.
- El terreno de sustitución se ha modelizado con los mismo parámetros que para el caso del relleno.

A continuación se muestran los resultados del cálculo:



Conclusión de asientos

Los asientos máximos esperados en el cimientto del terraplén se estiman en unos 7,70 cm, con unos desplazamientos máximos en coronación del relleno de 9,9 cm.

A priori, todos los asientos serán instantáneos, produciéndose durante la ejecución del terraplén.

Por todo ello los asientos obtenidos se consideran admisibles.

R-3 (PK 5+420 y PK 5+782)

Este relleno tiene una longitud total de 362 m y llega a alcanzar su altura máxima de 12,80 m en torno al PK 5+420 donde finaliza el viaducto de Valdelinares y comienza este relleno hasta el final del tramo de proyecto.

El talud adoptado para relleno es 2H:1V.

Las investigaciones de campo disponibles a lo largo de este relleno son las siguientes:

- Estudio Geológico-Geotécnico:
 - › CR-213+700
 - › PR-213+600
 - › SR-213+650
- Proyecto de Construcción:
 - › SV-5+420
 - › CR-5+500, CR-5+700
 - › PR-5+600

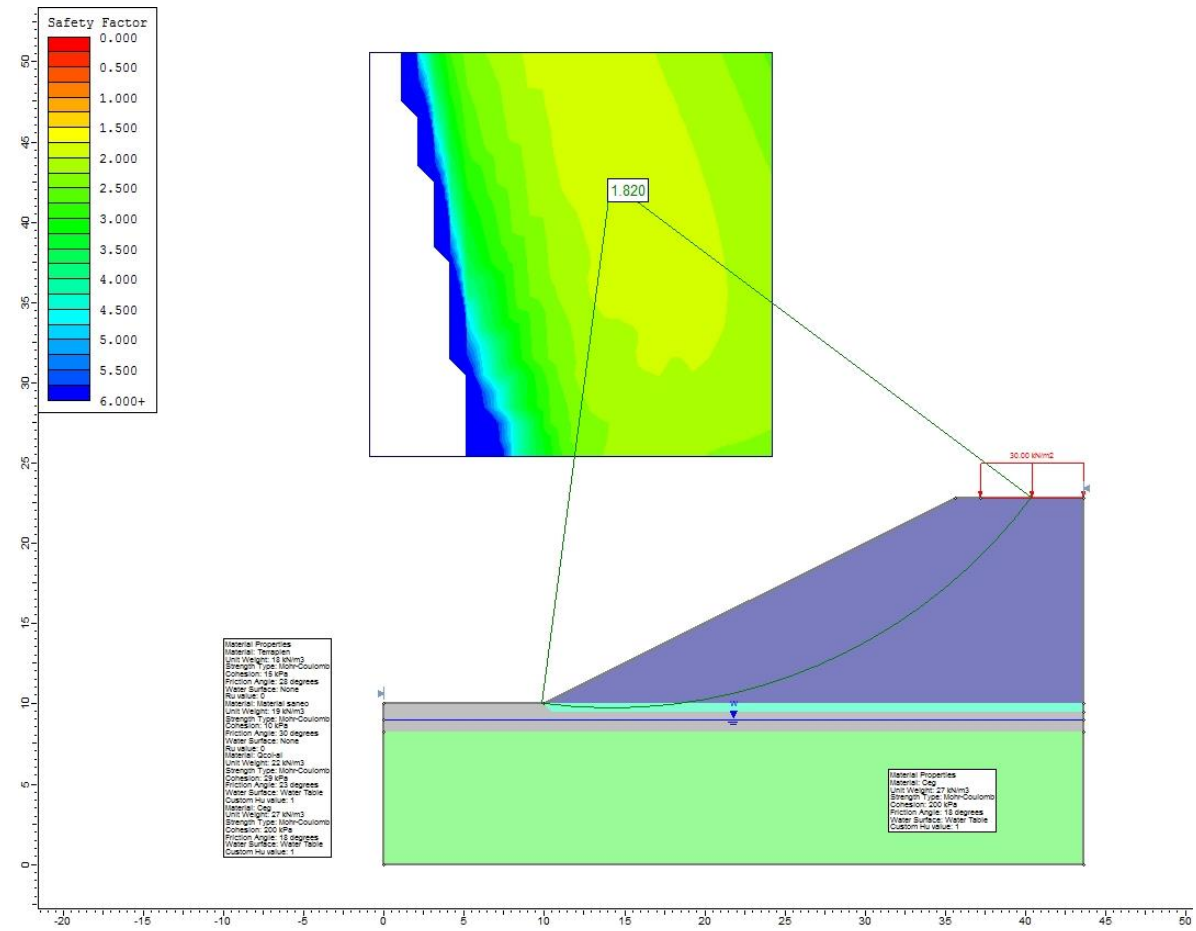
El relleno discurre paralelo a la Autovía de la Plata, apoyándose en el Complejo Esquisto-Grauváquico con grado de alteración de II-IV, disminuyendo el mismo con la profundidad. El relleno comienza sobre unos depósitos cuaternarios coluvio-aluviales de 2,00 de potencia asociados al cauce del arroyo de Valdelinares, que se apoyan sobre el complejo esquisto grauváquico.

La estabilidad, tanto del propio relleno como del cimiento, se ha analizado considerándose el perfil más desfavorable, en torno al PK 5+420 con una altura máxima de 12,80 m. Los parámetros empleados han sido los siguientes:

NIVEL	c (KN/m²)	Φ (°)	DENSIDAD (kN/m³)
Terraplén	15	28	18
Qcol-al	20	26	22
Ceg III	138	18	27

Se ha introducido el nivel freático a una profundidad de 1,00 m.

Se ha adoptado una sobrecarga en la coronación del terraplén de 30 kN/m².



El factor de seguridad obtenido es de 1,82 por lo que resulta que el talud es estable según los factores de seguridad adoptados para taludes permanentes.

Cálculo de asientos

Se ha realizado el cálculo de asiento mediante el programa PHASE2 V8.0.

Los parámetros de cálculo considerados en el cálculo de los asientos del terraplén han sido los que se exponen a continuación:

NIVEL	c (KN/m²)	Φ (°)	Densidad aparente (kN/m³)	Módulo deformación (MPa)	Coefficiente Poisson
Terraplén	15	28	18	30	0,3
Q col -al	20	26	22	15	0,3
Ceg III	138	18	27	1300	0,27

A la vista de los diferentes niveles afectados, se ha considerado que la totalidad de los asientos esperado, tanto del cimientó como del cuerpo del terraplén, serán instantáneos (asientos elásticos). La justificación de que solo existirán asientos instantáneos, se debe a:

- Carácter granular del terraplén y del nivel cuaternario
- Los esquistos en un nivel de roca.

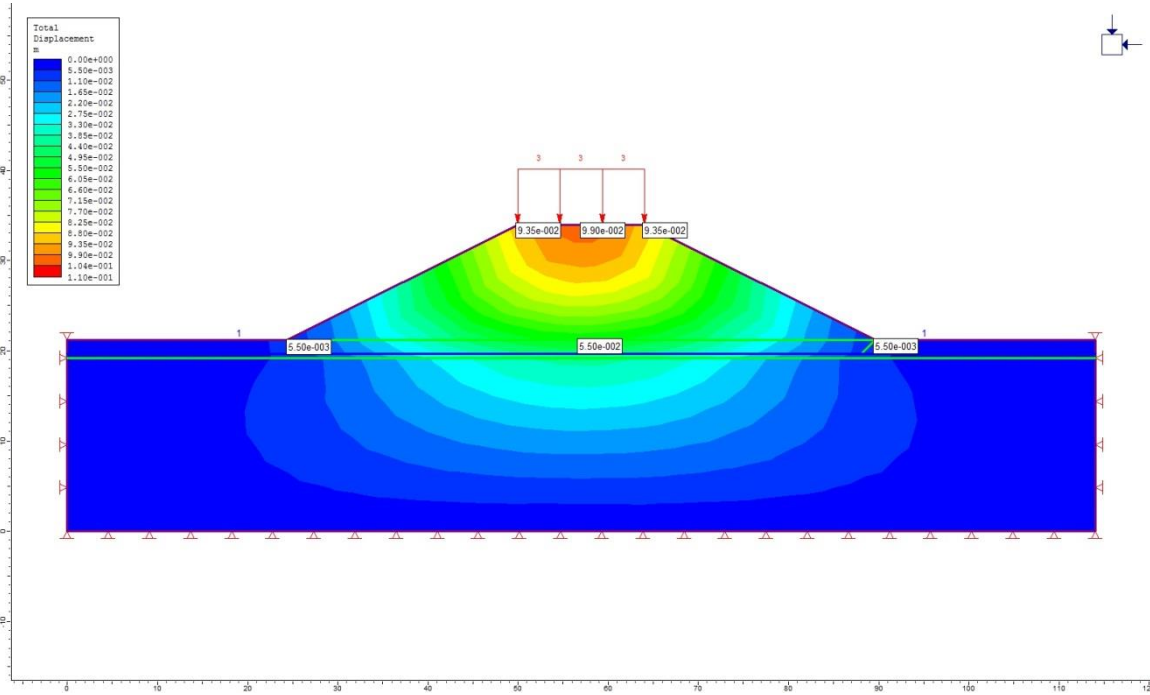
Se han realizado 4 fases de cálculo:

- Fase 1. Situación actual
- Fase 2. Ejecución de un saneo de 1,5 m y disposición del terreno de sustitución
- Fase 3. Ejecución del terraplén proyectado
- Fase 4. Sobrecarga de explotación de 3.0 t/m².

Observaciones:

- Se ha supuesto que previamente a la ejecución del saneo, el terreno natural ha sufrido todos los asientos.
- Se ha simulado el terraplén proyectado con un módulo de deformación de 30 MPa, deducido de los valores de diseño de terraplén (EV2=30 MPa) expuestos en el PGP.
- El terreno de sustitución se ha modelizado con los mismo parámetros que para el caso del relleno.

A continuación se muestran los resultados del cálculo:



Conclusión de asientos

Los asientos máximos esperados en el cimientó del terraplén se estiman en unos 5,50 cm, con unos desplazamientos máximos en coronación del relleno de 9,9 cm.

A priori, todos los asientos serán instantáneos, produciéndose durante la ejecución del terraplén.

Por todo ello los asientos obtenidos se consideran admisibles.

6.5.3. Cuadro resumen de los rellenos

A continuación se incluye un cuadro resumen de los rellenos proyectados.

RELLENO	PK-PK	LONGITUD (m)	ALTURA MÁXIMA (m)	TALUD	INVESTIGACIONES REALIZADAS	FORMACIÓN DE APOYO	TIPO DE RELLENO
R-1	1+800-3+600	2.465	12,00	2H:1V	CR-210+200, CR-210+900, CR-211+500, CR-211+800 SR-210+700SR-211+230, SR-211+700 PR-210+100, PR-210+410, PR-210+600, PR-210+800PR-211+100, PR-211+400 CR-2+115, CR-2+400 SR-2+220, SE-2+590, SE-2+600, SR-3+180 PE-2+200, PE-2+600, PE-3+040, PE-3+420	Terciario	Terraplén
R-2	3+860-5+080	1.220	10,80	2H:1V	CD-212+100, CR-212+800, CR-213+000 PR-212+200, PE-212+500, PE-212+700, PE-212+900PE-213+100 SE-212+500, SE-212+700, SE-212+900, SE-213+100 CR-4+100, CE-4+610, CR-4+700, CR-5+000 SR-3+950, SE-4+310, SE-4+870 PR-4+100, PE-4+600	Terciario	Terraplén
R-3	5+420-5+782	362	12,80	2H:1V	CR-213+700 PR-213+600 SR-213+650 SV-5+420 CR-5+500, CR-5+700 PR-5+600	Ceg	Terraplén

7. Geotecnia de estructuras

7.1. Metodología

7.1.1. Introducción

Para abordar el estudio de las cimentaciones se han considerado las propiedades geotécnicas de las distintas formaciones que atraviesa la traza, diferenciándose el comportamiento de los materiales con tratamiento de suelo, de las formaciones cuyo estudio corresponde a la Mecánica de Rocas.

