



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño geotécnico de las cimentaciones del viaducto
ferroviario sobre el río Algar de la línea 9 de la red TRAM
en Altea, Alicante.

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Civil

AUTOR/A: Piles Perea, David

Tutor/a: Martínez Ibáñez, Víctor

Cotutor/a: Cuesta García, César

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



E.T.S. INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LAS CIMENTACIONES DEL VIADUCTO FERROVIARIO SOBRE EL RÍO ALGAR DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM EN ALTEA, ALICANTE

Presentado por

Piles Perea, David

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2022/2023

Fecha: 05/09/2023

Tutor: César Cuesta García

Cotutor: Víctor Martínez Ibáñez

ÍNDICE GENERAL

MEMORIA

ANEJO I: Planos.

ANEJO II: Comprobaciones Técnicas. Cálculos.

DOCUMENTO N.º 1: MEMORIA Y ANEJOS

MEMORIA

Índice	
1. Introducción	3
1.1. Antecedentes	3
1.2. Objeto y alcance	3
1.3. Documentación de partida	3
2. Información preliminar	4
2.1. Topografía	4
2.2. Sismología	5
3. Condiciones geológicas-geotécnicas e hidrogeológicas	7
3.1. Marco geológico	7
3.2. Geomorfología	7
3.3. Hidrogeología	7
4. Caracterización geomecánica	9
4.1. Ensayos de campo	9
4.2. Ensayos de laboratorio	9
4.3. Niveles litológicos	10
4.3.1. Nivel 0: Restos antrópicos	11
4.3.2. Nivel I: Gravas	11
4.3.3. Nivel II: Limos plásticos	12
4.3.4. Nivel III: Limos no plásticos	12
4.3.5. Nivel IV: Arcillas duras	12
4.4. Parámetros geotécnicos	13
4.4.1. Nivel I: Gravas	13
4.4.2. Nivel II: Limos plásticos	14
4.4.3. Nivel III: Limos no plásticos	15
4.4.4. Nivel IV: Arcillas Duras	15
4.5. Análisis crítico	16
5. Diseño geotécnico de las cimentaciones	20
5.1. Análisis de alternativas	20
5.2. Modo de análisis	20
5.3. Comprobaciones técnicas. Pilas	21
5.3.1. Alternativa 1: Cimentaciones directas	21
5.3.1. Alternativa 2: Cimentaciones indirectas	22
5.4. Comprobaciones técnicas. Estribo 1	22
5.4.1. Alternativa 1: Cimentaciones directas	22
5.4.1. Alternativa 2: Cimentaciones indirectas	23
5.5. Comprobaciones técnicas. Estribo 2	23
5.5.1. Alternativa 1: Cimentaciones directas	23
5.5.2. Alternativa 2: Cimentaciones indirectas	23
6. Recomendaciones	24
6.1. Caracterización y aprovechamiento de los materiales	24
6.2. Recomendaciones constructivas	24
6.3. Excavabilidad y estabilidad de las excavaciones	24
7. Resumen y conclusiones	25
8. Cumplimiento de los objetivos previstos	26

1. Introducción

1.1. Antecedentes

La empresa Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV) —que gestiona los servicios de transporte de la red TRAM de Alicante— adquirió en 2018 un tren dual (eléctrico-diésel) con fin de emplearlo para el servicio de la línea 9 de la red como parte de los planes de renovación y electrificación por tramos de la vía, la cual discurre entre los términos municipales de Altea y Benidorm. El antiguo viaducto sobre el río Algar que forma parte de esta línea, data del año 1913. Durante su diseño y construcción se siguió la legislación vigente del 1902, por lo que han perdurado de dicha normativa una vía estrecha y falta de electrificación.

A diferencia de los trenes que preceden la nueva compra, éste le caracteriza un peso por eje mayor, lo cual conllevó a la FGV a licitar el expediente 18/025 para el estudio de capacidad de los tramos ferroviarios de la red TRAM para hacer frente a las cargas del nuevo tren. El estudio concluyó que las estructuras no eran aptas por condicionantes de fatiga. Al tratarse de un viaducto categorizado como Bien de Relevancia Local, la actuación pasa de la sustitución de la estructura existente a la ejecución de un nuevo viaducto paralelo y aguas arriba del original.

La base sobre la cual se realiza el presente Trabajo Final de Grado es la campaña geotécnica realizada en el emplazamiento del nuevo viaducto, en la que se incluyen los ensayos geotécnicos in situ (4 sondeos, 18 ensayos SPT y 2 Tomografías Eléctricas) y ensayos en laboratorio de muestras, los planos de definición geométrica de la sección, las pilas y estribos de la nueva solución, el trazado de ésta, topografía de la zona, emplazamiento general, y el cálculo estructural. Entre la documentación de partida no se cuenta con la definición gráfica con ni el cálculo estructural de los elementos de cimentación, de forma que este TFG se desarrolla sin conocer cuál es la solución de cimentación que realmente se ejecutará en este viaducto. Además, según expone el subapartado 1.3 *Documentación de partida*, se dispondrá de normativa y recursos disponibles con fin de caracterizar, calcular y dimensionar los diferentes elementos que se han empleado en el Trabajo Fin de Grado.

Según detalla la documentación del proyecto, las características básicas de la nueva estructura son:

- El nuevo viaducto sobre el río Algar tiene una longitud de 226,10 m que se reparten en 11 vanos de aproximadamente 22 m de luz.
- El tablero del nuevo viaducto está formado por una losa maciza de hormigón postesado de 0,90 m de canto y un ancho total de 6,00 m. La losa consta de un núcleo central con un ancho inferior de 1,50 m y superior de 2,30 m, dejando sendos voladizos a sus lados de 1,90 m con un canto variable de 0,45 m a 0,10 m. Una vez construido el tablero, su canto se verá aumentado hasta 1,05 m para albergar la vía en placa y los tubos para paso de instalaciones.
- El tablero apoya sobre pilas de hormigón armado de sección variable, pasando de una sección rectangular de 1,50 x 0,55 m en su coronación a una sección en cruz latina de 1,20 m de ancho y brazos de 0,25 x 0,60 m aproximadamente en su base.

- La estructura se apoya y transmite sus esfuerzos al terreno mediante 2 estribos y 9 pilas, alineadas con las del viaducto original con fin de minimizar la obstaculización del curso del agua en el cauce.

1.2. Objeto y alcance

Para el desarrollo del siguiente trabajo será necesario diseñar y comprobar cada una de las cimentaciones, habido en cuenta lo exigente de la normativa ferroviaria respecto a asientos diferenciales (ELS: Deformaciones excesivas). Este trabajo requerirá un estudio riguroso de los esfuerzos que transmitirá la estructura al terreno con objeto de determinar la combinación de cargas más desfavorable, puesto que el procedimiento que se va a seguir para comprobar la seguridad de la cimentación es el basado en el concepto de coeficientes globales de seguridad.

Los estudios previos permitirán establecer los condicionantes topográficos y sísmicos con un apartado propio, profundizando la información geológica y geotécnica. A continuación, se determinan las características geomecánicas del terreno, en base a los resultados de las campañas de ensayos de campo y laboratorio, culminando en una parametrización del suelo. Con todos estos datos, se procederá al estudio y diseño de la cimentación de cada uno de los apoyos de la estructura, iterando con diversas tipologías de cimentación. Se realizarán todas las comprobaciones de seguridad habitualmente requeridas: estados límites últimos de hundimiento, deslizamiento y vuelco, así como el estado límite de servicio de deformaciones excesivas. Por último, se analizará la excavabilidad del terreno y la estabilidad de las excavaciones necesarias para la ejecución de las mencionadas cimentaciones.

1.3. Documentación de partida

La documentación y normativa empleada para el desarrollo del presente Trabajo Fin de Grado es la que prosigue:

- I. Hoja de Benidorm 848 (30-33) del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (2ª Serie) y su memoria asociada
- II. Información proporcionada por el Proyecto de Construcción del nuevo viaducto, como se ha detallado en los antecedentes técnicos.
- III. *Mapa Hidrogeológico de España 200.000 - Hoja 73 (ALICANTE)*
- IV. *Visor de Redes de Seguimiento del Estado e Información Hidrológica* del Ministerio para la Transición ecológica y el Reto Demográfico
- V. *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)*
- VI. *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*
- VII. Nota de servicio 3/2012: Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la Dirección General de Carreteras

- VIII. *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (Ministerio de Fomento, 2009)
- IX. *Código Técnico de la Edificación Documento Básico de Seguridad Estructural: Cimientos (CTE-DB SE-C)*
- X. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera-IAP-11* aprobada por Orden Ministerial de 29 de septiembre de 2011 (BOE del 21 de octubre de 2011)
- XI. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-07)*. (BOE 17/12/2007)
- XII. *Recomendaciones de Obras Marítimas: Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias (ROM 0.5-0.5)*
- XIII. *Norma Tecnológica de la Edificación – Cimentaciones: Pilotes In situ (NTE-CPI)*
- XIV. *Código Estructural* Aprobado el 29 de junio de 2021. (BOE-A-2021-13681)

2. Información preliminar

2.1. Topografía

El emplazamiento previsto para la obra salva un cauce fluvial natural. El cauce en su centro consta de suelo no urbanizable protegido (SNU-P), por lo que carece de edificaciones. Se encuentra vegetada en su totalidad. Existe una pequeña mota de escollera adjunta a la barreras en la base de las pilas del viaducto existente. En la periferia de la zona del cauce, se ubican diversos caminos de tierra pequeños, algunos de los cuales pasan por debajo del puente existente. Estos caminos van asociados con una ruta de senderismo.

En el noreste, bajo el último vano del viaducto existente, se ubican dos caminos de tierra rurales que conectan casas y campos con la vial paralelo al viaducto *Camí de l'Algar*. El segundo vano del puente actual salva la vial *Camí de l'Algar* que se bifurca y sigue paralelo al propio Río Algar. En el lado opuesto al cauce del *Camí de l'Algar* se sitúa un aparcamiento, marcando el comienzo del núcleo urbano de Altea, que sigue al suroeste. La proximidad al término municipal y diversos viales facilitan el acceso de la obra, además, la presencia del aparcamiento no obstruirá la construcción prevista del nuevo viaducto. Estos detalles y el cauce fluvial se pueden ver en la Figura 1 y Figura 5 respectivamente.