En estas condiciones, se han establecido los criterios a utilizar en cada estructura en estudio, estableciéndose el valor de la carga admisible de diseño, así como el comportamiento de la estructura frente a los asentos.

7.1.2. Cimentaciones superficiales. Zapatas

7.1.2.1. Cimentación superficial en terreno cohesivo

• Introducción:

En terrenos cohesivos la tensión admisible del terreno se encuentra limitada por un doble concepto: por un lado la carga que produce el hundimiento de la cimentación y por otro lado la que señala el máximo asiento tolerable.

El proceso que se ha seguido ha sido calcular la carga admisible por hundimiento del terreno y comprobar si el asiento que dicha carga produce es tolerable.

La profundidad de cimentación viene también definida por dos aspectos: por una parte se ha de profundizar hasta alcanzar un material en el que se considere aceptable cimentar. Por otra parte, el aumento de la altura de tierras que queda por encima del plano en el que apoya la zapata produce un incremento en la carga admisible del terreno.

• Carga admisible por hundimiento

Para el cálculo de la carga admisible por hundimiento de los materiales afectados por la cimentación se han seguido las indicaciones de la publicación "*Foundation Engineering Hand – Book*" (Winterkorn & Hsai-Yang) en donde se utiliza la fórmula de Brinch – Hansen:

$$q_h = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

- q_h = carga de hundimiento
- c = cohesión del suelo considerado
- q = carga uniformemente distribuida debida a la porción de suelo que queda por encima del plano en el que apoya la zapata
- γ = peso específico del suelo

- B = ancho de la zapata
- N_c, N_q, N_γ = coeficientes adimensionales, que dependen del ángulo de rozamiento interno.
- Se denomina carga admisible, q_{adm} , al valor que resulta de dividir la carga de hundimiento, q_h , por el coeficiente de seguridad, F , esto es:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F}$$

En los cálculos realizados se ha tomado para F el valor de 3.

Los parámetros que aparecen en la fórmula siguen las siguientes expresiones:

- $N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$
- $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$
- $N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi$

Siendo:

- φ = ángulo de rozamiento interno del terreno

En terrenos de baja permeabilidad (arcillosos), la carga de hundimiento puede expresarse en función de la resistencia al corte sin drenaje $s_u = q_u/2$, siendo la expresión de Brinch-Hansen, para la condición de sin drenaje ($\phi' = 0$), la dada por

$$q_{hund} = 5,14 S_u + q$$

Siendo:

- S_u la resistencia al corte sin drenaje del terreno.

• Asientos

El cálculo del asiento se ha realizado aplicando el "método elástico" según la expresión:

$$S_i = \frac{q \cdot B \cdot L (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \sqrt{BL}}$$

Siendo:

- q = Carga aplicada
- B = Ancho de la zapata
- L = Longitud de la zapata
- ν = Coeficiente de Poisson

E = Módulo de deformación

7.1.2.2. Cimentación superficial en terreno granular

En terrenos granulares, la carga admisible se determinará en función del asiento admisible (S) y del número de penetración estándar (N), mediante las siguientes expresiones debidas a Terzaghi y Peck:

$$Q_{adm} = \frac{N \cdot S}{12} \left[\frac{B + 0.3}{B} \right]^2 \rightarrow B > 1.20$$
$$Q_{adm} = \frac{N \cdot S}{8} \rightarrow B \leq 1.20$$

Donde:

- N = Número de golpes de SPT o del ensayo de penetración dinámica en la zona de influencia de la cimentación.
- S = asiento máximo en pulgadas.
- B = ancho de zapata en metros.
- Q_{adm} = Carga admisible en kg/cm²

7.1.2.3. Cimentación superficial en roca

La presión admisible puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$p_{v adm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}}$$

Donde:

- $P_{v adm}$ = Presión admisible.
- p_0 = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa
- q_u = resistencia a compresión simple de la roca sana
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas, según se indica a continuación.

• Influencia del tipo de roca

A igualdad de grado de alteración y de espaciado del diaclasado, existen rocas cuya estructura es más proclive a contener planos de debilidad no detectados en los sondeos ni en los ensayos de compresión simple, que a veces se realizan con muestras de pequeño tamaño.

Atendiendo a este aspecto, las rocas pueden clasificarse en varios grupos, partiendo de un primer grupo en el que no se temen fisuras o grietas no detectables por los reconocimientos y terminando en un cuarto grupo en el que el tipo de formación rocosa es proclive a contener

otros planos de debilidad aparte de los detectables con los trabajos de censo de litoclasas o con los ensayos de compresión simple realizados en laboratorio a pequeña escala.

El parámetro α_1 puede determinarse en laboratorio ensayando muestras a tracción (o tracción indirecta) para medir la relación que existe entre la resistencia a tracción simple q_t y la resistencia a compresión simple q_u .

El valor del parámetro α_1 será:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot q_t}{q_u}}$$

A falta de información específica respecto a este parámetro se puede utilizar el valor que se obtenga de la tabla siguiente:

Grupo nº	Nombre genérico	Ejemplos	α_1
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	Calizas, dolomías y mármoles puros. Calcarenitas de baja porosidad	1,0
2	Rocas ígneas y metamórficas	Granitos, cuarcitas, andesitas, riolitas, pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)	0,8
3	Rocas sedimentáreas y algunas metamórficas	Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados, pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada), yesos	0,6
4	Rocas metamórficas	Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados, margas	0,4

• Influencia del grado de meteorización

El grado de meteorización de la roca debe medirse de acuerdo con la escala que se indicó en una tabla anterior. Para caracterizar el grado de meteorización correspondiente a la roca que existe en el entorno de la cimentación, se usará el mayor grado de alteración que pudiera existir hasta alcanzar una profundidad igual a $1,5B^*$, medida bajo el plano de apoyo.

Los valores que se recomiendan para establecer el valor del parámetro α_2 son los siguientes:

Grado de meteorización	Nombre genérico	α_2
I	Roca sana o fresca	1,0
II	Roca ligeramente meteorizada	0,7
III	Roca moderadamente meteorizada	0,5
IV	Roca meteorizada a muy meteorizada	Estudio como suelo
V	Roca completamente meteorizada	Estudio como suelo
VI	Suelo residual	Estudio como suelo

• Influencia del espaciamiento entre litoclasas

La separación entre litoclasas debe caracterizarse de dos formas diferentes:

- Mediante censo de litoclasas en afloramientos próximos a la zona de cimentación.
- Midiendo el valor del RQD en los sondeos mecánicos.

En todo caso, la zona de referencia será el volumen de roca situado bajo la cimentación hasta una profundidad igual a 1,5B*.

Partiendo de estos datos, se calcula α_3 como el mínimo de entre los valores siguientes:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}); \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}};$$

Donde:

- s = espaciado entre las litoclasas expresado en m. Se utilizará el correspondiente a la familia de diaclasas que conduzca a un valor menor.
- 1m = valor que se utiliza para hacer adimensional la expresión correspondiente.
- RQD = valor del parámetro “Rock Quality Designation”, expresado en tanto por ciento.

7.1.3. Cimentación profunda en suelos

La carga de hundimiento de un pilote aislado viene definida por la siguiente expresión:

$$Q_h = Q_p + Q_f$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

$$Q_f = \sum q_f \cdot A_f$$

Donde:

q_p = Resistencia unitaria por punta

A_p = Área de la punta

q_f = Resistencia unitaria por fuste

A_f = Área del fuste

La carga admisible del pilote resulta de dividir la carga de hundimiento por el coeficiente de seguridad.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{h_p}}{FS_p} + \frac{Q_{h_f}}{FS_f}$$

En los cálculos realizados se ha adoptado un $FS = 3$ para la punta y un $FS = 2$ para el fuste.

Resistencias Unitarias

Para la determinación de las resistencias unitarias se ha seguido las indicaciones reflejadas en el “Código Técnico de la Edificación” donde se incluye el método basado en el SPT y ensayos de penetración dinámica.

Resistencia por punta

$$q_p = N f_N \text{ (MPa)}$$

Donde:

q_p = Resistencia unitaria por punta.

$f_N = 0,4$ para pilotes hincados

$f_N = 0,2$ para pilotes hormigonados in situ

N = Valor medio del ensayo SPT, promediado en la zona de la punta.

Resistencia por fuste

La resistencia unitaria por fuste en suelos granulares puede considerarse igual al valor siguiente:

$$\tau_f = 2,5 N \text{ (kPa)}$$

Donde:

N = Valor del índice N del ensayo SPT, correspondiente a cada profundidad de cálculo.

Tope Estructural

El tope estructural o carga nominal es el valor de cálculo de la capacidad resistente del pilote. Se debe comprobar, que la sollicitación axial sobre cada pilote, no supere este tope.

El tope estructural depende de:

- a) la sección transversal del pilote
- b) el tipo de material del pilote
- c) el procedimiento de ejecución
- d) el terreno.

Los valores del tope estructural se adoptarán de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{tope} = \sigma \cdot A$$

Siendo:

σ = Tensión del pilote

A = Área de la sección trasversal.

A continuación se indican los valores recomendados para el tope estructural de los pilotes.

		Tipo de Apoyo	
		Suelo firme (MPa)	Roca(MPa)
Perforados	Entubados	5	6
	Lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3,5	-
	Barrenados con control de parámetros	4	-

Se adopta como tope estructural 5 MPa.

Empotramiento

Para poder contar con la totalidad de la resistencia en punta de los pilotes se considera que el empotramiento según se determina en el CTE, es de 6D por encima de la punta y de 3D por debajo de ésta.

7.1.4. Coeficiente de balasto vertical

El coeficiente de balasto para una pequeña superficie cargada en terreno homogéneo se deduce directamente de la pendiente de la curva presión-asiento en un ensayo de carga con placa.

Sin embargo, al aumentar la superficie cargada los asientos serán mayores para la misma presión (la carga afecta a un mayor volumen de terreno) y, por tanto, K disminuirá.

Esto plantea el problema de que el coeficiente de balasto no es una constante del terreno, sino que depende del nivel de presiones alcanzado y de las dimensiones del área cargada. Existe, por tanto, una clara desventaja frente a los modelos elásticos, ya que los parámetros E y ν sí constituyen características del terreno independientes del área cargada (al menos en los casos normales ya que el terreno puede presentar un comportamiento lineal, fluencias plásticas, etc., no reproducibles con modelos sencillos.

El coeficiente de balasto para placas de carga de 0,30 x 0,30 m² (K₃₀) es lo que se puede denominar un valor de regencia, sobre el que existen bastantes datos ya que es el tamaño usual de los ensayos de carga con placa. En el siguiente cuadro se indican los valores estimativos dados por Terzaghi en 1955.

VALORES DE K ₃₀ PROPUESTOS POR TERZAGUI	
SUELO	K ₃₀ (Kp/cm³)
Arena seca o húmeda	
Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
Media	1,92-9,60 (4,0)
Compacta	9,60-32 (16,0)
Arena sumergida	

VALORES DE K ₃₀ PROPUESTOS POR TERZAGUI	
SUELO	K ₃₀ (Kp/cm³)
Suelta	(0,8)
Media	(2,5)
Compacta	(10,0)
Arcilla	
q _u = 1-2 Kp/cm²	1,6-3,2 (2,5)
q _u = 2-4 Kp/cm²	3,2-6,4 (5,0)
q _u > 4Kp/cm²	> 6,4 (10)

* Entre paréntesis los valores medios propuestos.