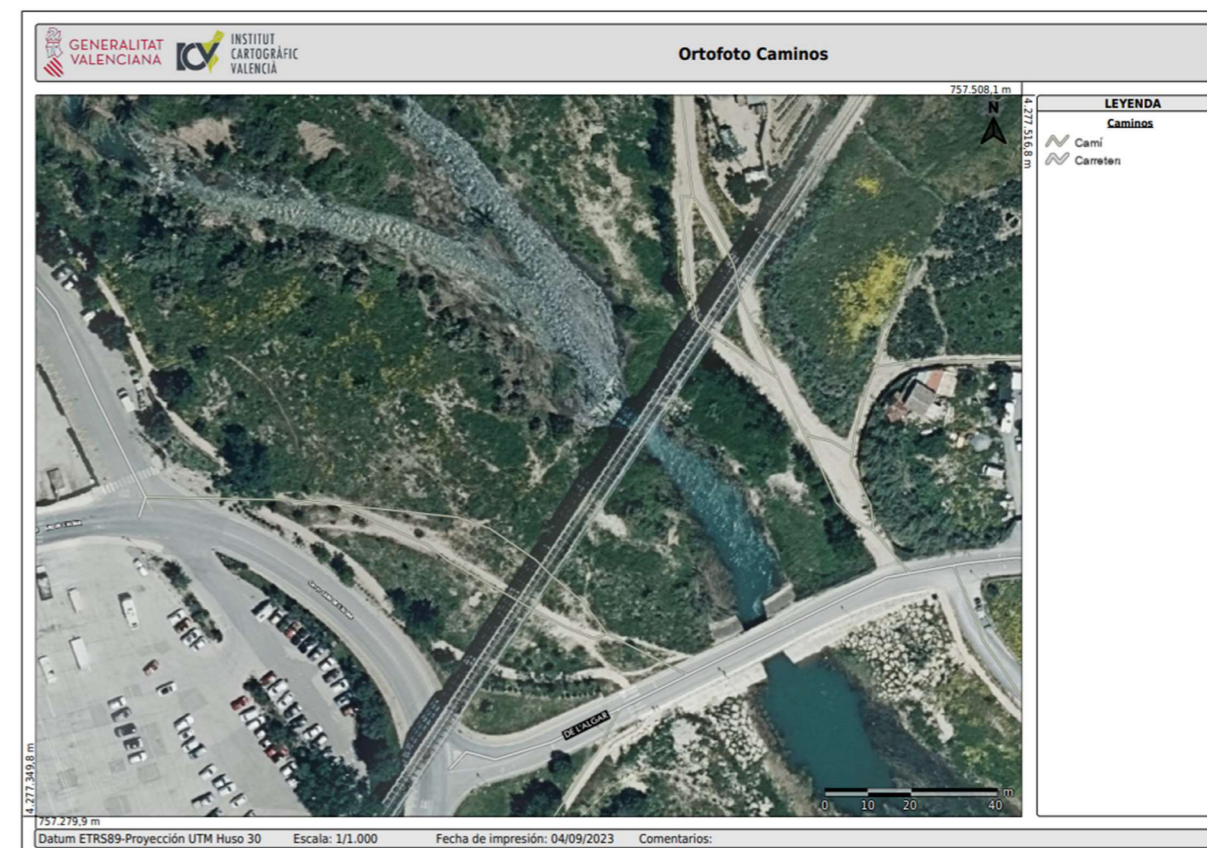


Figura 1. Ortofoto de la zona de estudio, con caminos y viales marcados (Fuente: ICV)

En lo que respecta al terreno sobre el que se ubica el nuevo viaducto, éste presenta un desnivel acumulado positivo alrededor de los 13,81 metros y negativo de aproximadamente 13,39 metros. La altura máxima de la zona es de 10,15 m.s.n.m. y la mínima de 2,56 m.s.n.m., según se puede ver en el perfil de elevación del terreno (Figura 2), aportado por el Plano del Trazado del Proyecto Constructivo del nuevo viaducto.

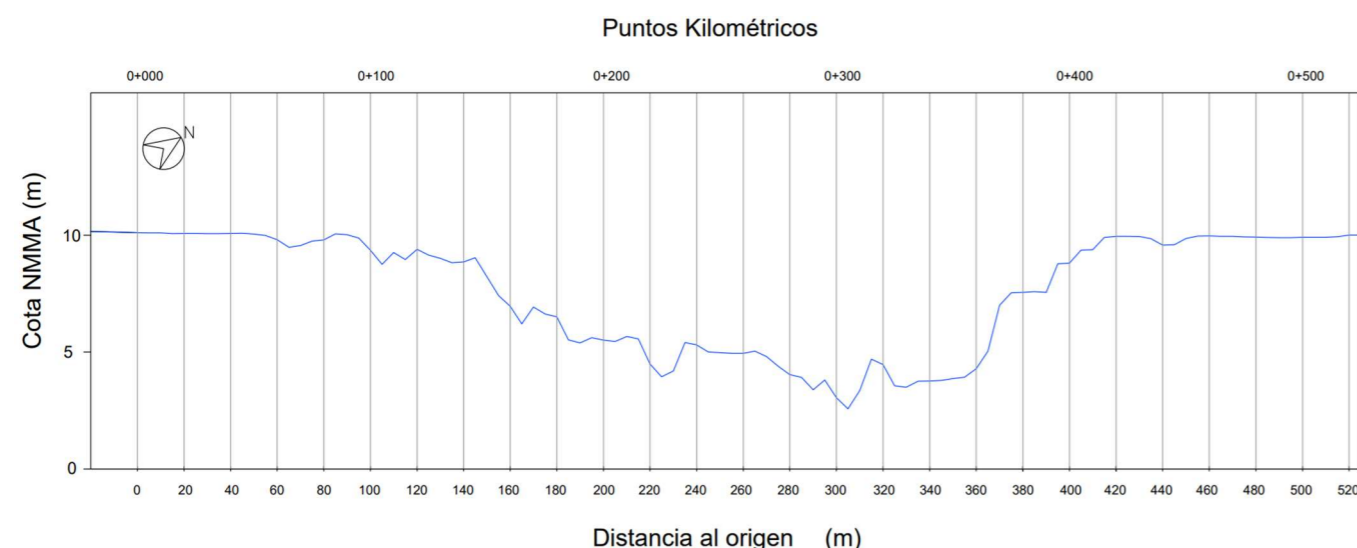


Figura 2. Perfil de elevación del terreno, nótese la escala vertical 10 veces mayor a la horizontal.

De la topografía de la zona también cabe destacar las pendientes más fuertes sobre las que se realizaría la obra. Entre el P.K. 0+145 y 1+165 aproximados, se encuentra un tramo de 20 metros con un contrapendiente aproximado de 14%, luego entre los P.K.s de 0+215 y 0+225 otra de 16%, seguida por una pendiente 15% acabando en 0+235, luego se observa un contrapendiente de 12% a lo largo de 0+295—0+305 pasando a positiva de valor 21% entre 0+305 y 0+315, y finalmente una subida de 20% del P.K. 0+360 hasta 0+370.

2.2. Sismología

Se caracterizará la zona de estudio en cuanto a su sismicidad según lo expuesto por la Norma de construcción sismorresistente: Puentes (NCSP-07). Primero detallando los requisitos geotécnicos para las estructuras en cuestión, seguido por el desarrollo de la caracterización de la acción sísmica, terminando con el cálculo de los parámetros relevantes.

Aquellos requisitos fundamentales que se ruega de los puentes en cuanto a sismicidad se exponen en la NCSP-07 como dos principales:

- “Ausencia de colapso para el sismo último de cálculo. El puente soportará el sismo último de cálculo [...] sin que se produzca colapso, local o global. Es decir, después de que ocurra un evento sísmico de estas características, el puente mantendrá su configuración y una capacidad resistente residual suficiente para permitir el tráfico de emergencia, aunque los daños producidos podrán ser importantes en determinadas partes de la estructura.” (NCSP-07).
- “Limitación del daño para el sismo frecuente de cálculo. La acción sísmica denominada sismo frecuente de cálculo [...] podrá causar únicamente daños menores y no será necesario acometer reparaciones inmediatas ni restringir el tráfico sobre el puente después de un terremoto de estas características.” (NCSP-07).

El citado sismo último de cálculo se define en la NCSP-07 como “al que resulta de multiplicar la acción del sismo básico por el factor de importancia γ_i ”, y este sismo básico consta de “un sismo de baja probabilidad de ocurrencia, que corresponde a un periodo de retorno de 500 años”. Por otra parte, el sismo frecuente de cálculo es “al resultado de multiplicar la acción del sismo frecuente por el factor de importancia γ_i ”, siendo el sismo frecuente “un sismo de alta probabilidad de ocurrencia, que corresponde a un periodo de retorno de 100 años”.

El factor de importancia es una categorización para los puentes según la importancia de éstos en función de daños que puedan resultar en su colapso. La Tabla 1 muestra los valores asignados en base a la importancia.

Tabla 1. Valores del factor de importancia

Importancia del puente	γ_i
Normal	1,00
Especial	1,30

Para la categorización de la importancia del puente, se considera el itinerario de la línea 9 de la red TRAM en Alicante. La línea 9 conecta Benidorm a Denia, siendo la única conexión a la red TRAM para Denia. Por ello, la afección a la red ferroviaria en caso del fallo de la estructura desconectaría el tramo ferroviario entre las estaciones de Garganes y Cap Negret, cortando comunicación entre Denia y el resto de la red. Éste seguiría conectado hasta Cap Negret, separado de Garganes por un camino de 1,2 kilómetros, equivalente a un tiempo de tránsito peatonal de 15 minutos, siendo una afección mínima. Al no estar completamente desconectado, se categoriza la importancia del puente como normal¹. Además, el tramo no presenta gran tráfico, no es una línea de alta velocidad, no soporta servicios vitales, las poblaciones de tanto Benidorm como Denia son inferior a 75.000 habitantes y no se trata de la única conexión ferroviaria entre grandes poblaciones (Ley 57/2003, de 16 de diciembre). Todos estos factores justificando la denominación del puente como de importancia normal.

¹ Un puente de importancia normal es aquel “[...] cuya destrucción puede ocasionar víctimas o interrumpir un servicio necesario para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, siempre que no se trate de un servicio imprescindible, ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.”.

Cabe destacar, en caso del cumplimiento de la ecuación 1, no se considerarán las acciones sísmicas en la estructura. Donde la misma condición aplica a la ecuación 2.

$$a_b < 0,04 \cdot g \quad (1)$$

Donde g es la aceleración de la gravedad y a_b es la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento.

$$a_c < 0,04 \cdot g \quad (2)$$

Donde a_c es la aceleración sísmica horizontal de cálculo.