El coeficiente de balasto para cimentaciones reales, en el caso de tratarse de zapatas cuadradas de ancho b (m), Terzaghi (1955) sugirió extrapolar los valores de K₃₀ mediante las expresiones siguientes:

$$K = K_{30} \cdot \frac{0,3}{b}$$
 Suelos cohesivos

$$K = K_{30} \cdot \left(\frac{b + 0,3}{2 \cdot b} \right)^2$$
 Suelos granulares

En el caso de zapatas rectangulares b x L, la expresión es válida para suelos cohesivos y granulares:

$$K = \frac{2}{3} \cdot K \cdot \left(1 + \frac{b}{2 \cdot L} \right)$$

7.1.5. Coeficiente de balasto horizontal

Para el cálculo de movimientos horizontales del pilote se podrá utilizar la teoría de la “viga elástica” o del “coeficiente de balasto”:

El módulo de balasto K_s tiene dimensiones de fuerza dividida por longitud al cubo y se debe estimar por alguno de los procedimientos que se citan a continuación:

- Mediante pruebas de carga horizontal, debidamente interpretadas.
- Mediante información local, debidamente contrastada.
- En función del resultado de ensayos presiométricos o dilatométricos realizados en sondeos.
- Mediante correlaciones empíricas.

Cuando se utilicen los resultados de ensayos presiométricos, se determinará el módulo de balasto horizontal mediante la expresión:

$$K_s = \alpha \cdot \frac{E_p}{D}$$

Siendo:

- E_p = el módulo presiométrico.
- D = el diámetro del pilote $> 0,3$ m
- α = un factor adimensional que depende del tipo de terreno y oscila entre 1,5 para arcillas y 3 para suelos granulares.

Cuando se utilicen correlaciones empíricas para determinar el coeficiente de balasto se distinguirá entre:

- Arenas
- Arcillas

En arenas se podrá admitir que el módulo de balasto depende no sólo de la profundidad z , sino también del diámetro del pilote, D según indica la expresión:

$$K_s = n_h \cdot \frac{z}{D}$$

Siendo:

- n_h = el valor de la tabla contigua.

Tabla F.5.- Valores de " n_h " en MPa/m³

Compacidad de la arena	Situación respecto al nivel freático	
	Por encima	Por debajo
Floja	2	1,2
Media	5	3
Compacta	10	6
Densa	20	12

En arcillas se podrá suponer que el módulo de balasto es proporcional a su resistencia al corte sin drenaje, c_u , e inversamente proporcional al diámetro del pilote, D , según la siguiente expresión:

$$K_s = 67 \cdot \frac{c_u}{D}$$

7.1.6. Recomendaciones generales de cimentación

Al margen de los estudios particulares, de cada cimentación, que se realiza más adelante, a continuación se establecen una serie de recomendaciones de tipo general a tener en cuenta en su ejecución y diseño.

7.1.6.1. Zapatas

No se deberá realizar la excavación del terreno de apoyo de la cimentación hasta el momento en el que vaya a procederse al hormigonado de la misma, debido a la degradación que puede sufrir, al quedar expuesto a la acción de los agentes atmosféricos.

En el caso de que sean de temer retrasos entre la fase de excavación y de hormigonado, se recomienda dejar al menos 0,5 m. de material sin excavar por encima del nivel de cimentación, el cual será retirado posteriormente, debiéndose proteger el fondo con un hormigón de regularización.

Las zapatas deberán tener un recubrimiento mínimo por encima de su plano superior de 0,5 m con objeto de que no sobresalgan del terreno.

En caso de que durante las labores de excavación de ejecución de las cimentaciones se observen afluencias de agua, se deberá disponer de sistemas de rebajamiento (zanjas, pozos,...) exteriores a la cimentación, para impedir que su estancamiento pueda afectar al terreno de cimentación.

Las profundidades de cimentación indicadas en el estudio particular se deducen de los puntos de investigación, por tanto el fondo de las excavaciones deberá ser inspeccionado por algún técnico especializado que confirme los supuestos del proyecto antes de proceder al hormigonado.

7.1.6.2. Pilotes

En la ejecución de los pilotes en materiales arcillosos, potencialmente alterables, se deberán utilizar lodos bentoníticos, como fluidos de excavación, para evitar la alteración de las paredes y garantizar el sostenimiento de las mismas.

El hormigonado se realizará de modo continuo bajo los lodos, mediante tubo tremie, de modo que al inyectar el hormigón en el fondo, estos se desplacen hacia arriba.

En el proceso de hormigonado se deberá prestar especial cuidado en asegurar que quede, en toda su longitud y su sección completa, sin huecos, coqueras, cortes, ni estrangulamientos. Para ello se llevará el oportuno control de consumo de hormigón y se controlarán las posibles anomalías que se produzcan durante su construcción.

La separación mínima entre pilotes para no considerar una disminución de carga admisible por efecto grupo debe ser superior a 2,5 diámetros, e inferior a 4.

Para poder contar con la totalidad de la resistencia en punta de los pilotes se consideran los siguientes empotramientos de los mismos en función del tipo de terreno:

- Pilotes empotrados en roca $e \geq 3 D$
- Pilotes en suelos cohesivos $e \geq 4 D$
- Pilotes en suelos granulares $e \geq 8 D$

Siendo:

- e = empotramiento
- D = Diámetro del pilote

Se considera muy importante disponer de algún sistema de control post-constructivo de los pilotes. Existen distintos métodos como son las clásicas pruebas de carga o los más modernos como son el método de impedancia o los sondeos sínicos. En cualquier caso, y dada la dificultad de conseguir una limpieza adecuada de la punta del pilote, podría considerarse la ejecución de sondeos mecánicos para comprobar su estado, que además podrían utilizarse para mejorar el contacto hormigón roca en la punta mediante inyecciones. Como mínimo se deben exigir los controles geofísicos y su correcta interpretación en los pilotes.

7.2. Viaducto de Valdelinares

7.2.1. Descripción

Se trata de un viaducto que permite el paso de la plataforma LAV sobre el arroyo de Valdelinares. Se localizará entre el PK 5+082,70 y el PK 5+421,70 con una longitud total de 339,00 m.

El viaducto se ha proyectado con un tablero formado por un cajón postesado con cimbra cuajada o aporticada. El tablero tendrá un canto constante de 3,6 m y una anchura de 14 m. Las pilas serán de tipo tabique de dimensiones 5,0 x 3,0 m, mientras que los estribos tienen tipología tradicional (muro frontal, en vuelta y aletas belgas). La longitud del viaducto se reparte en siete vanos, dos de ellos de 37,00 m de luz y los cinco centrales de 53,00 m.

7.2.2. Reconocimientos efectuados

La investigación de las condiciones del terreno ha consistido en la perforación de cinco (5) sondeos que se indican a continuación:

- SV-5+085: ubicado en el estribo 1
- SV-5+180: ubicado en la pila 2
- SV-5+260: ubicado en la pila 4
- SV-5+340: ubicado en la pila 5

- SV-5+420: ubicado en el estribo 2

También se han realizado tres (3) penetraciones dinámicas:

- PV-5+120: ubicado en la pila 1
- PV-5+226; ubicado en la pila 3
- PV-5+385: ubicado en la pila 6

7.2.3. Características del terreno

Con los datos obtenidos con las prospecciones realizadas, se ha podido elaborar un perfil geológico-geotécnico que se adjunta en el Apéndice correspondiente.

Los materiales sobre los que se cimentará el viaducto pertenecen a las formaciones Ceg (Complejo esquisto-grauváquico) y T (Terciario), que aparece recubierto en parte por recubrimientos de suelos aluviales (Qal) y coluvio-aluviales (Qcol-al), con espesores de hasta 4 y 2 m respectivamente.

Los materiales cuaternarios de la unidad geotécnica Qal están formados por limo arcilloso con cantos subredondeados heterométricos, fundamentalmente de naturaleza cuarcítica. Mientras que los materiales correspondientes a la unidad geotécnica Qcol-cal están compuestos por limo arcilloso con cantos subangulosos pizarrosos y subredondeados de naturaleza cuarcítica y heterométricos.

El sustrato terciario (T) está formada por arcillas rojas, arenas arcósicas de grano grueso y microconglomerados (T).

Esta unidad incluye un conjunto de estratos interestratificados de carácter tabular, lenticular o irregular formada por la alternancia de:

- Arcillas en ocasiones micáceas con contenido variable en arena de grano medio a grueso de color rojizo, de plasticidad media (CL). Masivas o laminadas.
- Arcillas con gravas/gravas arcillo-arenosas de grauvara y pizarra bastante meteorizada y de forma subredondeada, subangulosa, plasticidad media-alta (SC-GC), de aspecto masivo o groseramente laminado, formando niveles tabulares.
- Arenas de cuarzo, feldespatos, fragmentos de rocas metamórficas de forma subangulosa (composición arcósica), micáceas, arcillosas o con bastante limo y arcilla de plasticidad baja a media (SC), en ocasiones parcialmente cementadas por carbonato, de color ocre-amarillento o blanquecino-verdoso. Masivas o con estratificaciones cruzadas de surco.
- Esporádicamente lentejones de microconglomerados de fragmentos de rocas ígneas y metamórficas, en ocasiones fuertemente cementados (GC).

El sustrato rocoso está constituido por esquisto gris verdoso con intercalaciones métricas de esquisto cuarcítico de color gris oscuro y esquistosidad vertical. Tiene una resistencia grado 2 a 3 y un grado de meteorización II-III.

Sobre el sustrato sano aparece un manto de alteración de aproximadamente 1 m de espesor, formado por esquisto pizarroso meteorizado (grado III-IV).

En los sondeos únicamente se ha reconocido nivel freático en el sustrato rocoso, determinándose una profundidad del nivel de agua de aproximadamente 5,50 m.

7.2.4. Recomendaciones de cimentación

Según en la unidad geotécnica donde se cimenten las pilas y los estribos varían las condiciones de cimentación, entre superficial y profunda.

El Estribo 1 y la totalidad de las pilas se cimentarán mediante pilotes, mientras que el estribo 2 se ejecutará mediante cimentación directa con zapatas aisladas.

Cabe señalar que en los sondeos analizados para cada pila y estibo del viaducto cimentadas con cimentación profunda la metodología empleada ha sido la de suelos granulares, esto se debe a que el porcentaje en finos que se ha ensayado en las muestras de estos sondeos se encuentran en la mayoría de los casos en el límite entre suelo granular y cohesivo (35% según Guía de cimentación de carreteras) observándose in visu una naturaleza cohesiva con resultados de rechazo en los ensayos SPT, es por ello que realizar los cálculos de los pilotes mediante metodología de suelos cohesivos conlleva ha resultados extremadamente conservadores.

7.2.4.1. Estribo 1

Se recomienda cimentación profunda mediante pilotes hormigonados “in situ”, debido a que la carga que ha de soportar el estribo así lo requiere. De esta manera se pretende evitar cualquier problema de socavación.

La estratigrafía de cálculo considerada para este estribo es la obtenida del sondeo ejecutado en ese punto **SV 5+085**, que considera lo siguiente:

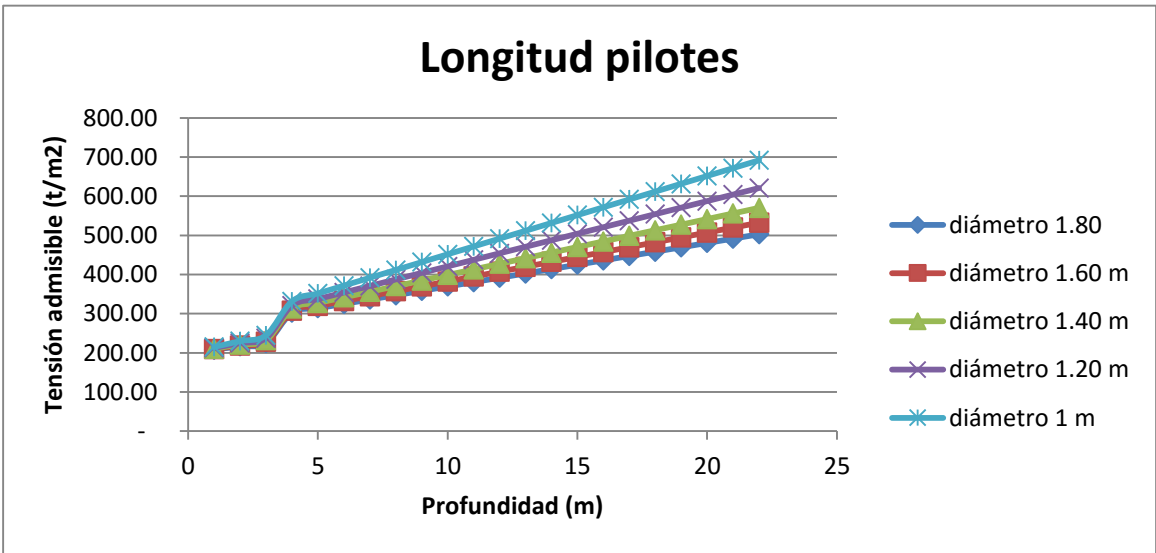
	0 m
Q col - al N_{SPT} = 30 Kh= 13.33 MN/m³	3 m
T GRANULAR N_{SPT} = 40 Kh=93.33 MN/m³	
	24 m
T COHESIVO	

Cu=0.20MPa Kh= 8.71 MN/m³	25 m
---	------

T GRANULAR N_{SPT}= 40
Kh =173.33 MN/m³

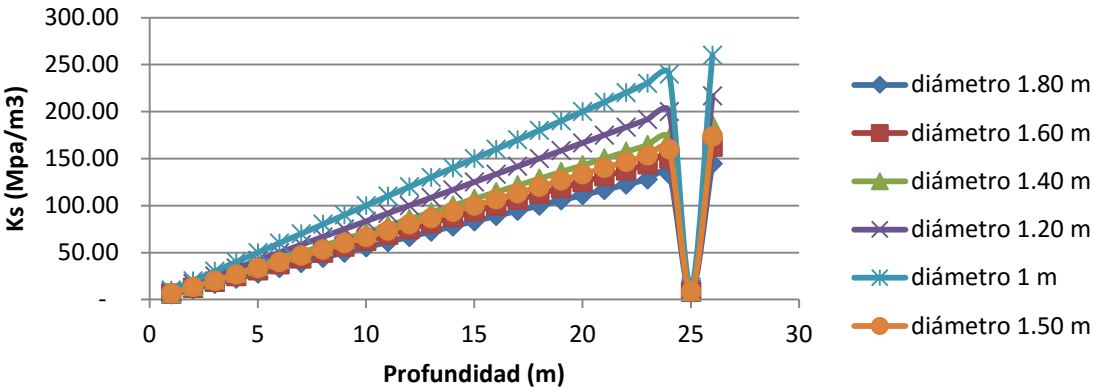
Con la metodología indicada, según el Código Técnico de la Edificación, se muestran las resistencias unitarias por fuste y por punta, las cargas de hundimiento y admisible y longitudes necesarias para pilotes calculados con los siguientes diámetros:

Estribo	Diámetro (m)	Área (m²)	Rf (t/m²)	Rp (t/m²)	Qf(t)	Qp (t)	Qh (t)	Qadm (t)	Longitud (m)
Estribo 1	1	0,79	10	800	384,85	628,32	1013,16	401,86	13
Estribo 1	1,2	1,13	10	800	537,21	904,78	1441,99	570,2	15
Estribo 1	1,4	1,54	10	800	758,69	1.231,50	1.990,20	789,85	18
Estribo 1	1.5	1.77	10	800	860.01	1413.72	2.273,73	901.24	19
Estribo 1	1,6	2,01	10	800	967,31	1.608,50	2.576,11	1019,97	20
Estribo 1	1,8	2,54	10	800	1.201,66	2.035,75	3.237,41	1.279,00	22



En el gráfico siguiente se muestran los resultados del coeficiente de balasto horizontal por tipo de material y espesores en los que aparecen (según columna estratigráfica anterior), para distintos diámetros. Los picos descendentes del gráfico se corresponden con lentejones de suelos cohesivos con altos porcentajes de finos, los cuáles se han considerado en el cálculo de este parámetro.

Ks (Coeficiente de balasto horizontal) vs Profundidad



7.2.4.2. Pila 1

Se recomienda cimentación profunda mediante pilotes hormigonados “in situ”, debido a que esta pila se cimentará sobre el cauce del río. De esta manera se pretende evitar cualquier problema de socavación.

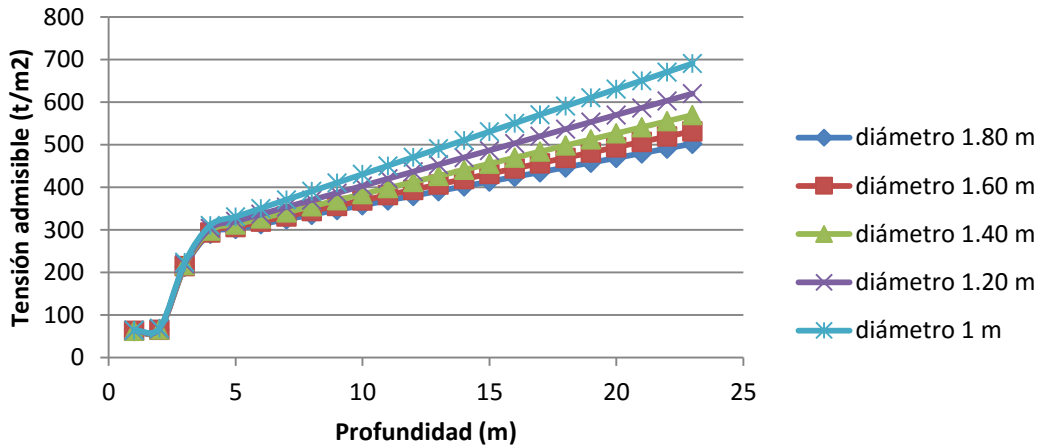
La estratigrafía de cálculo considerada para esta pila es la obtenida del análisis realizado del ensayo de penetración dinámica ejecutado en dicho punto **PV 5+120** junto con el análisis conjunto de los materiales obtenidos en las testificaciones de los sondeos realizados en las inmediaciones de dicha pila (**SV 5+085 y SV 5+180**), consistente en lo siguiente:

	0 m
Q al N _{SPT} = 9 Kh= 8.33 MN/m³	2 m
Q col - al N _{SPT} = 30 Kh= 16.67 MN/m³	3 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40 Kh=63.89 MN/m³	19 m
T COHESIVO Cu=0.20 MPa Kh=7.26 MN/m³	20 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40 Kh= 122.22 MN/m³	

Con la metodología indicada, según el Código Técnico de la Edificación, se muestran las resistencias unitarias por fuste y por punta, las cargas de hundimiento y admisible y longitudes necesarias para pilotes calculados con los siguientes diámetros:

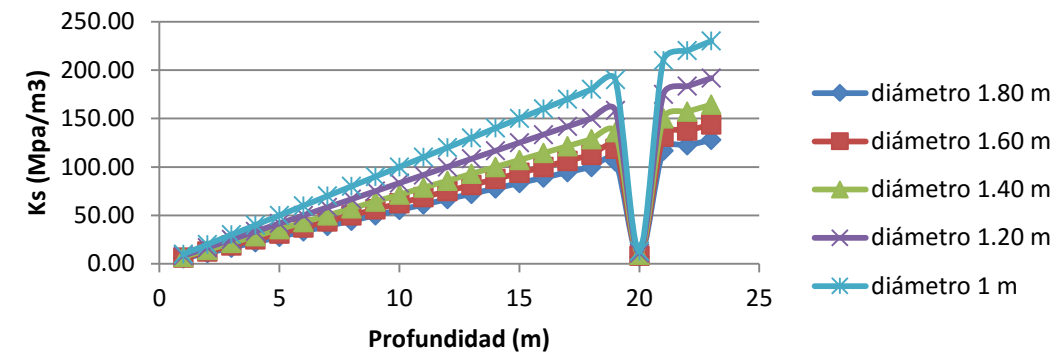
Pila 1	Diámetro (m)	Área (m²)	Rf (t/m²)	Rp (t/m²)	Qf(t)	Qp (t)	Qh (t)	Qadm (t)	Longitud (m)
Pila 1	1	0,79	10	800	383,27	628,32	1011,59	401,8	14
Pila 1	1,2	1,13	10	800	535,33	904,78	1.440,11	569,26	16
Pila 1	1,4	1,54	10	800	756,5	1.231,50	1.988,00	788,75	19
Pila 1	1,6	2,01	10	800	965,1	1.608,50	2.573,59	1018,71	21
Pila 1	1,8	2,54	10	800	1.198,83	2.035,75	3.234,58	1.277,99	23

Longitud pilotes



En el gráfico siguiente se muestran los resultados del coeficiente de balasto horizontal por tipo de material y espesores en los que aparecen (según columna estratigráfica anterior), para distintos diámetros. Los picos descendentes del gráfico se corresponden con lentejones de suelos cohesivos con altos porcentajes de finos, los cuáles se han considerado en el cálculo de este parámetro.

Ks (coeficiente balasto horizontal) vs
Profundidad



7.2.4.3. Pila 2

Se recomienda cimentación profunda mediante pilotes hormigonados “in situ”, debido a que esta pila se cimentará sobre el cauce del río. De esta manera se pretende evitar cualquier problema de socavación.

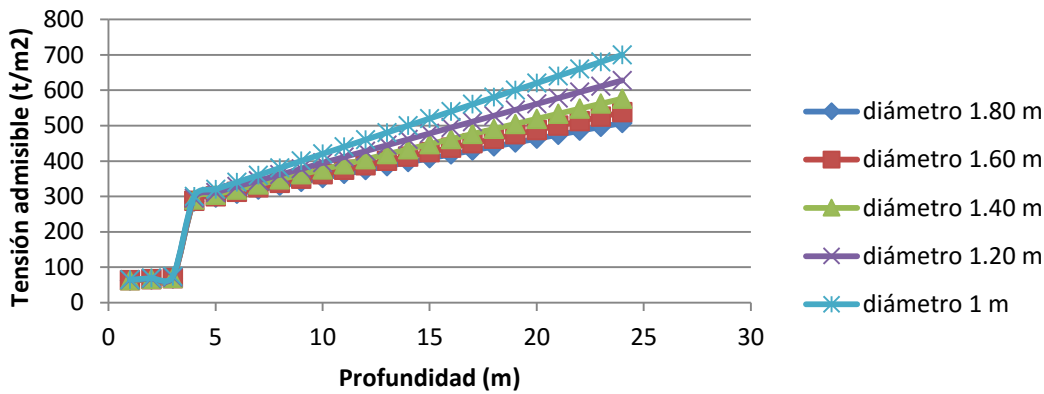
La estratigrafía de cálculo considerada para este estribo es la obtenida del sondeo ejecutado en ese punto **SV 5+180**, que considera lo siguiente:

Qal N _{SPT} = 9	0 m
Kh= 11.11 MN/m³	3 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40	
Kh =63.89 MN/m³	19 m
T COHESIVO Cu=0.20 MPa	
Kh=7.26 MN/m³	
T GRANULAR N _{SPT} = 40	20 m
Kh=125MN/m³	