La a_c depende de diversos factores, según expresa la ecuación 3.

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (3)$$

Donde ρ es el coeficiente de riesgo (producto de los factores γ_I y γ_{II}), γ_{II} siendo el factor de modificación para considerar un retorno diferente de 500 años, (definido en la ecuación 4), y S trata del coeficiente de amplificación del terreno, definido según las ecuaciones 5.a, 5.b, y 5.c.

$$\gamma_{II} = (P_R/500)^{0,4} \quad (4)$$

Donde P_R es el periodo de retorno.

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1g \quad S = \frac{C}{1,25} \quad (5.a)$$

$$\text{Para } 0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot (\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1)(1 - \frac{C}{1,25}) \quad (5.b)$$

$$\text{Para } 0,4g \leq \rho \cdot a_b \quad S = 1,0 \quad (5.c)$$

Donde C es el coeficiente del terreno, definido en la Tabla 2. Donde los terrenos clasificados son según corresponde a:

- **Terrenos de tipo I:** Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s
- **Terrenos de tipo II:** Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400$ m/s
- **Terrenos de tipo III:** Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme o muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200$ m/s
- **Terrenos de tipo IV:** Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s

Tabla 2. Coeficientes del terreno

Tipo de terreno	Valor coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Como el caso de la zona de estudio presenta una variación de las previas tipologías de suelo en los 30 metros inferiores a la superficie, se adopta el valor C dado por la ecuación 6.

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} \quad (6)$$

Siendo e el espesor que corresponde a cada tipo de suelo, presente dentro de los 30 metros analizados.

Antes de realizar los cálculos, es importante recalcar que los sondeos no alcanzaron la profundidad de 30 metros, por lo que se realizará en el Trabajo Fin de Grado una media ponderada del e total de los estratos ensayados. En la Tabla 3 se muestra la obtención de C según la ecuación 6.

Tabla 3. Obtención de C para los primeros metros bajo la superficie del terreno.

Tipos de suelo	Sondeo 1		Sondeo 2		Sondeo 3		Sondeo 4	
	C	e	C	e	C	e	C	e
I	1,00	-	1,00	2,75	1,00	8,51	1,00	6,98
II	1,30	6,95	1,30	8,25	1,30	2,84	1,30	1,93
III	1,60	1,90	1,60	-	1,60	-	1,60	3,87
IV	2,00	5,05	2,00	-	2,00	-	2,00	-
C_{total}	1,6		1,2		1,1		1,2	

Finalmente, en la Tabla 4 se muestra los resultados del análisis. Para un P_R de 500 años para sismo último de cálculo y de 100 años para sismo frecuente de cálculo. Al municipio de Altea le corresponde un valor de a_b de $0,08 g$ según el anejo 1 de la norma NCSE-02.

Tabla 4. Cálculo de la aceleración sísmica horizontal de cálculo.

Zona	a_b	C	S	Sismo último de cálculo		Sismo frecuente de cálculo	
				ρ	a_c	ρ	a_c
Sondeo 1	0,08 g	1,6	1,28	1	0,102 g	0,525	0,053 g
Sondeo 2	0,08 g	1,2	0,98	1	0,078 g	0,525	0,041 g
Sondeo 3	0,08 g	1,1	0,86	1	0,068 g	0,525	0,036 g
Sondeo 4	0,08 g	1,2	0,98	1	0,078 g	0,525	0,041 g

Según se observa en la Tabla 4, se incumplen todas las condiciones expuestas en las ecuaciones 1 y 2, debiéndose considerar pues la combinación de acciones sísmicas en el cálculo y diseño de la estructura.

3. Condiciones geológicas-geotécnicas e hidrogeológicas

3.1. Marco geológico

La zona de estudio está situada en el centro de la Hoja de Benidorm 848 (30-33) de la segunda serie del Mapa Geológico Nacional en escala 1:50.000 (MAGNA 50) proporcionado por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

Relativas a la zona de trabajo, las unidades geológicas identificadas se ubican como muestra la Figura 3. La ubicación donde parte el nuevo viaducto del suroeste se sitúa sobre la unidad 38. Según discurre el puente hacia el noreste cruzamos a la unidad 50, donde se ubican gran parte de las pilas. El viaducto finalmente cruza la unidad 37, llegando a la 36 en su final.

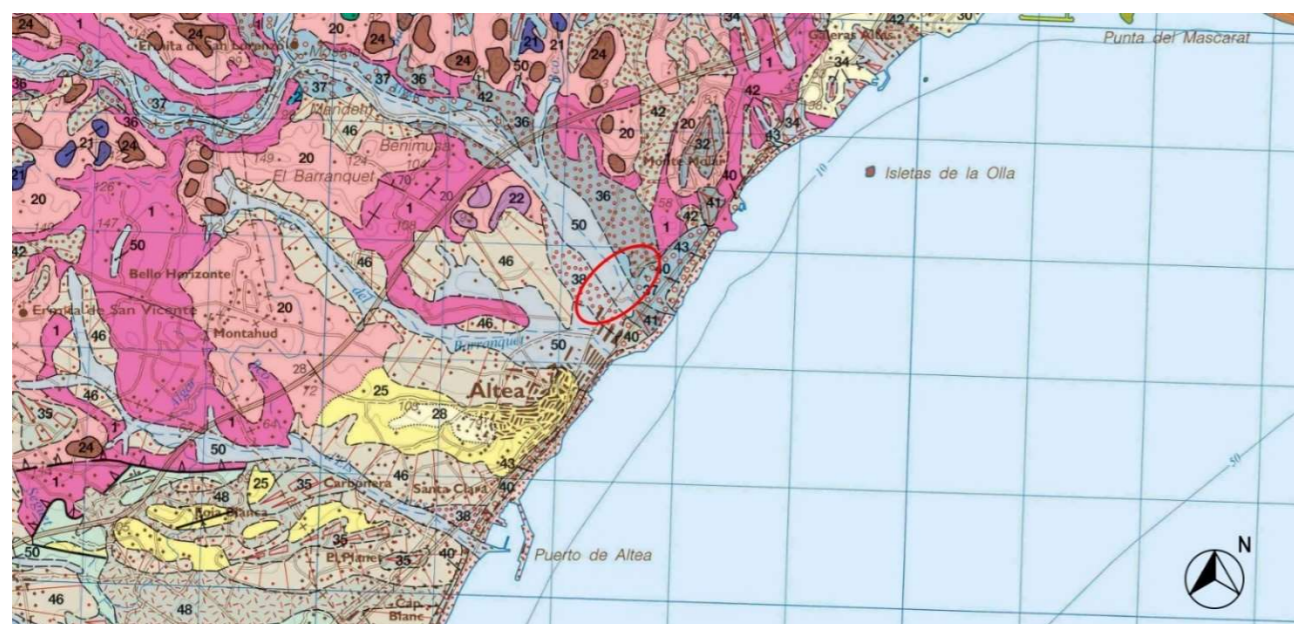


Figura 3. Detalle de la situación geológica de la zona de estudio, resaltada mediante un círculo rojo. (Fuente: IGME)

Como se muestra en la Figura 4, en la zona donde se sitúa el nuevo viaducto se pueden identificar 4 unidades geológicas: La unidad 50, categorizada como arcillas y limos con cantos, y las unidades 36, 37 y 38, clasificadas como gravas con matriz arcillosa.

Según la memoria asociada al mapa de la hoja 848, la unidad cartográfica 50 consiste en los sedimentos del cauce del río Algar, cuyo aluvial está formado por gravas y cantos bien redondeados, arenas y arcilla, donde en los valles del río hay depósitos de limos y arcillas que consisten en tanto calizas como areniscas. Por otra parte, las unidades 36-38 constan en terrazas aluviales con 2-3 metros de gravas subredondeadas imbricadas de calizas, con matriz limo-arcillosa.

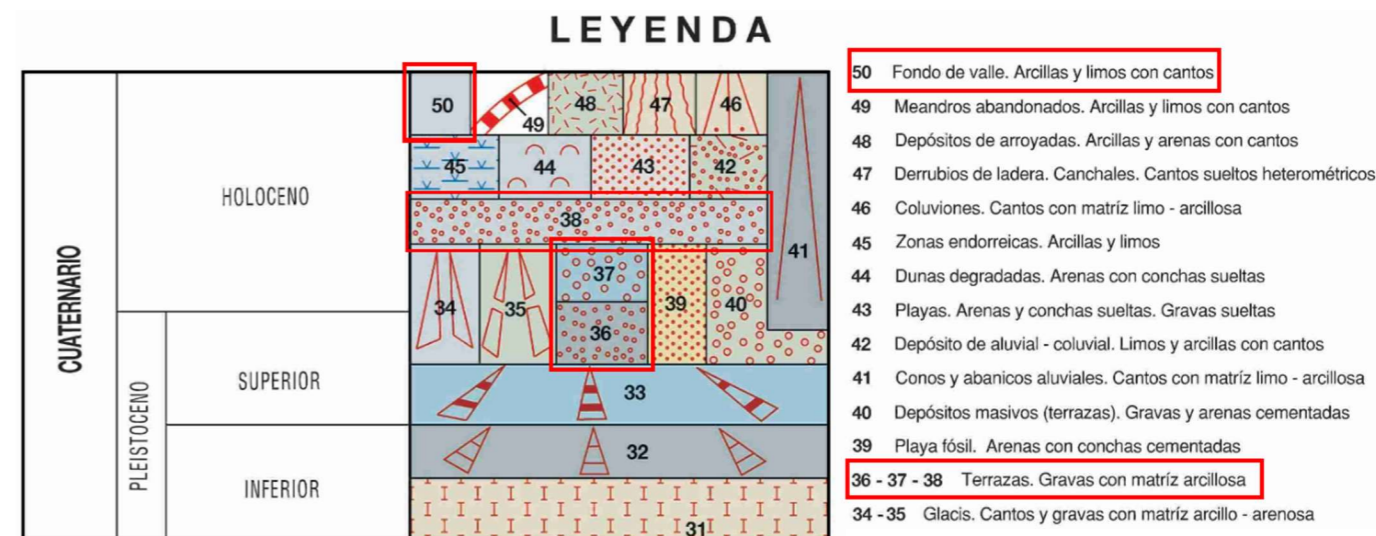


Figura 4. Leyenda del mapa geológico, capas relevantes resaltadas en rojo (Fuente: IGME)

3.2. Geomorfología

La memoria asociada a la Hoja de Benidorm 848, describe la morfología general de la zona de estudio como rugosa. Se trata de un valle fluvial, donde los procesos dominantes sobre el terreno son erosivos, dotado de pequeños resaltes y cerros cónicos, producto de zonas aisladas con litología más resistente a la erosión. Según la erosionabilidad de los términos margo-arcillosos de la zona, se puede clasificar la fisonomía como aquella correspondiente a la de un valle fluvial encajado. En el río Algar sobre el que se construirá el nuevo viaducto, se distinguen 3 niveles de terrazas situadas a 1-2 m, 3-4 m y 4-5 m respectivamente con una geología levemente distinta según lo visto en el subapartado previo.