Con la metodología indicada, según el Código Técnico de la Edificación, se muestran las resistencias unitarias por fuste y por punta, las cargas de hundimiento y admisible y longitudes necesarias para pilotes calculados con los siguientes diámetros:

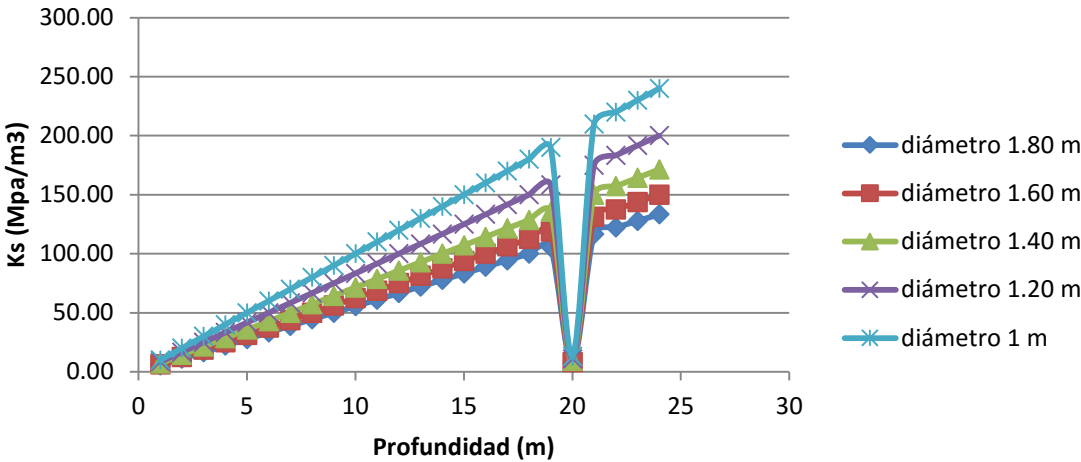
Pila 2	Diámetro (m)	Área (m²)	Rf (t/m²)	Rp (t/m²)	Qf(t)	Qp (t)	Qh (t)	Qadm (t)	Longitud (m)
Pila 2	1	0,79	10	800	366,78	628,32	995,1	392,83	14
Pila 2	1,2	1,13	10	800	553,23	904,78	1.458,01	578,21	17
Pila 2	1,4	1,54	10	800	733,4	1.231,50	1.964,91	777,2	19
Pila 2	1,6	2,01	10	800	938,71	1.608,50	2.547,20	1005,52	21
Pila 2	1,8	2,54	10	800	1.225,69	2.035,75	3.261,44	1.291,43	24

Longitud pilotes



En el gráfico siguiente se muestran los resultados del coeficiente de balasto horizontal por tipo de material y espesores en los que aparecen (según columna estratigráfica anterior), para distintos diámetros. Los picos descendentes del gráfico se corresponden con lentejones de suelos cohesivos con altos porcentajes de finos, los cuáles se han considerado en el cálculo de este parámetro.

Ks (Coeficiente de balasto horizontal) vs Profundidad



7.2.4.4. Pila 3

Se recomienda cimentación profunda mediante pilotes hormigonados “in situ”, debido a que esta pila se cimentará sobre el cauce del río. De esta manera se pretende evitar cualquier problema de socavación.

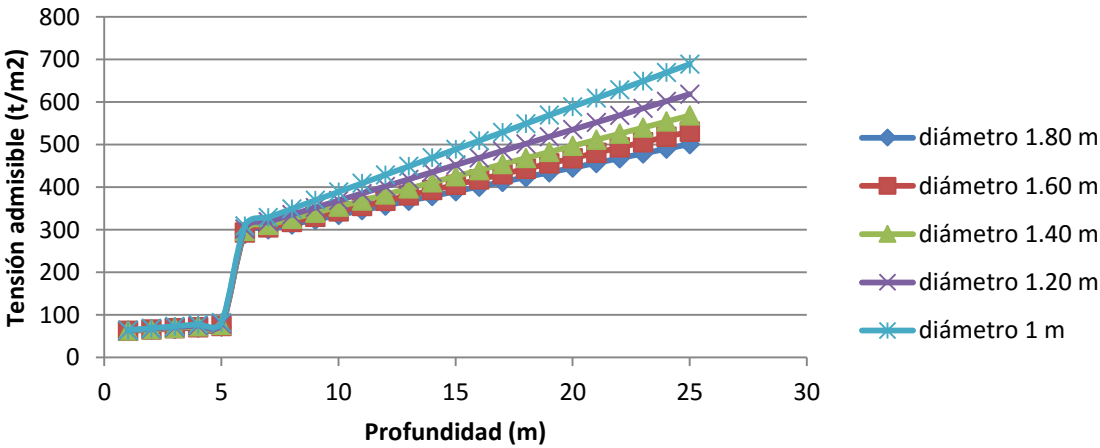
La estratigrafía de cálculo considerada para esta pila es la obtenida del análisis realizado del ensayo de penetración dinámica ejecutado en dicho punto **PV 5+226** junto con el del sondeo ejecutado en su proximidad **SV 5+180**, obteniendo lo siguiente:

	0 m
Qal N _{SPT} = 9 Kh=16.67 MN/m³	
	5 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40 Kh=77.78 MN/m³	
	19 m
T COHESIVO Cu =0.20 MPa Kh= 7.26 MN/m³	
	20 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40 Kh= 136.11 MN/m³	

Con la metodología indicada, según el Código Técnico de la Edificación, se muestran las resistencias unitarias por fuste y por punta, las cargas de hundimiento y admisible y longitudes necesarias para pilotes calculados con los siguientes diámetros:

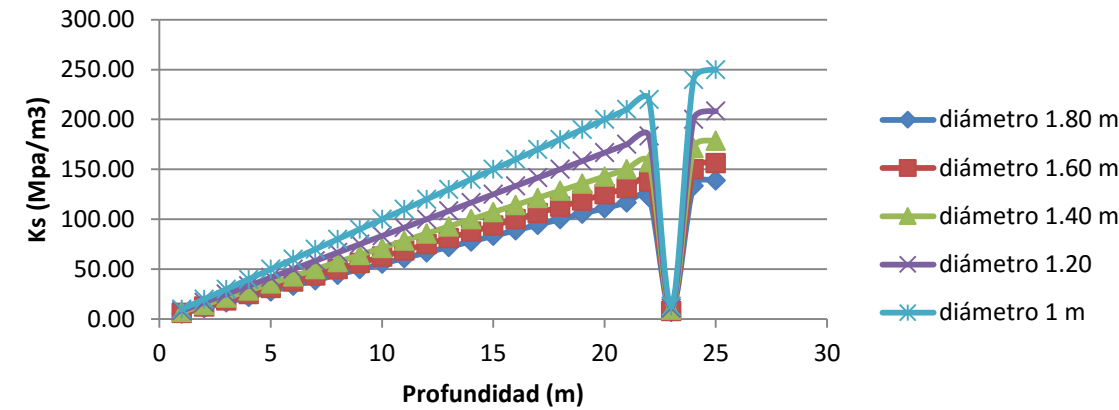
Pila 3	Diámetro (m)	Área (m²)	Rf (t/m²)	Rp (t/m²)	Qf(t)	Qp (t)	Qh (t)	Qadm (t)	Longitud (m)
Pila 3	1	0,79	10	800	380,92	628,32	1009,24	399,9	16
Pila 3	1,2	1,13	10	800	532,5	904,78	1.437,28	567,84	18
Pila 3	1,4	1,54	10	800	753,2	1.231,50	1.984,70	787,1	21
Pila 3	1,6	2,01	10	800	961,32	1.608,49	2.569,82	1016,82	23
Pila 3	1,8	2,54	10	800	1.194,59	2.035,75	3.230,34	1.275,87	25

Longitud pilotes



En el gráfico siguiente se muestran los resultados del coeficiente de balasto horizontal por tipo de material y espesores en los que aparecen (según columna estratigráfica anterior), para distintos diámetros. Los picos descendentes del gráfico se corresponden con lentejones de suelos cohesivos con altos porcentajes de finos, los cuáles se han considerado en el cálculo de este parámetro.

Ks (Coeficiente de balasto horizontal) vs Profundidad



7.2.4.5. Pila 4

Se recomienda cimentación profunda mediante pilotes hormigonados “in situ”, debido a que esta pila se cimentará sobre el cauce del río. De esta manera se pretende evitar cualquier problema de socavación.

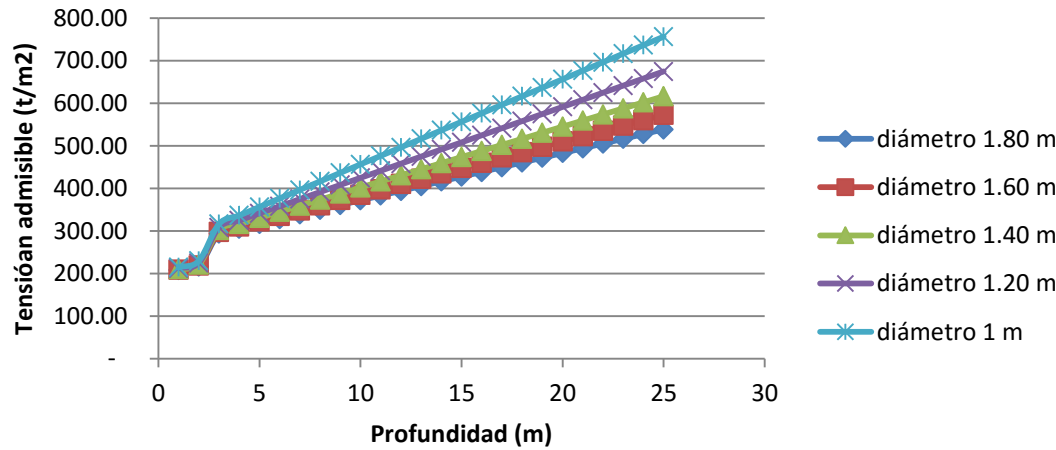
La estratigrafía de cálculo considerada para este estribo es la obtenida del sondeo ejecutado en ese punto **SV 5+260**, que considera lo siguiente:

	0 m
Qcol - al $N_{SPT} = 30$ Kh =8.33 MN/m ³	2 m
T GRANULAR $N_{SPT} = 40$ Kh=58.33 MN/m ³	18 m
T COHESIVO Cu=0.20 MPa Kh=7.26 MN/m ³	22 m
T GRANULAR $N_{SPT} = 40$ Kh =136.11 MN/m ³	26 m
T COHESIVO Cu=0.20 MPa Kh =7.26 MN/m ³	

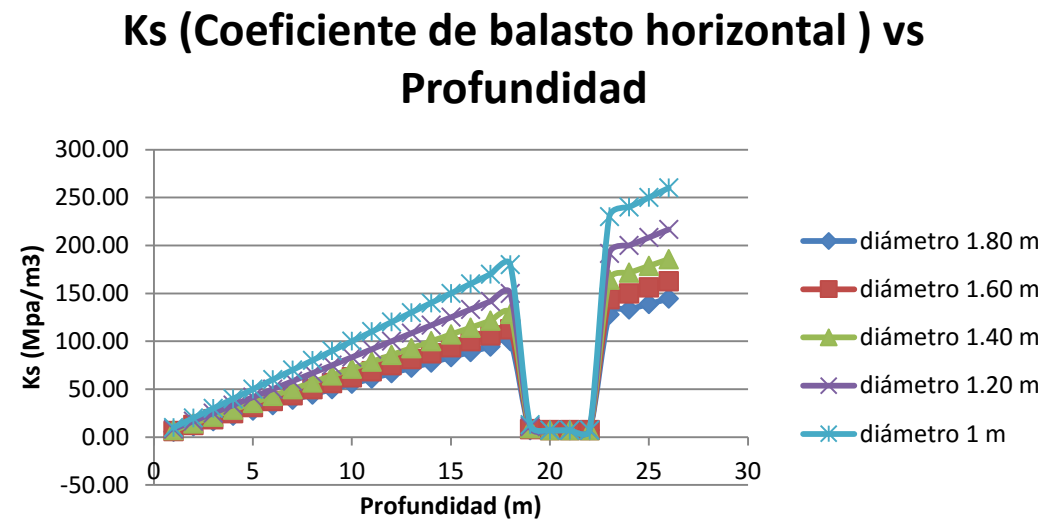
Con la metodología indicada, según el Código Técnico de la Edificación, se muestran las resistencias unitarias por fuste y por punta, las cargas de hundimiento y admisible y longitudes necesarias para pilotes calculados con los siguientes diámetros:

Pila 4	Diámetro (m)	Área (m ²)	Rf (t/m ²)	Rp (t/m ²)	Qf(t)	Qp (t)	Qh (t)	Qadm (t)	Longitud (m)
Pila 4	1	0,79	10	800	392,7	628,32	1021,02	405,79	13
Pila 4	1,2	1,13	10	800	546,64	904,78	1.451,42	574,91	15
Pila 4	1,4	1,54	10	800	725,71	1.231,50	1.957,21	773,36	17
Pila 4	1,6	2,01	10	800	980,18	1.608,50	2.588,67	1026,25	20
Pila 4	1,8	2,54	10	800	1.215,80	2.035,75	3.251,55	1.286,48	22

Longitud pilotes



En el gráfico siguiente se muestran los resultados del coeficiente de balasto horizontal por tipo de material y espesores en los que aparecen (según columna estratigráfica anterior), para distintos diámetros. Los picos descendentes del gráfico se corresponden con lentejones de suelos cohesivos con altos porcentajes de finos, los cuáles se han considerado en el cálculo de este parámetro.



7.2.4.6. Pila 5

Se recomienda cimentación profunda mediante pilotes hormigonados “in situ”, debido a que esta pila se cimentará sobre el cauce del río. De esta manera se pretende evitar cualquier problema de socavación.

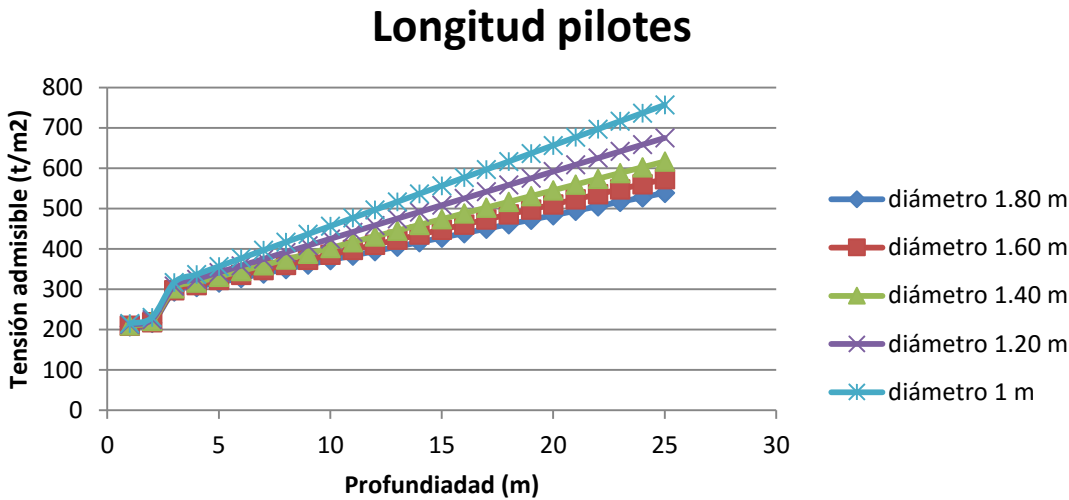
La estratigrafía de cálculo considerada para este estribo es la obtenida del sondeo ejecutado en ese punto **SV 5+340**, que considera lo siguiente:

	0 m
Qcol - al N _{SPT} = 30 Kh =8.33 MN/m³	2 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40 Kh = 30.56 MN/m³	10 m
T COHESIVO Cu =0.20 MPa Kh = 7.26 MN/m³	11 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40 Kh= 83.33 MN/m³	22 m
T COHESIVO Cu=0.20 MPa Kh = 7.26 MN/m³	

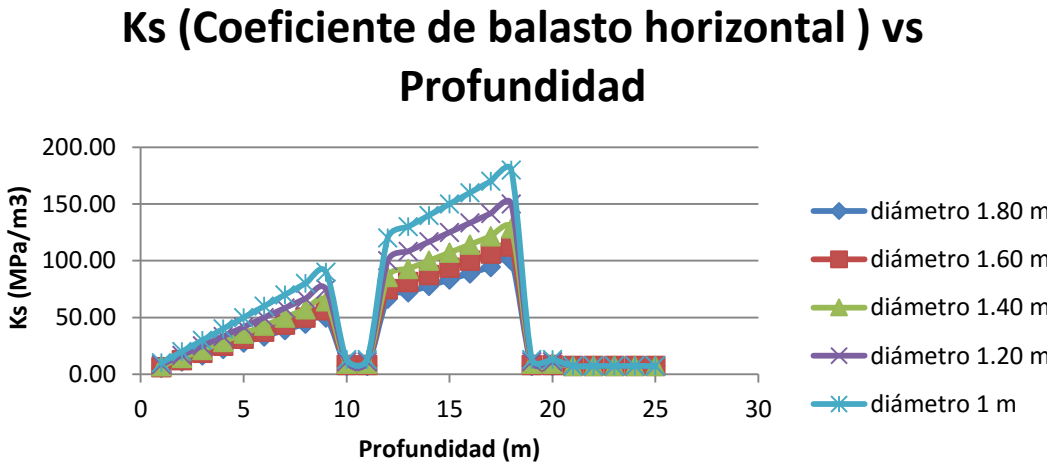
Con la metodología indicada, según el Código Técnico de la Edificación, se muestran las resistencias unitarias por fuste y por punta, las cargas de hundimiento y admisible y longitudes necesarias para pilotes calculados con los siguientes diámetros:

Pila 5	Diámetro (m)	Área (m²)	Rf (t/m²)	Rp (t/m²)	Qf(t)	Qp (t)	Qh (t)	Qadm (t)	Longitud (m)
Pila 5	1	0,79	10	800	392,7	628,32	1021,02	405,79	13
Pila 5	1,2	1,13	10	800	546,64	904,78	1.451,42	574,91	15
Pila 5	1,4	1,54	10	800	725,71	1.231,50	1.957,21	773,36	17
Pila 5	1,6	2,01	10	800	980,18	1.608,50	2.588,67	1026,25	20

Pila 5	1,8	2,54	10	800	1.215,80	2.035,75	3.251,55	1.286,48	22
--------	-----	------	----	-----	----------	----------	----------	----------	----



En el gráfico siguiente se muestran los resultados del coeficiente de balasto horizontal por tipo de material y espesores en los que aparecen (según columna estratigráfica anterior), para distintos diámetros. Los picos descendentes del gráfico se corresponden con lentejones de suelos cohesivos con altos porcentajes de finos, los cuáles se han considerado en el cálculo de este parámetro.



7.2.4.7. Pila 6

Se recomienda cimentación profunda mediante pilotes hormigonados “in situ”, debido a que esta pila se cimentará sobre el cauce del río. De esta manera se pretende evitar cualquier problema de socavación.

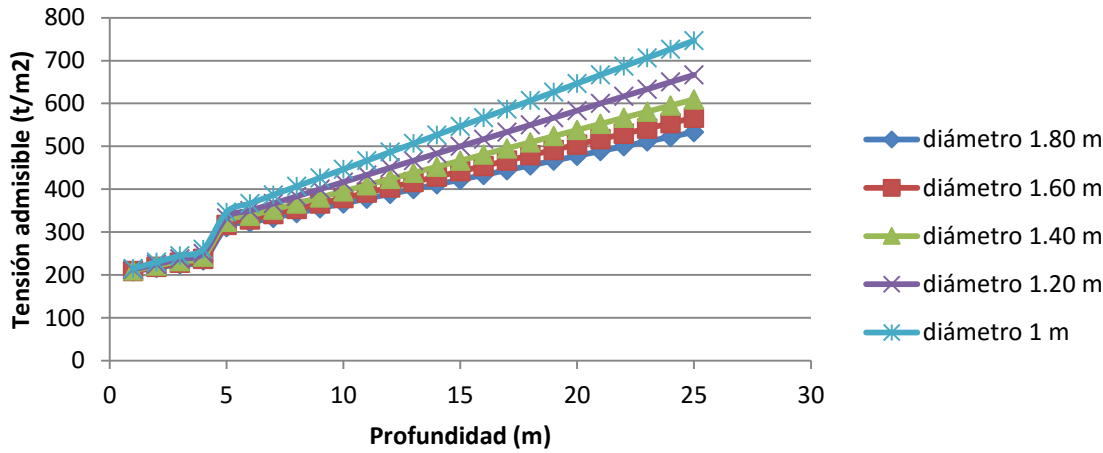
La estratigrafía de cálculo considerada para esta pila es la obtenida del análisis realizado del ensayo de penetración dinámica ejecutado en dicho punto **PV 5+385** junto con el del sondeo ejecutado en su proximidad **SV 5+340**, obteniendo lo siguiente:

	0 m
Qcol - al N _{SPT} = 30 Kh= 13.89 MN/m ³	4 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40 Kh= 38.89 MN/m ³	10 m
T COHESIVO Cu =0.20 MPa Kh= 7.26 MN/m ³	11 m
T GRANULAR N _{SPT} = 40 Kh= 83.33 MN/m ³	22 m
T COHESIVO Cu =0.20 MPa Kh= 7.26MN/m ³	

Con la metodología indicada, según el Código Técnico de la Edificación, se muestran las resistencias unitarias por fuste y por punta, las cargas de hundimiento y admisible y longitudes necesarias para pilotes calculados con los siguientes diámetros:

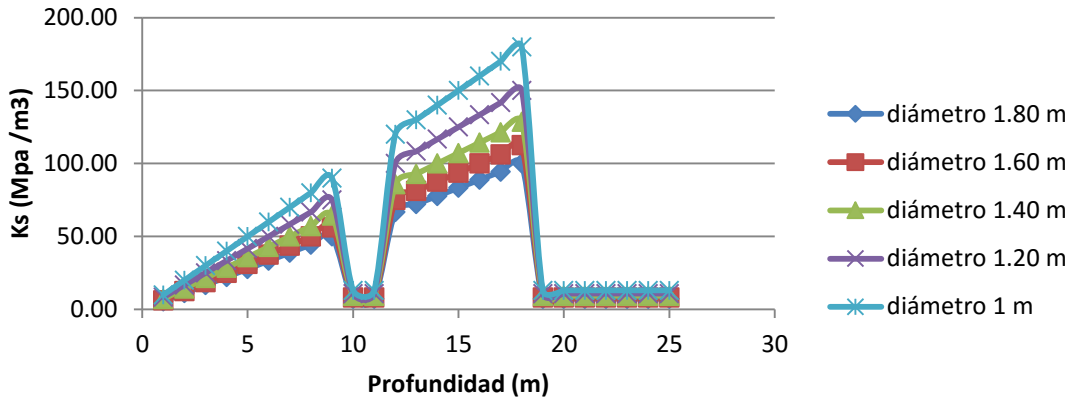
Pila 6	Diámetro (m)	Área (m²)	Rf (t/m²)	Rp (t/m²)	Qf(t)	Qp (t)	Qh (t)	Qadm (t)	Longitud (m)
Pila 6	1	0,79	10	800	376,99	628,32	1005,31	397,94	13
Pila 6	1,2	1,13	10	800	527,79	904,78	1.432,57	565,49	15
Pila 6	1,4	1,54	10	800	747,7	1.231,50	1.979,20	784,35	18
Pila 6	1,6	2,01	10	800	955,04	1.608,50	2.563,54	1013,69	20
Pila 6	1,8	2,54	10	800	1.187,52	2.035,75	3.223,27	1.272,35	22

Longitud pilotes



En el gráfico siguiente se muestran los resultados del coeficiente de balasto horizontal por tipo de material y espesores en los que aparecen (según columna estratigráfica anterior), para distintos diámetros. Los picos descendentes del gráfico se corresponden con lentejones de suelos cohesivos con altos porcentajes de finos, los cuáles se han considerado en el cálculo de este parámetro.