3.3. Hidrogeología

Para detallar las condiciones hidrogeológicas de la zona de estudio, se enumerarán los cauces fluviales principales y secundarios seguido por información importante de los acuíferos existentes de la zona, como es la ubicación, el nivel de agua y otros datos como la permeabilidad, accesibilidad y vulnerabilidad de éstos.

En la zona de estudio solo se presenta un cauce fluvial permanente de hidrografía principal, aquel del río Algar, cuyo recorrido es corto, de alta pendiente y de régimen irregular. El cauce no está siempre con lámina de agua libre, pero las lluvias estacionales, a veces caracterizadas de gota fría sumadas a la escasa vegetación, resultan en una escorrentía alta, y los materiales impermeables limo-arcillosos contribuyen con una tasa de infiltración baja. No se presentan otros cursos fluviales secundarios u ocasionales relevantes, según muestra la Figura 5 del visor de la ICV y también el mapa de *Redes de Seguimiento del Estado e Información Hidrológica*.



Figura 5. Cauces fluviales en los alrededores de la zona de estudio (Fuente: ICV)



Figura 6. Localización de la unidad hidrogeológica "Orcheta" (Fuente: Visor de Redes de Seguimiento del Estado e Información Hidrológica)

En lo que respecta la información sobre acuíferos, la obra se ubicaría en su totalidad sobre la unidad hidrogeológica de "Orcheta", cuyo código es 08.48 (y código de demarcación de 81) que engloba el municipio de Altea hasta llegar a Alicante tal como indica la Figura 6.

Según la información proporcionada por el visor cartogràfic de la Generalitat Valenciana cabe destacar una accesibilidad baja² de los acuíferos cercanos a la obra, una vulnerabilidad de éstos muy baja³ y la zona de estudio es considerada un área sin interés desde el punto de vista a recarga de acuíferos⁴. El mapa Hidrogeológico de España 200.000 - Hoja 73 (ALICANTE) además clasifica la zona como impermeable debido a una litología predominante de arcillas y yesos, los que se observaron en los ensayos de agresividad química como se puede ver en el apéndice 3 del ANEJO II y se detalla posteriormente. Además, el mapa de Redes de Seguimiento del Estado e Información Hidrológica no indica afloramientos permeables en la zona sobre la que se construirá el viaducto

Según los ensayos de campo realizados, en los cuatro sondeos hechos sobre el terreno, S-1, S-2, S-3 y S-4, se encontró el nivel de agua en las cotas 3,00 m.s.n.m., 0,12 m.s.n.m., 0,76 m.s.n.m., y 0,75 m.s.n.m. Respecto al análisis, se tomará un valor uniforme para el N.F. respecto el m.s.n.m. según muestra la Figura 7, correspondiendo con el valor de 3,00 m.s.n.m del sondeo S-1. La justificación de este cambio se profundiza en 4.3. Niveles litológicos.

La zona de estudio se ubica a unos 500 metros de la costa a la que desemboca el río, por lo que la cota respecto al nivel medio del mar en Alicante (NMMA) es baja. En el presente análisis se considerarán solo los condiciones hidrostáticas del agua.

² Datos procedentes del documento Accesibilidad de acuíferos (COPUT, 1995)

³ Datos procedentes del documento de Vulnerabilidad de acuíferos (COPUT, 1995)

⁴ Según Recarga de acuíferos - Áreas críticas frente al cambio climático por la Dirección General de Política Territorial y Paisaje

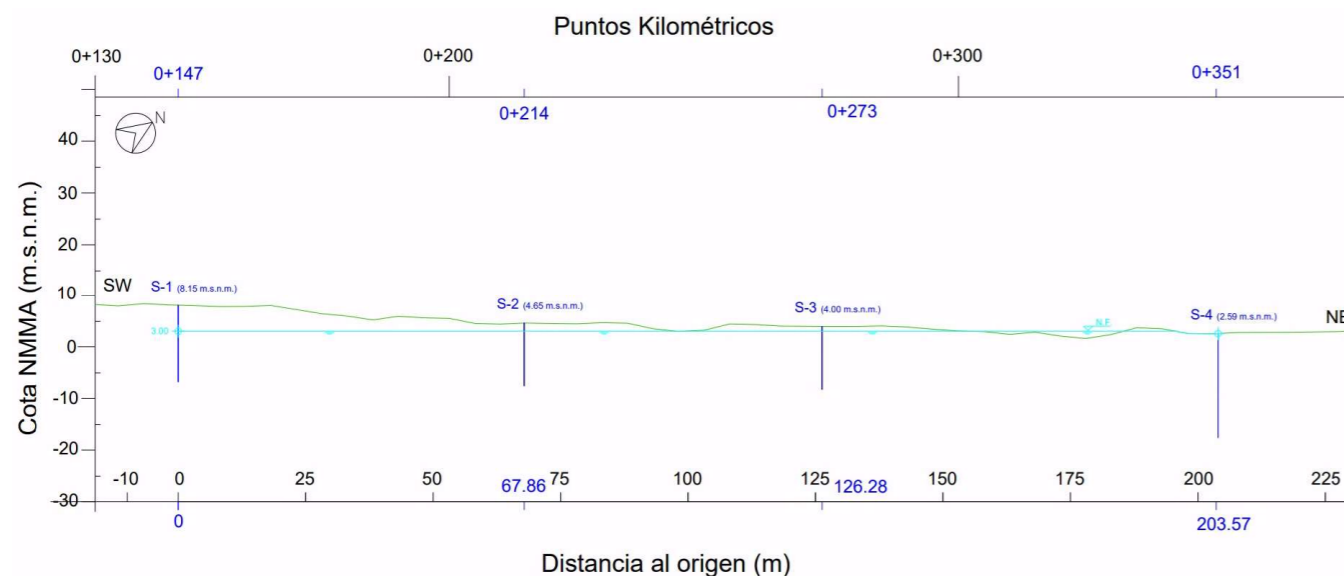


Figura 7. Perfil indicando el nivel de agua en la zona (cian) con los sondeos realizados (azul).

4. Caracterización geomecánica

4.1. Ensayos de campo

Los ensayos de campo mediante los cuales se obtuvo las muestras para ensayos posteriores y una visualización preliminar del terreno en la zona de estudio y sus características son los siguientes:

- 4 sondeos mecánicos
- 18 ensayos de Penetración Estándar (SPT)
- Toma de muestras inalteradas (MI), y alteradas: testigos parafinados (TP) y muestras/testigos embotellados/os o en bolsa (MB/TB)
- Tomografía Eléctrica (TME)

No se realizó ninguna calicata o ensayo por Penetración Dinámica (PD). Los 4 sondeos mecánicos se ubican, según coordenadas UTM, como indica la Tabla 5. El emplazamiento de los sondeos se representa en el ANEJO I: Planos y los datos asociados a la campaña geotécnica en los apéndices del ANEJO II: Comprobaciones Técnicas. Cálculos.

Tabla 5. Coordenadas UTM y profundidad de los sondeos realizados

Sondeo	Coordenadas UTM		L (m)
	X	Y	
S-1	757.320,92	4.277.314,92	15
S-2	757.360,07	4.277.362,96	12
S-3	757.390,72	4.277.405,90	12
S-4	757.427,84	4.277.465,78	21

4.2. Ensayos de laboratorio

Según la documentación preexistente, los ensayos y normativas realizadas en el laboratorio⁵ con fin de identificar, clasificar y categorizar el terreno y sus propiedades mecánicas y químicas son los siguientes:

- Preparación de muestras para ensayos de suelos (UNE 103100:95)
- Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103101:95)

⁵ Es importante recalcar la anulación de diversas de las normas realizadas y sus consecuente sustituciones. Se enumerarán las normas anuladas del apartado 4.2. Ensayos de laboratorio en 4.5. Análisis crítico.

- Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande (UNE 103103:94)
- Determinación del límite plástico de un suelo (UNE 103104:93)
- Determinación de la densidad de un suelo. Método de la balanza hidrostática (UNE 103301:94; NLT 206:91)
- Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo (UNE 103401:98)
- Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo (UNE 103400:93; NLT 202:91)
- Durabilidad del hormigón. Suelos agresivos. Determinación del contenido en ión sulfato (UNE 83963:08; UNE 83963 Erratum:2011)
- Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Determinación del contenido en ión sulfato (UNE 83956:08)

4.3. Niveles litológicos

Según lo visto, la zona de estudio consta de un aluvial con abundante material margo-arcilloso poco resistente a procesos erosivos. Según muestra la Figura 8 y la documentación propia de la campaña de sondeos, en los sondeos S-2 y S-3 se observan exclusivamente gravas, mientras los restantes sondeos — en la zona que corresponde con las terrazas del valle fluvial— presentan alternancias de gravas y limos, llegando a un material predominante de limos grises en S-1 y arcillas duras en S-4.

Se observó una incongruencia entre los valores medidos del nivel freático (N.F.) y la lámina libre del río observada en la zona, resultando en un N.F. inferior a la lámina libre, por ello, se ha optado por tomar el N.F. como el valor de mayor cota absoluta medido en los sondeos. Esta hipótesis asume un caso más desfavorable, ciñendo el Trabajo Fin de Grado al lado de la seguridad en los cálculos posteriores. Por ello, se observa en la Figura 8 las zonas sumergidas, que corresponden con ortofotos de la zona (véase la Figura 5 o el plano de localización del ANEJO II). Esto contabiliza posibles incrementos estacionales del nivel de agua en el río, al tratarse de una zona fluvial relativamente llana y un N.F. alto como ya se ha detallado en 3.3. *Hidrogeología*. Justificando un N.F. alto, además viene una mayor tasa filtración de agua superficial al subsuelo aumentan al tratarse de capas granulares, generalmente de mayor permeabilidad que capas cohesivas, en los estratos superiores en la zona de estudio. Más motivaciones por esta elección se explican en el apartado 4.5. *Análisis crítico*.