Ks (Coeficiente de balasto horizontal) vs Profundidad



7.2.4.8. Estribo 2

Para realizar el análisis de la cimentación más apropiada para el estribo 2, se considera la información aportada por el sondeo **SV 5+420** ejecutado en la zona donde se ha proyectado este estribo.

Se recomienda cimentación directa. La cota de cimentación será de 3 m de profundidad, para salvar el nivel de depósito cuaternarios coluvio-aluviales (Qcol-al) que aparecen con un espesor de 1.80 metros y la parte más superficial y alterada del complejo esquisto grauváquico.

El nivel de apoyo será el complejo esquisto-grauváquico, con grado de alteración II-III

La estratigrafía reconocida ha sido:

- De 0,00 a 1,80 m Qcol-al
- De 1,80 m a Profundidad Ceg II-III

Los parámetros de cálculo empleados para la determinación de la tensión admisible en el sustrato rocoso se han desprendido de los ensayos de laboratorio realizados en el sondeo SV-5+420 para caracterizar el apoyo del Estribo 2 y que se indican en el siguiente cuadro:

Siguiendo la metodología indicada para cimentación superficial en roca, se han determinado los valores de los coeficientes α_1 , α_2 y α_3 que se indican en la tabla anterior y se ha obtenido la tensión admisible que se indica a continuación:

qadm (kN/m²)	550
--------------	-----

Se ha detectado agua en el sondeo SV-5+420 a una profundidad de 5,50 m. Esta agua circula por las fracturas presentes en el macizo rocoso.

7.2.5. Cuadro resumen recomendaciones del Viaducto de Valdelinares

Las recomendaciones de cimentación indicadas a lo largo del punto anterior se resumen en el siguiente cuadro:

UG	σ_{ap} (KN/m²)	q_u (MPa)	α_1	α_2	α_3
Ceg	26	7,8	0,4	0,7	0,7

APOYO	TIPO DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD DE APOYO (m)	NIVEL DE APOYO O EMPOTRAMIENTO	DIMENSIONES CIMENTACIÓN (m)	qadm (t)	Longitud
Estribo 1	Profunda		Terciario	D = 1,00	401,86	13
				D = 1,20	570,2	15
				D = 1,40	789,85	18
				D = 1,50	901,24	19
				D =1,60	1019,97	20
				D =1,80	1.279,00	22
Pila 1	Profunda		Terciario	D = 1,00	401,8	14
				D = 1,20	569,26	16
				D = 1,40	788,75	19
				D =1,60	1018,71	21
				D =1,80	1.277,99	23
Pila 2	Profunda		Terciario	D = 1,00	392,83	14
				D = 1,20	578,21	17
				D = 1,40	777,2	19
				D =1,60	1005,52	21
				D =1,80	1.291,43	24
Pila 3	Profunda		Terciario	D = 1,00	399,9	16
				D = 1,20	567,84	18
				D = 1,40	787,1	21
				D =1,60	1016,82	23
				D =1,80	1.275,87	25
Pila 4	Profunda		Terciario alterado	D = 1,00	405,79	13
				D = 1,20	574,91	15
				D = 1,40	773,36	17
				D =1,60	1026,25	20
				D =1,80	1.286,48	22
Pila 5	Profunda		Terciario	D = 1,00	405,79	13
				D = 1,20	574,91	15
				D = 1,40	773,36	17
				D =1,60	1026,25	20
				D =1,80	1.286,48	22
Pila 6	Profunda		Terciario	D = 1,00	397,94	13
				D = 1,20	565,49	15
				D = 1,40	784,35	18
				D =1,60	1013,69	20
				D =1,80	1.272,35	22
APOYO	TIPO DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD DE APOYO (m)	NIVEL DE APOYO O EMPOTRAMIENTO	Qadm (kN/m²)		
Estribo 2	Superficial	3	Ceg II-III	550		

7.3. Obras de drenaje y pasos inferiores

En el presente Proyecto de Construcción están proyectados, a lo largo de todo el trazado, doce (12) obras de drenaje y cuatro (4) pasos inferiores. A continuación se enumeran cada uno de ellos y se indican las recomendaciones de cimentación según la tipología de las estructuras y sus dimensiones.

7.3.1. OD-1.84

7.3.1.1. Descripción

Esta obra de drenaje, además de las funciones propias de drenaje para la que se ha diseñado, permitirá el paso de fauna para animales pequeños.

Se ubica en el PK 1+840 perpendicular al trazado. Se trata de un marco de dimensiones 2,00 x 2,00 m y con una longitud de 31,12 m.

7.3.1.2. Reconocimientos efectuados

Para poder realizar unas recomendaciones de cimentación adecuadas para esta obra de drenaje, se ha empleado la información aportada por los reconocimientos de campo que a continuación se enumeran ejecutados tanto para la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico como para la del Proyecto de Construcción:

- PR-210+100
- CR-210+100
- SR-1+840

7.3.1.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 1,10 m Tierra vegetal movida por uso agrícola
- De 1,10 a 2,60 m Qal-col
- De 2,60 m a Prof Terciario

Se ha reconocido el nivel freático a 10,79 m de profundidad.

El depósito aluvio-coluvial presente en la zona de estudio, está formado por limo arcilloso con algo de arena y grava. Presenta cantos subredondeados cuarcíticos y algún canto disperso de composición pizarrosa.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENTE (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
Sustrato terciario		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qal-col	18.7	22.2	9	29	23	38.8	165

7.3.1.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, retirándose 1,10 m de terreno correspondiente al nivel de tierra vegetal detectado para su posterior reutilización y el saneo de 1.50 m correspondientes a los depósitos cuaternarios aluvio-coluviales, sustituyéndose por el material de relleno más adecuado un total de 2,6 m hasta alcanzar el sustrato.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicadas considerando un $k_{30} = 3,2 \text{ kp/cm}^3$ es de **6.900 kN/m³**.

7.3.2. OD-2.21

7.3.2.1. Descripción

Esta obra de drenaje, además de las funciones propias de drenaje para la que se diseñó, permitirá el paso de fauna para animales pequeños.

Se ubica en el PK 2+210 perpendicular al trazado. Se trata de un marco de dimensiones 5,00 x 5,00 m y con una longitud de 49,13 m.

7.3.2.2. Reconocimientos efectuados

Para poder realizar unas recomendaciones de cimentación adecuadas para esta obra de drenaje, se ha empleado la información aportada por los reconocimientos de campo que a continuación se enumeran ejecutados tanto para la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico como para la del Proyecto de Construcción:

- PR-210+410
- PE-2+200
- SR-2+220

7.3.2.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 3,30 m Qal-col
- De 3,30 m a Prof Terciario

No se ha reconocido nivel freático.

El depósito aluvio-coluvial presente en la zona de estudio, está formado por limo arcilloso con algo de arena y grava. Presenta cantos subredondeados cuarcíticos y algún canto disperso de composición pizarrosa.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENT E (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
Sustrato terciario		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qal-col	18.7	22.2	9	29	23	38.8	165

7.3.2.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, retirándose 0,50 m de terreno correspondiente al nivel de tierra vegetal detectado para su posterior reutilización, sustituyéndose por el material de relleno más adecuado.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicadas, considerando un $k_{30}=8 \text{ kp/cm}^3$ es de **3.300 kN/m³**.

7.3.3. OD 2.65

7.3.3.1. Descripción

Esta obra de drenaje, sólo cumple las funciones propias de drenaje para la que se ha diseñado, y no es apta para paso de fauna debido a su elevada longitud, sección reducida y embocadura deprimida.

Se ubica en el PK 2+650 perpendicular al trazado. Se trata de un marco de dimensiones 2,00 x 2,00 m y con una longitud de 161,76 m.

7.3.3.2. Reconocimientos efectuados

Para poder dar unas recomendaciones de cimentación específicas y adecuadas para esta estructura se cuenta con los siguientes reconocimientos realizados para la campaña geotécnica realizada para la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico:

- CR-210+900
- SE-2+590
- SE-2+600
- PE 2+600

La calicata CR 210+900 se realizó en el Estudio Geológico-Geotécnico, el resto de las prospecciones se realizaron para el presente Proyecto.

7.3.3.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 0,25 m Tierra vegetal
- De 0,25 a 1,25 m Qcol-al
- Profundidad >1,25 m Terciario
- Se ha reconocido el nivel freático a 21,00 m de profundidad.

Los depósitos coluvio-aluviales están formados por gravas arcillosas con algo a bastante arena, presentan cantos heterométricos de sub-anulosos a sub-redondeados.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENTE (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
T cohesivo		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qcol-al	19	22	7	20	26	32.8	168

7.3.3.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, retirándose el espesor de terreno correspondiente al nivel de tierra vegetal para su posterior reutilización y depósito cuaternario reconocido (1,25 m de profundidad media), sustituyéndose por el material de relleno más adecuado.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicadas, considerando un $K_{30} = 5 \text{ kp/cm}^3$ es de **4.900 kN/m³**.

7.3.4. PI-3.0

7.3.4.1. Descripción

Esta obra de drenaje se ejecuta para permitir al Arroyo del Moro o del Retortillo cruzar bajo la línea de ferrocarril proyectada, que a su vez permitirá el paso de fauna para grandes mamíferos. Se sitúa en el PK 3+040 y es transversal a la traza.

La tipología de la estructura serán tres (3) bóvedas de 8,00 x 6,00 m, con una longitud total en su base de 60,03 m.

7.3.4.2. Reconocimientos efectuados

Para poder realizar unas recomendaciones de cimentación adecuadas para esta obra de drenaje, se ha empleado la información aportada por los reconocimientos de campo que a continuación se enumeran ejecutados tanto para la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico como para la del Proyecto de Construcción:

- SR-211+230
- PE-3+040

7.3.4.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 1,70 m Qal-col
- De 1,70 m a Prof Terciario

Se ha reconocido el nivel freático a 1,40 m de profundidad.

El depósito aluvio-coluvial presente en la zona de estudio, está formado por limo arcilloso con algo de arena y grava. Presenta cantos subredondeados cuarcíticos y algún canto disperso de composición pizarrosa.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENTE (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
T cohesivo		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qal-col	18.7	22.2	9	29	23	38.8	165

7.3.4.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, realizándose un saneo de 1,70 m de espesor correspondiente al depósito cuaternario detectado, sustituyéndose por material de relleno adecuado.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicadas, considerando un $K_{30} = 4.5 \text{ kp/cm}^3$ es de **1.100 kN/m³**.

7.3.5. OD-3.48

7.3.5.1. Descripción

Esta obra de drenaje, además de las funciones propias de drenaje para la que se diseñó, permitirá el paso de fauna para animales pequeños.

Se ubica en el PK 3+480 perpendicular al trazado. Se trata de un marco de dimensiones 2,00 x 2,00 m y con una longitud de 22,28 m.

7.3.5.2. Reconocimientos efectuados

Para poder realizar unas recomendaciones de cimentación adecuadas para esta obra de drenaje, se ha empleado la información aportada por los reconocimientos de campo que a continuación se enumeran ejecutados tanto para la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico como para la del Proyecto de Construcción:

- SR-211+700
- PE-3+420

7.3.5.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 1,60 m Qcol-al
- De 1,60 m a Prof Terciario

Se ha reconocido el nivel freático a 2,00 m de profundidad.

El depósito aluvio-coluvial presente en la zona de estudio, está formado por limo arcilloso con algo de arena y grava. Presenta cantos subredondeados cuarcíticos y algún canto disperso de composición pizarrosa.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENT E (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
T cohesivo		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qcol-al	19	22	7	20	26	32.8	168

7.3.5.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, realizándose un saneo de 1,60 m de espesor correspondiente al depósito cuaternario detectado, sustituyéndose por el material de relleno más adecuado.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicadas, considerando un $k_{30}=5 \text{ kp/cm}^3$ es de **5.130 kN/m³**.

7.3.6. OD-3.98

7.3.6.1. Descripción

Esta obra de drenaje, además de las funciones propias de drenaje para la que se diseñado, permitirá el paso de fauna para animales pequeños.

Se ubica en el PK 3+980 perpendicular al trazado. Se trata de un marco de dimensiones 2,50 x 2,50 m y con una longitud de 27,42 m.

7.3.6.2. Reconocimientos efectuados

Para poder realizar unas recomendaciones de cimentación adecuadas para esta obra de drenaje, se ha empleado la información aportada por los reconocimientos de campo que a continuación se enumeran ejecutados tanto para la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico como para la del Proyecto de Construcción:

- PR-212+200
- SR-3+950

7.3.6.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 2,30 m Qcol-al
- De 2,30 m a Prof Terciario

Se ha reconocido el nivel freático a 13,43 m de profundidad.

El depósito aluvio-coluvial presente en la zona de estudio, está formado por limo arcilloso con algo de arena y grava. Presenta cantos subredondeados cuarcíticos y algún canto disperso de composición pizarrosa.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENT E (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
T cohesivo		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qcol-al	19	22	7	20	26	32.8	168

7.3.6.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, realizándose un saneo de 2,30 m de espesor correspondiente al depósito cuaternario detectado, sustituyéndose por el material de relleno más adecuado.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicadas, considerando un $k_{30}=5\text{kp/cm}^3$ es de **4.500 kN/m³**.

7.3.7. OD-4.31

7.3.7.1. Descripción

Esta obra de drenaje, además de las funciones propias de drenaje para la que se diseñado, permitirá el paso de fauna para animales pequeños.

Se ubica en el PK 4+310 perpendicular al trazado. Se trata de un marco de dimensiones 2,50 x 2,50 m y con una longitud de 22,54 m.

7.3.7.2. Reconocimientos efectuados

Para poder dar unas recomendaciones de cimentación específicas y adecuadas para esta estructura se ha contado con los siguientes reconocimientos de la campaña de campo realizada para la redacción del Proyecto de Construcción:

- SE-4+310

7.3.7.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 1,00 m Qcol-al
- De 1,00 m a Prof Terciario

Se ha reconocido el nivel freático a 2,95 m de profundidad.

El depósito aluvio-coluvial presente en la zona de estudio, está formado por limo arcilloso con algo de arena y grava. Presenta cantos subredondeados cuarcíticos y algún canto disperso de composición pizarrosa.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENTE (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
T cohesivo		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qcol-al	19	22	7	20	26	32.8	168

7.3.7.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, realizándose un saneo de 1,00 m de espesor correspondiente al depósito cuaternario detectado, sustituyéndose por el material de relleno más adecuado.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicada, considerando un $k_{30}= 4 \text{ kp/cm}^3$ es de **3.400 kN/m³**.

7.3.8. PI-4.6

7.3.8.1. Descripción

Este paso inferior, además de las funciones propias de drenaje y continuidad de caminos existentes para la que se diseñado, permitirá el paso de fauna para animales grandes.

Se ubica en el PK 4+600 perpendicular al trazado. Se trata de un marco de dimensiones 8,00 x 5,50 m y con una longitud de 16,36 m.

7.3.8.2. Reconocimientos efectuados

Para poder dar unas recomendaciones de cimentación específicas y adecuadas para esta estructura se ha contado con los siguientes reconocimientos de la campaña de campo realizada para la redacción del Proyecto de Construcción:

- CE-4+610
- PE-4+600

7.3.8.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 1,50 m Qcol-al
- De 1,50 m a Prof Terciario

Se ha reconocido el nivel freático a 6,00 m de profundidad.

El depósito aluvio-coluvial presente en la zona de estudio, está formado por limo arcilloso con algo de arena y grava. Presenta cantos subredondeados cuarcíticos y algún canto disperso de composición pizarrosa.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENTE (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ANGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
T cohesivo		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qcol-al	19	22	7	20	26	32.8	168

7.3.8.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, realizándose un saneo de 2,20 m de espesor correspondiente al depósito cuaternario detectado y la parte más superficial del terciario con golpes inferiores a 8. Sustituyéndose el espesor indicado por el material de relleno más adecuado.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicadas, considerando un $k_{30} = 5 \text{ kp/cm}^3$, es de **1.600 kN/m³**.

7.3.9. OD-4.87

7.3.9.1. Descripción

Esta obra de drenaje, además de las funciones propias de drenaje para la que se diseñado, permitirá el paso de fauna para animales pequeños.

Se ubica en el PK 4+870 perpendicular al trazado. Se trata de un marco de dimensiones 2,50 x 2,50 m y con una longitud de 39,37 m.

7.3.9.2. Reconocimientos efectuados

Para poder dar unas recomendaciones de cimentación específicas y adecuadas para esta estructura se ha contado con los siguientes reconocimientos de la campaña de campo realizada para la redacción del Proyecto de Construcción:

SE-4+870

7.3.9.3. Características del terreno

De los trabajos de campo consultados se ha podido deducir la siguiente estratigrafía en la zona de cimentación de esta obra de drenaje:

- De 0,00 a 1,50 m Qal
- De 1,50 m a Prof Terciario

Se ha reconocido el nivel freático a 8,43 m de profundidad.

El depósito aluvial está formado por limo arcilloso con cantos subredondeados heterométricos fundamentalmente de naturaleza cuarcítica.

El terciario detectado está formado por una alternancia de limos arcillosos y arcillas limosas versicolores, con niveles de gravas. Presentan cantos subangulosos-subredondeados, en diferentes proporciones, variando entre 0 y 15 %. Son de composición principalmente pizarro-esquistosa y cuarcítica.

En las prospecciones se tomaron muestras que fueron analizadas en laboratorio. De los resultados obtenidos se pueden determinar las siguientes características de los niveles geotécnicos afectados por la estructura:

UNIDAD GEOTÉCNICA	NIVEL	DENSIDAD SECA (kN/m³)	DENSIDAD APARENTE (kN/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (kPa)	ANGULO DE ROZAMIENTO (°)	E (MPa)	COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m²)
Sustrato terciario		19.7	22.3	12	55	35	79	391
Depósitos cuaternarios	Qal	19.8	21.2	6	20	26	15	115

7.3.9.4. Recomendaciones de cimentación

Una vez conocidas las características del terreno donde se ubicará la obra de drenaje en estudio, se ha determinado la cimentación superficial, realizándose un saneo de 2,20 m de espesor correspondiente al depósito cuaternario detectado y la parte más superficial del terciario con golpes inferiores a 8. Sustituyéndose el espesor indicado por el material de relleno más adecuado.

El coeficiente de balasto vertical calculado para las dimensiones indicadas, considerando un $k_{30} = 4 \text{ kp/cm}^3$ es de **8.600 kN/m³**.

7.3.10. Cuadro resumen obras de drenaje y pasos inferiores

A continuación se adjunta un cuadro resumen con las recomendaciones indicadas para las obras de drenaje y pasos inferiores contempladas en este proyecto:

ESTRUCTURAS	PROSPECCIONES ESTUDIO GEOLOGICO- GEOTÉCNICO	PROSPECCIONES PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN	TIPOLOGÍA LUCES O DIMENSIONES (m)	LONGITUD DE BASE (m)	TIPO DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD NIVEL AGUA (m)	PARAMETROS DE CÁLCULO ESTIMADOS	COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL (kN/m³) (suponiendo saneo con zahorra)	OBSERVACIONES
OD-1,84	CR-210+000, PR-210+100	SR-1+840	Marco (2,00x2,00)	31,12	Directa mediante losa	10,79	N =35	6.900	Retirar el nivel de tierra vegetal detectado para posterior reutilización (1,10m). Se rellenará del material más adecuado.
OD-2,21	PR-210+410	PE-2+200 SR-2+220	Marco (5,00x5,00)	49,13	Directa mediante losa	NR	N = 18	3.300	Retirar el nivel de tierra vegetal detectado para posterior reutilización (0,50m). Se rellenará del material más adecuado.
OD-2,65	CR-210+900	--	Marco (2,00x2,00)	161,76	Directa mediante losa	21,00	qu=250 kN/m²	4.900	Retirar el nivel de tierra vegetal detectado para posterior reutilización y saneo de los depósitos cuaternarios (1,25m). Se rellenará del material más adecuado.
PI-3,0	SR-211+230	PE-3+040	3 Marcos (8,00x6,00)	60,03	Directa mediante losa	1,4	qu=400 kN/m²	1.100	Saneos de los depósitos cuaternarios (1,70m). Se rellenará del material más adecuado.
OD-3,48	SR-211+700	PE-3+420	Marco (2,00x2,00)	22,28	Directa mediante losa	2,0	qu=220 kN/m²	5.130	Retirar el nivel de tierra vegetal detectado para posterior reutilización y saneo de los cuaternarios (1,70m). Se rellenará del material más adecuado.
OD-3,98	PR-212+200	SR-3+950	Marco (2,50x2,50)	27,42	Directa mediante losa	13,43	qu=200 kN/m²	4.500	Saneos y sustitución por el material de relleno más adecuado de los depósitos cuaternarios hasta 2,30 m de profundidad.
OD-4,31	--	SE-4+310	Marco (2,50x2,50)	22,54	Directa mediante losa	2,95	qu=200 kN/m²	3.400	Saneos y sustitución por el material de relleno más adecuado de los depósitos cuaternarios hasta 1,00 m de profundidad.
PI-4,60		CE-4+610 PE-4+600	Marco (8,00x5,50)	16,36	Directa mediante losa	6,00	qu = 200 kN/m³	1.600	Saneos y sustitución por el material de relleno más adecuado de los depósitos cuaternarios hasta 2,20 m de profundidad.
OD-4,87		SE-4+870	Marco (2,50x2,50)	39,37	Directa mediante losa	8,43	N=28	8.600	Saneos y sustitución por el material de relleno más adecuado de los depósitos cuaternarios hasta 2,20 m de profundidad.

APÉNDICE 1. PLANTA GEOTÉCNICA

APÉNDICE 1.1. PLANTA GEOTÉCNICA

APÉNDICE 1.2. PLANTA GEOTÉCNICA CON INFORMACION UTILIZADA

APÉNDICE 2. PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL

APÉNDICE 3. REGISTRO DE SONDEOS

APÉNDICE 4. REGISTRO DE CALICATAS

APÉNDICE 5. REGISTRO DE PENETRACIONES DINÁMICAS

APÉNDICE 6. ENSAYOS DE LABORATORIO

APÉNDICE 7. ENSAYOS PRESIODILATOMÉTRICOS

APÉNDICE 8. ENSAYOS DE PERMEABILIDAD

APÉNDICE 9. CAMPAÑAS PREVIAS

Registro de sondeos

Registro de calicatas

Registro de penetraciones dinámicas

Ensayos de laboratorio

Ensayos presiodilatométricos

Ensayos de permeabilidad

Tomografía eléctrica

APÉNDICE 10. INVENTARIO DE TALUDES