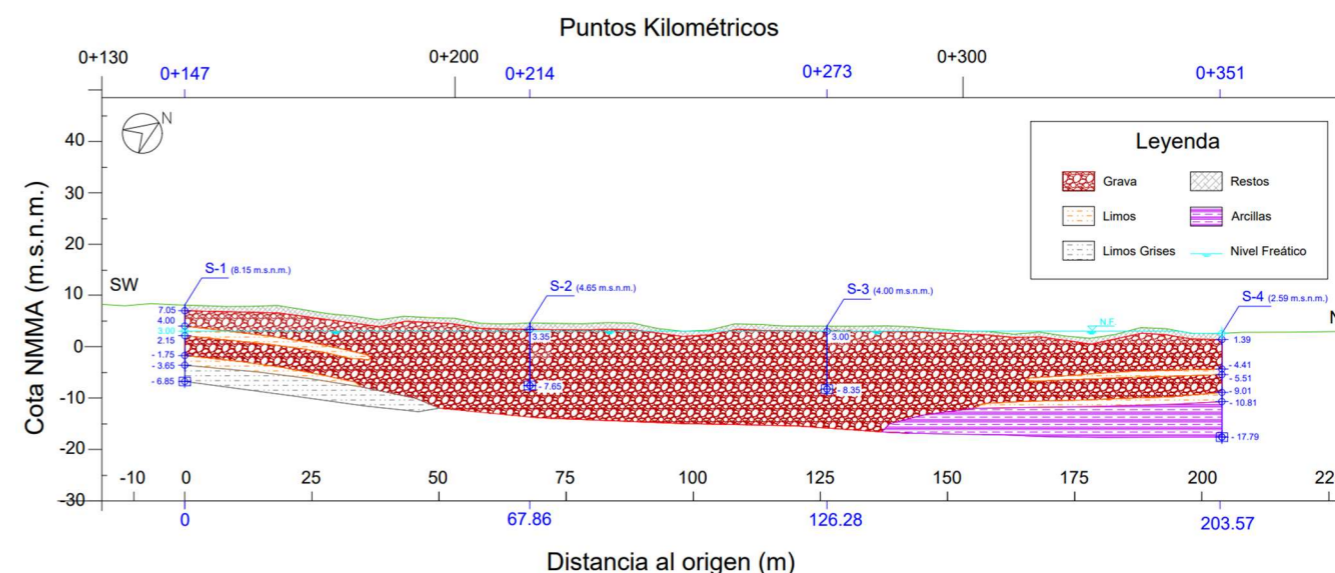


Figura 8. Perfil estratigráfico de la zona de estudio.

Los niveles de limos no se ven en los sondeos S-2 y S-3 —situados sobre el cauce principal— lo que se atribuye a dos motivos: el primero viene explicado por los procesos erosivos asociados al río y el segundo por la historia hidrográfica del cauce.

Los procesos erosivos vienen asociados al propio flujo de agua que discurre por el lecho del río, lo que resulta en la desaparición de estos materiales sensibles a la erosión. Cabe recalcar las variaciones en la lámina libre en los sistemas fluviales, aun así, como viene representado en la Figura 3, hay una amplia área que es definida por los procesos fluviales, lo que corresponde con la zona sobre la que se ubican los sondeos S-2 y S-3. Este punto viene vinculado a los procesos detallados en la geomorfología de la zona de estudio vista en el apartado 3.2. *Geomorfología*.

Asociado a las avenidas periódicas que afectan a los cauces fluviales, hay deposición de los materiales en suspensión dentro del agua, arrastrados desde aguas arriba. Al retroceder el agua tras una avenida, el material en suspensión se deposita sobre las terrazas y se forman estas intercalaciones de material limo-arcilloso en el terreno, las cuales, al situarse fuera del alcance de un flujo constante del agua, no son erosionadas.

En lo que respecta la caracterización propiamente dicha, la categorización de suelos empleada en los apartados posteriores indica como *Nivel 0* los restos antrópicos, *Nivel I* granulares, que son gravas de buena graduación y gravas limosas; *Nivel II* le corresponde arcillas de baja plasticidad (limos arcillo-arenosos); el *Nivel III* trata de limos arenosos de no plásticos; y finalmente el *Nivel IV* son arcillas duras plásticas. En la *Tabla 6* se recoge la distribución de los niveles del terreno con su categorización según S.U.C.S. para los sondeos S-1, S-2, S-3 y S-4.

Tabla 6: Distribución y categorización básica de los niveles según S.U.C.S. para cada sondeo.

Sondeo	Nivel	S.U.C.S.	Potencia (m)	Cota (m.s.n.m.)
S-1	0	-	1,10	+8,15 a +7,05
	I	GW / GM	3,05 y 3,90	+7,05 a +4,00 y +2,15 a -1,75
	II	CL	1,85 y 1,90	+4,00 a +2,15 y -1,75 a -3,65
	III	ML	3,20	-3,65 a -6,85
	IV	CL-ML	-	-
S-2	0	-	1,30	+4,65 a +3,35
	I	GW / GM	11,00	+3,35 a -7,65
	II	CL	-	-
	III	ML	-	-
	IV	CL-ML	-	-
S-3	0	-	1,00	+4,00 a +3,00
	I	GW / GM	11,35	+3,00 a -8,35
	II	CL	-	-
	III	ML	-	-
	IV	CL-ML	-	-
S-4	0	-	1,20	+2,59 a +1,39
	I	GW / GM	5,10 y 3,50	+1,39 a -4,41 y -5,51 a -9,01
	II	CL	1,10 y 1,80	-4,41 a -5,51 y -9,01 a -10,81
	III	ML	-	-
	IV	CL-ML	6,98	-10,81 a -17,79

4.3.1. Nivel 0: Restos antrópicos

El relleno superficial es una mezcla de restos antrópicos y suelos de aluvial (generalmente, gravas con una matriz limo-arcillosa) con restos vegetales. No se considera necesario realizar ensayos sobre este nivel pues se trata de un nivel de escasa potencia que deberá ser retirado para la ejecución de los elementos de cimentación. En la Tabla 7 se muestran la potencia de este nivel en los 4 sondeos.

Tabla 7. Potencias para el nivel 0 en los sondeos.

Nivel 0: Restos antrópicos		
Sondeo	Potencia (m)	Cotas (m.s.n.m.)
S-1	1,10	+8,15 a +7,05
S-2	1,30	+4,65 a +3,35
S-3	1,00	+4,00 a +3,00
S-4	1,20	+2,59 a +1,39

4.3.2. Nivel I: Gravas

Nivel litológico subsuperficial de gravas y cantos subredondeados envueltos por una matriz limo-arcillosa, correspondientes al material que conforma al aluvial de las unidades geológicas descritas, de color beige o marrón claro (véase Figura 9).



Figura 9. Muestras del sondeo S-2, de profundidad 3,00—6,00 metros, mostrando exclusivamente las gravas. Nótase cambios por el N.F. a partir de la profundidad 4,52 m. (Fuente: Campaña sondeos)

El nivel se presenta en todos los sondeos y es el más abundante de la zona de estudio. Las menores potencias medidas (Tabla 8) fueron en las terrazas que conforman la periferia del cauce fluvial, ya que el nivel I está intercalado por lentejones del material que constituyen el nivel II, mientras las mayores potencias son ininterrumpidas y forman la totalidad de los sondeos S-2 y S-3 (obviando el nivel 0 superficial).

Tabla 8. Potencias para el nivel I en los sondeos.

Nivel I: Gravas		
Sondeo	Potencia (m)	Cotas (m.s.n.m.)
S-1	3,05 y 3,90	+7,05 a +4,00 y +2,15 a -1,75
S-2	11,00	+3,35 a -7,65
S-3	11,35	+3,00 a -8,35
S-4	5,10 y 3,50	+1,39 a -4,41 y -5,51 a -9,01

4.3.3. Nivel II: Limos plásticos

El nivel II toma forma intercalaciones dispuestas a lo largo de los sondeos S-1 y S-4. El nivel II lo conforma un material correspondiente a limos arcillo-arenosos de color beige o marrón. La mayor parte del material está saturado, solo un tramo entre las cotas +3,94 y +4,93 m.s.n.m. del sondeo S-1 permanece sobre el N.F. tal como muestra la Figura 10.



Figura 10. Muestras del sondeo S-1, de profundidad 4,20—6,00 metros, mostrando los limos plásticos. Nótese la tonalidad más oscura en la parte no saturada. (Fuente: Campaña sondeos)

Estas intercalaciones de limos solo aparecen en las terrazas del valle fluvial. Tal como se indica en la Tabla 9, es notable la potencia reducida del material en las ubicaciones donde se observó. Pese a ello, se considera importante distinguir este material debido a su carácter plástico y potencial compresibilidad.

Tabla 9. Potencias para el nivel II en los sondeos.

Nivel II: Limos plásticos		
Sondeo	Potencia (m)	Cotas (m.s.n.m.)
S-1	1,85 y 1,90	+4,00 a +2,15 y -1,75 a -3,65
S-2	-	-
S-3	-	-
S-4	1,10 y 1,80	-4,41 a -5,51 y -9,01 a -10,81

4.3.4. Nivel III: Limos no plásticos

Este nivel se observó en las máximas profundidades del sondeo S-1, en el extremo sudoeste de la zona de estudio. Se trata de limos arcillo-arenosos de tonalidades predominantemente gris-verdoso con alguna mancha beige (Figura 11). El material se sitúa completamente sumergido bajo en N.F.



Figura 11. Muestras del sondeo S-1, de profundidad 12,00 metros hasta el fin del sondeo, mostrando los limos no plásticos. (Fuente: Campaña sondeos)

Aunque la potencia que muestra la Tabla 10 es relativamente baja, este nivel al situarse al fin del sondeo cabe la posibilidad de su continuidad en cotas inferiores a las ensayas, por lo que, se desconoce la potencia real de este estrato.

Tabla 10. Potencias para el nivel III en los sondeos.

Nivel III: Limos no plásticos		
Sondeo	Potencia (m)	Cotas (m.s.n.m.)
S-1	3,20	-3,65 a -6,85
S-2	-	-
S-3	-	-
S-4	-	-

4.3.5. Nivel IV: Arcillas duras

Al igual que el nivel III, las arcillas duras se vieron debajo de las capas alternantes del nivel I y II, pero en este caso se observó en el sondeo S-4, en el noreste de la zona de estudio. Este suelo son arcillas margosas yesíferas de una tonalidad gris-verdoso con manchas beige (véase Figura 12). Es caracterizado por una consistencia muy dura. El material está en su totalidad por debajo del N.F.



Figura 12. Muestras del sondeo S-4, de profundidad 15,00—18,00 metros, mostrando las arcillas duras (Fuente: Campaña sondeos)

Por lo visto en la Tabla 11, este nivel se sitúa a una cota absoluta mucho inferior al resto de los niveles, y es de una potencia significativa. Es fácil asumir que el material continúa hasta mayores profundidades, pero se desconoce su alcance.

Tabla 11. Potencias para el nivel IV en los sondeos.

Nivel IV: Arcillas duras		
Sondeo	Potencia (m)	Cotas (m.s.n.m.)
S-1	-	-
S-2	-	-
S-3	-	-
S-4	6,98	-10,81 a -17,79

4.4. Parámetros geotécnicos

La parametrización geotécnica de los niveles geotécnicos se ha realizado en base a los valores obtenidos mediante los ensayos de campo y laboratorio proporcionados. Todos los niveles de suelos cohesivos se

encuentran bajo el N.F., por lo que los valores de peso específico aparente son coincidentes con el saturado donde las muestras sean inalteradas.

Se recalca que las tablas posteriores que representan los valores de la parametrización incluyen toda la información dada por los ensayos de laboratorio y campo, la carencia de datos para algunos valores se discutirá en el apartado 4.5. *Análisis crítico* de esta memoria.

Algunos de los ensayos ausentes de considerable importancia son el ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro (UNE-EN ISO 17892-5:2019) en los suelos cohesivos (la totalidad de los cuales se encuentran saturados, por lo que los índices de compresión e hinchamiento resultan importantes) y ensayos triaxiales (UNE-EN ISO 17892-8:2019 y UNE-EN ISO 17892-9:2019) para determinar los parámetros resistentes de los diversos suelos además de la deformabilidad (módulo de Young). En este último caso, se carece particularmente los valores efectivos de cohesión y ángulo de rozamiento, no habiendo otra forma de obtener dichos valores más allá del ensayo UNE 103401:98 de corte directo, este siendo realizado a consolidación no drenado (CU), dando valores totales. En apartados sucesivos se hará mención de ensayos que, se consideran importantes y que no han sido proporcionados en la campaña geotécnica.

4.4.1. Nivel I: Gravas

Este primer nivel litológico clasificado consta del único suelo granular de la obra, siendo la tipología de suelo más abundante en la zona de estudio. La Tabla 12 resume los resultados de los ensayos ejecutados en las muestras tomadas que corresponden al presente nivel litográfico.

Tabla 12: parámetros geotécnicos del nivel I

Nivel I: Gravas	
Parámetro	Resultados
Granulometría	
Grava (% peso)	50 – 82
Arena (% peso)	13,1 – 35,3
Finos (% peso)	4,9 – 21,5
Clasificación S.U.C.S.	GW / GM
Coeficiente de 14ompressi, Cc	2,45 – 2,70
Coeficiente de uniformidad, Cu	16,66 – 131,25
Características suelo	
Ensayo SPT (Valor N ₃₀)	17 – 50
Compacidad según Terzhagi 1948	Densa a muy densa
Humedad, W (%)	-
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	-
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	-
Peso específico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	-
Cohesión total, c _u (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno total, ϕ_u (°)	-
Cohesión efectiva, c' (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno, ϕ' (°)	-

Por lo general, S.U.C.S. indica que las gravas son predominantemente limosas, aunque se observan núcleos que muestran buena graduación con baja presencia de limos, concretamente cerca de la superficie en los sondeos S-1 y S-2. Se incide también que las muestras disponen de un contenido alto de arenas. No obstante, se categorizan todo el material granular como el mismo nivel litológico de gravas (según su clasificación S.U.C.S.), pues presentan características geomecánicas semejantes.

El ensayo SPT indica que el suelo granular le caracteriza una compacidad de densa a muy densa; en S-1 se puede ver valores de 45 y 48, S-2 indica valores de 40, 41, 44 y 50, S-3 con 43, 50, 50 y 50 pero en los ensayos realizados sobre S-4, donde se ven valores de 17, 22 y 41. Esta variación en el terreno solo se presenta en el sondeo S-4 y solo por debajo del NF, que es lo esperado ya que el agua disminuye el valor de N₃₀ registrado por los procesos de pérdida de capacidad portante del terreno, resultante de efectos del sifonamiento del material. Por lo tanto, se pueden asumir valores superiores en estos casos. El peligro de inundabilidad del valle fluvial en conjunto con los materiales erosionables puede contribuir a los valores variables en los parámetros.

No se disponen de las propiedades índice del terreno como los pesos específicos (seco, aparente y saturado), por lo que se requeriría del ensayo UNE 103301:94. Al faltar la humedad, este valor aislado se podría determinar mediante secado en estufa según la norma UNE-EN ISO 17892-1:2015. Tampoco se tienen los valores totales y efectivos del ángulo de rozamiento interno (ϕ).

4.4.2. Nivel II: Limos plásticos

Este segundo nivel corresponde a los lentejones citados previamente, presentes en los sondeos S-1 y S-4. Este nivel fue el más ensayado en la campaña geotécnica, donde se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas, realizándose sobre ellas diversos ensayos. En la Tabla 13 se ven resumidos los valores de los parámetros para el nivel litológico II.

Tabla 13: parámetros geotécnicos del nivel II

Nivel II: Limos plásticos	
Parámetro	Resultados
Granulometría	
Grava (% peso)	0 – 8
Arena (% peso)	11 – 39,3
Finos (% peso)	52,7 – 89,0
Clasificación S.U.C.S.	CL
Límites Atterberg	
Límite líquido, WL	32,4 – 33,8
Índice de plasticidad, IP	10,1 – 14,0
Características suelo	
Ensayo SPT (Valor N ₃₀)	5 – 11
Compacidad según Terzhagi 1948	Media a firme
Resistencia a compresión simple (kPa)	23
Humedad, W (%)	28,4 – 33,4
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	14,6 – 15,2
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	19,6 – 20,1
Peso específico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	19,6 – 20,1
Cohesión total, c _u (kPa)	6
Ángulo de rozamiento interno total, ϕ_u (°)	17
Cohesión efectiva, c' (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, ϕ' (°)	-
Módulo de Young, E (kg/cm ²)	-
Edómetro	
Índice de consolidación, C _v	-
Índice de 14ompression, C _c	-
Índice de hinchamiento, C _s	-

Los suelos cohesivos generalmente presentan una consistencia firme y ocasionalmente media, pero con poca variación entre valores. Los dos ensayos SPT realizados en el sondeo S-1 sobre el nivel II dieron valores respectivos de 5 y 11. Se destaca de este nivel, frente a los otros, que se trata de un nivel de suelos plásticos. La clasificación S.U.C.S. indica los suelos como predominantemente CL, es decir, arcillas finas arenosas poco compresibles.

Se dispone de un ensayo a compresión simple realizado sobre una muestra alterada del sondeo S-4 a la cota -10,41 m.s.n.m., donde se obtiene el valor de 23 kPa. También se dieron valores de peso específico seco y relativo. Se hace el inciso que del mismo nivel litológico se obtuvieron valores numéricos para las propiedades índice semejantes a la muestra parafinada del sondeo S-1 (cota 3,65 m.s.n.m.). No se realizaron ensayos en edómetro sobre este nivel, como ya se ha indicado. Adicionalmente, se carece de valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno efectivos.

4.4.3. Nivel III: Limos no plásticos

En la Tabla 14 se recopilan los valores de los parámetros relevantes obtenidos en los ensayos.

Tabla 14: parámetros geotécnicos del nivel III

Nivel III: Limos no plásticos	
Parámetro	Resultados
Granulometría	
Grava (% peso)	-
Arena (% peso)	47,9
Finos (% peso)	52,1
Clasificación S.U.C.S.	ML
Límites Atterberg	
Límite líquido, WL	-
Índice de plasticidad, IP	-
Características suelo	
Ensayo SPT (Valor N_{30})	9
Compacidad según Terzhagi 1948	Firme
Resistencia a compresión simple (kPa)	-
Humedad, W (%)	22,9 – 26,0
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	16,1 – 16,7
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	20,3 – 20,6
Peso específico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	20,3 – 20,6
Cohesión total, c_u (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno total, ϕ_u (°)	31,6
Cohesión efectiva, c' (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, ϕ' (°)	-
Módulo de Young, E (kg/cm ²)	-
Edómetro	
Índice de consolidación, C_v	-
Índice de 15ompression, C_c	-
Índice de hinchamiento, C_s	-

En la campaña de sondeos el nivel fue categorizado como plástico, pero los ensayos de laboratorio determinaron que la muestra no era cohesiva como muestra la Tabla 14. Se observaron yesos en los

ensayos de laboratorio realizados, los cuales rebajan la plasticidad y son agentes agresivos a los materiales de construcción. Solo se realizó un ensayo SPT el cual resultó en un valor de 9 golpes, correspondiendo a una consistencia firme. El material no mostraba plasticidad. La clasificación por S.U.C.S. indica los suelos como ML, limos arenosos de baja compresibilidad. Se destaca el valor nulo presente en la cohesión total, obtenido en el ensayo de corte directo para la muestra inalterada del sondeo S-1 a cota -4,85 m.s.n.m. Se carece de ensayos de valores efectivos. No se realizó un ensayo a compresión simple (UNE 103400:93).

4.4.4. Nivel IV: Arcillas Duras

La Tabla 15 muestra los valores relevantes obtenidos mediante los ensayos.

Tabla 15: parámetros geotécnicos del nivel IV

Nivel IV: Arcillas duras	
Parámetro	Resultados
Granulometría	
Grava (% peso)	0 – 7
Arena (% peso)	3,8 – 37,8
Finos (% peso)	55,2 – 96,2
Clasificación S.U.C.S.	CL-ML
Límites Atterberg	
Límite líquido, WL	22,9 – 26,1
Índice de plasticidad, IP	6 – 6,4
Características suelo	
Ensayo SPT (Valor N_{30})	Rechazo
Compacidad según Terzhagi 1948	Muy dura
Resistencia a compresión simple (kPa)	96 – 254
Humedad, W (%)	12,9 – 21,9
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	16,9 – 17,9
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	20,2 – 20,6
Peso específico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	-
Cohesión total, c_u (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno total, ϕ_u (°)	-
Cohesión efectiva, c' (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, ϕ' (°)	-
Módulo de Young, E (kg/cm ²)	-
Edómetro	
Índice de consolidación, C_v	-
Índice de compresión, C_c	-
Índice de hinchamiento, C_s	-

Este suelo se le caracteriza por tener una consistencia muy dura; todos los ensayos SPT realizados sobre este suelo dieron valores de rechazo (≥ 50), no obstante, los ensayos SPT solo pueden proporcionar valores orientativos en suelos cohesivos. También se observaron yesos en los ensayos de laboratorio realizados. Se disponen de dos ensayos de rotura a compresión simple cuyos valores para la tensión de rotura corresponde con 96 kPa con una deformación de 15% y 254 kPa con una deformación del 5%, a las cotas de -11,51 y -14,21 m.s.n.m. respectivamente. S.U.C.S. categoriza este nivel como CL-ML, es decir, arcillas arenosas-limosas de poca compresibilidad. No se realizó ningún ensayo UNE 103405:1994 ni UNE 103401:98 o UNE-EN ISO 17892-8:2019/UNE-EN ISO 17892-9:2019

Se considera importante destacar que los ensayos de este nivel fueron realizados sobre muestras alteradas, por lo que los valores numéricos obtenidos no son aptos para la obtención de las propiedades índice, si no solo para propiedades intrínsecas como la granulometría.

4.5. Análisis crítico

A continuación, se llevará a cabo un análisis crítico de la información proporcionada en la documentación, e información adicional que se recomendaría proporcionar que no fue incluida en los estudios.

En lo que respecta información general, al no ubicarse los sondeos sobre el eje del trazado previsto del nuevo viaducto, y por tanto sin P.K.s asociados para referenciarlos, resulta difícil ubicar con exactitud los puntos de sondeo en el plano topográfico. No obstante, los sondeos están en la cercanía del eje, concretamente se ubica el sondeo S-1 adyacente a una estructura identificable cercana al P.K. 0+146,62 en los planos proporcionados donde se indicaba el trazado del viaducto, se puede interpolar valores de P.K.s de todos los sondeos con los datos proporcionados.

Una problemática semejante fue la falta de referencias sobre cotas absolutas referidas al nivel medio del mar en Alicante (NMMA), tanto en los diversos planos del proyecto (topográfico, emplazamiento, trazado, etc.), fichas técnicas de la campaña de sondeos, como con la memoria del proyecto. Esto imposibilita obtener referencias absolutas que interrelacionen los sondeos entre sí, como con la topografía dada. Con fin de solventar el inconveniente, se recurrió a la única referencia absoluta, presente en los planos de sección tipo, indicando la cota de las vías de +10,50. Usando el plano topográfico con la ubicación correspondiente de cada pila indicada como guía, se realizó un boceto aproximado con las dimensiones de la estructura proyectada sobre el plano topográfico del terreno en la ubicación de cada pila, obteniendo diversos puntos de referencia. En los planos venía incluido el comienzo de las cimentaciones, también usado para referenciar el boceto en CAD. Partiendo de este método, se obtienen varios valores con variaciones oscilando dentro de un rango de 2 metros, se asume un punto con mayor concentración de los estimados puntos de origen de altitudes del NMMA, dando al sondeo S-1 un valor de aproximadamente 8,50 m.s.n.m. Esto se comparó con el valor de altitud ortométrica referida al NMM en Alicante del visor de la ICV sobre el mismo punto, dando un valor de

7,41 m.s.n.m. Se eligió el valor medio entre los dos obtenidos, con fin de reducir el error potencial a 0,50 metros entre ambos puntos, dándose por aceptable este valor de referencia por las leves diferencias iteradas.

Cabe destacar la escasa cantidad de sondeos en la campaña, donde solo se realizaron 4 en su totalidad. La nota de servicio 3/2012: *Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la Dirección General de Carreteras* establece la necesidad de realizar un mínimo de un sondeo o ensayo indirecto como de penetración dinámica (PD) por pila y estribo en un viaducto, con lo que se deberían de realizar 11 sondeos en los puntos inmediatamente inferiores a la ubicación proyectada de las nueve pilas y los dos estribos del nuevo viaducto. Para cada sondeo se realizará un mínimo de un ensayo SPT cada dos metros de profundidad de la prospección y siempre que cambie la naturaleza del terreno. Adicionalmente, se desconoce si las formaciones geológicas presentan algún buzamiento significativo, por lo que la necesidad de hacer más prospecciones que el mínimo de una por pila queda incierto.

En lo que respecto los ensayos realizados, mientras se ensayó mediante granulometría todos los distintos niveles litológicos⁶, se carecen de ciertos parámetros esenciales para el cálculo de las cimentaciones. En la Figura 13 se pueden observar los puntos ensayados de cada sondeo.

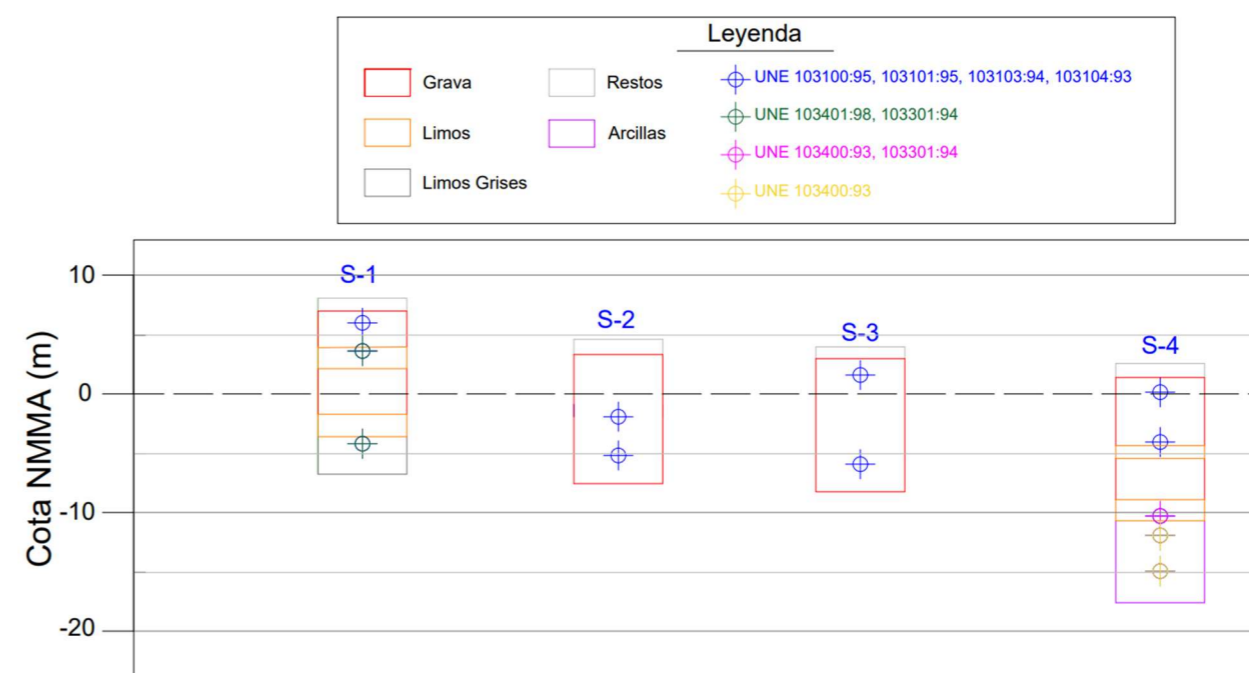


Figura 13. Visualización de los puntos ensayados de cada sondeo.

En cuanto al nivel I de gravas, se destaca la escasa diversidad de ensayos realizados, llevándose a cabo solo los ensayos UNE 103100:95, UNE 103101:95, UNE 103103:94 y UNE 103104:93. Ninguno de los

semejantes valores en los resultados. Se nota que a causa de lo explicado resulta difícil garantizar la exactitud en el comportamiento mecánico de cada estrato de estas alternancias, dificultando la caracterización de los niveles litológicos.

⁶ No se ensayó cada alternancia de limos y arcillas en los sondeos S-1 y S-4 (la segunda y primera aparición de limos en los sondeos respectivos, y la segunda aparición de gravas en ambos), pero corroborando las observaciones en los diversos ensayos realizados, se considera razonable categorizar los distintos estratos bajo los niveles litológicos indicados debido a los

ensayos sobre gravas proporcionan valores de las propiedades índice del terreno o valores relacionados con la rotura del terreno, por lo que se solicitaría realizar los ensayos UNE 103301:94 (balanza hidrostática) para obtener pesos específicos, UNE 103300:93 (estufa) para la humedad.

Ya se ha referenciado la escasez de ensayos UNE 103405:94 (edómetro) en los distintos niveles litológicos de suelos cohesivos. Se considera importante disponer de este tipo de ensayos debido a la presencia de materiales cohesivos saturados. Concretando en el caso del nivel II, la potencia de cada estrato, aunque baja (dos metros o menos), siguen siendo de dimensiones suficientes para que los problemas derivados de consolidación e hinchamiento sean un rasgo para considerar en la ejecución de las cimentaciones tanto superficiales, por situarse cerca de la superficie, como profundas. Así pues, obviar una propiedad de tal importancia se considera un fallo grave. Ya se han detallado los ensayos recomendados para cada nivel individual en los subapartados correspondientes a ellos en el apartado 4.4. *Parámetros geotécnicos*. También se solicitaría un ensayo triaxial para obtener parámetros resistentes y de deformabilidad.

En caso de repetir los ensayos con fin de obtener nuevos valores, se debe considerar la ya mencionada anulación de algunas de las normas, estas son las siguientes:

- UNE 103101:1995, tamizado (por UNE-EN ISO 17892-4:2019)
- UNE 103103:1994, límites líquido (por UNE-EN ISO 17892-12:2019)
- UNE 103104:1993, límite plástico (por UNE-EN ISO 17892-12:2019)
- UNE 103401:1998, corte directo (por UNE-EN ISO 17892-10:2019)
- UNE 103400:1993, compresión simple (por UNE-EN ISO 17892-7:2019)

La nota de servicio 3/2011 además establece que en suelos se deben obtener valores para la resistencia de corte mediante muestras inalteradas obtenidas cada 3 metros de profundidad de sondeo y cada vez que cambie la naturaleza del terreno. La nota también establece que la longitud mínima de los sondeos para cimentaciones profundas se considera 5 veces el diámetro de los pilotes, al verse los sondeos a profundidades entre 12,30 y 20,38 metros, los diámetros para mantenerse dentro del margen establecido deberían ser no superiores a 2,46 metros, una valoración más que razonable considerando que diámetros de esas dimensiones son excesivamente sobredimensionados.

En definitiva, debida la importancia y magnitud de la obra, para poder realizar un Trabajo Fin de Grado conclusivo, se considera necesario realizar una campaña geotécnica complementaria donde los sondeos son ubicados lo más próximo al eje de la estructura donde se sitúa cada una de las 9 pilas y 2 estribos proyectados, aproximándose lo máximo posible a la situación real y minimizando incertidumbres. Dichos sondeos deben georreferenciarse con valores absolutos de cotas, y se deben realizar los ensayos indicados para cada determinado nivel del terreno.

Para proseguir con el Trabajo Fin de Grado, se realizará una hipótesis estimando los valores ausentes. Viéndose primero ensayos geotécnicos en zonas cercanas al ámbito de estudio, no se pudo encontrar ensayos para suelos con características geomecánicas semejantes que proporcionasen valores incógnitos para los parámetros necesarios. Para realizar un estudio completo de las distintas tipologías de cimentaciones para el viaducto en el Trabajo Fin de Grado, al no poder contar de los datos necesarios se deberá recurrir a prestar valores de referencia del CTE-DB SE-C y se usarán diversas correlaciones para interpretar valores desconocidos de aquellos ya ensayados.

En primer lugar, para el nivel I se emplea para la obtención de propiedades índice la tabla D.26. del CTE-DB SE-C (Figura 14). Al tratarse de gravas altamente contaminadas por arenas y finos, se opta por un valor de densidades en el límite más bajo del CTE, tomándose pues un peso específico de 20 kN/m³ (saturado) y de 15 kN/m³ (seco). El nivel como ya se ha mencionado tiene un rango amplio de valores SPT⁷, pero se consideran que oscilan alrededor de un N₃₀ de 40 a causa de la presencia del N.F., no obstante, los bolos que se encuentran en el nivel pueden causar incrementos engañosos en el ensayo SPT, así que se considerará un valor promedio de N₃₀ de 34 para este nivel. Con el valor de N₃₀ nuevamente definido, se pueden usar diversas correlaciones para obtener valores del rozamiento interno del material. En este Trabajo Fin de Grado se tomarán las curvas de Peck (1973) y la propuesta de Muromachi (1974), viéndose expresadas en las ecuaciones 7 y 8 y dando los valores de 36,7° y 40,4° respectivamente. Se toma su promedio de 38,6° como el valor final del ángulo de rozamiento interno para el nivel I, siendo un valor dentro de los rangos expuestos por la tabla D.27 del CTE-DB SE-C (figura 14).

$$\varphi = 27,1 + 0,30 \cdot N_{30} - 0,00054 \cdot N_{30}^2 \quad (7)$$

$$\varphi = 20 + 3,5\sqrt{N_{30}} \quad (8)$$

Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

Figura 14. Valores orientativos de densidades de suelos (Fuente: CTE-DB SE-C).

⁷ Se debe tener en cuenta que los valores del ensayo SPT son orientativos en lo que respecta los materiales cohesivos

Tabla D.27. Propiedades básicas de los suelos

Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 – 22	34° - 45°
	Arena	17 – 20	30° - 36°
	Limo	17 – 20	25 – 32°
	Arcilla	15 – 22	16° – 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

Figura 15. Propiedades básicas de los suelos (Fuente: CTE-DB SE-C).

A continuación, para el nivel II de limos plásticos, se considera el promedio del SPT, siendo 8, para la obtención del rozamiento interno tal como se expuso para el nivel I, obteniendo un valor de 29,4° para Peck (1973) y 29,9° para Muromachi (1974), ambos siendo superiores al valor total ensayado de 17°. Se considera la muestra de poca fiabilidad para emular las condiciones reales del terreno, al ser una muestra inalterada y se opta por el promedio entre los dos primeros valores, resultando en un valor final de 29,7°. Con este valor se puede obtener el coeficiente de Poisson (ν) mediante las expresiones 9 y 10, resultando en un valor final de 0,34.

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (9)$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad (10)$$

Para la obtención del módulo de Young (E), se consideró el método de Meigh & Nixon (1961), pero siendo muy conservador se optó por la estimación de Denver (1982) vista en la ecuación 11, resultando en un módulo de elasticidad de 19,80 MPa.

$$E = 7\sqrt{N_{30}} \quad (11)$$

En cuanto al nivel III de limos no plásticos, el único valor SPT de 9 golpes conllevó a un valor para el ϕ promedio de 30,1°, inferior al observado en el ensayo de corte directo de 31,6°. Se calculó un valor para ν de 0,33 y para E de 21 MPa. Se asume un valor de resistencia de corte semejante pero un poco inferior al nivel II, de 20 kPa, siendo más restrictivo que IV.

Finalmente, en el caso del nivel IV, se tomarán los valores para propiedades índice de las muestras parafinadas como si fuesen inalteradas. Los valores SPT de rechazo resultaron en un valor de ϕ promedio de 42,8°, del E de 49,5 MPa y para ν de 0,24.

En todos los suelos cohesivos se escoge un valor más desfavorable para la cohesión efectiva de cero, justificado por valores generalmente casi nulos obtenidos. Con este supuesto las cimentaciones es probable que queden sobredimensionadas, esto se debe tener en cuenta, pero a falta de valores de mayor fiabilidad se prosigue con este supuesto. Se asumirá además para cada pila que en sus

inferioridades los estratos desconocidos son de valores correspondientes del sondeo más cercano, con leves variaciones en los valores de las cotas, potencias y parámetros. Otro aspecto estimado incluye el nivel freático, recurriéndose a tomar un plano horizontal que parte del nivel de mayor cota medido, dimensionando las cimentaciones para un caso más desfavorable. En el apartado 4.3. *Niveles litológicos* se ha justificado esta elección con mayor detalle. Se asumen las formaciones geológicas-geotécnicas a efecto del estudio realizado de buzamiento despreciable.

Se resumen los valores finales de cálculo en las tablas 16, 17, 18 y 19 para los niveles I, II, III y IV respectivamente y se han verificado los órdenes de magnitud con valores orientativos del CTE-DB SE-C. Asumiéndose para la realización de este Trabajo Fin de Grado como aquellos valores obtenidos mediante los ensayos citados.

Tabla 16: Parámetros geotécnicos finales para las características del nivel I

Nivel I: Gravas	
Parámetro	Resultados
Ensayo SPT (Valor N_{30})	17 - 50
Compacidad según Terzhagi 1948	Densa a muy densa
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	15
Peso específico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	20
Ángulo de rozamiento interno, ϕ' (°)	38,6
Módulo de Young, E (MPa)	40,82
Coeficiente de Poisson, ν	0,27

Tabla 17: Parámetros geotécnicos finales para las características del nivel II

Nivel II: Limos plásticos	
Parámetro	Resultados
Ensayo SPT (Valor N_{30})	5 - 11
Compacidad según Terzhagi 1948	Media a firme
Resistencia a compresión simple (kPa)	23
Humedad, W (%)	28,4 – 33,4
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	14,6 – 15,2
Peso específico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	19,6 – 20,1
Cohesión efectiva, c' (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, ϕ' (°)	29,9
Módulo de Young, E (MPa)	19,80
Coeficiente de Poisson, ν	0,34

Tabla 18: Parámetros geotécnicos finales para las características del nivel III

Nivel III: Limos no plásticos	
Parámetro	Resultados
Ensayo SPT (Valor N_{30})	9
Compacidad según Terzaghi 1948	Firme
Resistencia a compresión simple (kPa)	20
Humedad, W (%)	22,9 – 26,0
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	16,1 – 16,7
Peso específico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	20,3 – 20,6
Cohesión efectiva, c' (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, ϕ' (°)	30,1
Módulo de Young, E (MPa)	21
Coefficiente de Poisson, ν	0,33

Tabla 19: Parámetros geotécnicos finales para las características del nivel IV

Nivel IV: Arcillas duras	
Parámetro	Resultados
Ensayo SPT (Valor N_{30})	Rechazo
Compacidad según Terzaghi 1948	Muy dura
Resistencia a compresión simple (kPa)	96 - 254
Humedad, W (%)	12,9 – 21,9
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	16,9 – 17,9
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	20,2 – 20,6
Peso específico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	20,2 – 20,6
Cohesión efectiva, c' (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, ϕ' (°)	42,8
Módulo de Young, E (MPa)	49,5
Coefficiente de Poisson, ν	0,24

4.5.1. Propuesta de campaña complementaria

En definitiva, se propone una campaña complementaria donde se realice obligatoriamente un sondeo por cada uno de las nueve (9) pilas y dos (2) estribos previstos para el nuevo viaducto, complementados por ensayos *in-situ* como de puede penetración dinámica (PD), ensayos SPT, tomografía eléctrica (TME), ensayo de permeabilidad Lefranc y ensayos presiométricos. La localización de los sondeos, pilas y estribos deberán disponer de una referenciación absoluta (UTM, cotas NMMA, etc.) en los plano.

Se deben obtener valores para la resistencia de corte mediante muestras inalteradas, obtenidas cada 3 metros de profundidad de sondeo y cada vez que cambie la naturaleza del terreno. Además, la longitud mínima de los sondeos para cimentaciones profundas se considera una longitud total que englobe la excavación hasta la cota del encepado más la longitud del pilote prolongada al menos hasta 5 veces el diámetro de los pilotes, En el emplazamiento analizado se considera que la longitud del sondeo debería estar entre los 15 y 25 metros de profundidad.

Los ensayos por realizar en el laboratorio deberán ceñirse a la normativa vigente, siendo:

- Preparación de muestras para ensayos de suelos. (UNE 103100:95)
- Determinación de la distribución granulométrica (UNE-EN ISO 17892-4:2019)
- Determinación de la humedad (UNE-EN ISO 17892-1:2015)
- Determinación de la densidad de un suelo. Método de la balanza hidrostática (UNE 103301:94)
- Determinación del límite líquido y del límite plástico (UNE-EN ISO 17892-12:2019)
- Ensayos de corte directo (UNE-EN ISO 17892-10:2019)
- Ensayo de compresión no confinada (UNE-EN ISO 17892-7:2019)
- Ensayo edométrico de carga incremental (UNE-EN ISO 17892-5:2019)
- Ensayos de compresión triaxial consolidados en suelos saturados de agua (UNE-EN ISO 17892-9:2019)

5. Diseño geotécnico de las cimentaciones

5.1. Análisis de alternativas

Teniendo en consideración toda la información elaborada en la Memoria, seguidamente se realizará la resolución del diseño geotécnico de las cimentaciones del proyecto. El detalle de los cálculos realizados para la elaboración del apartado actual se verá en el anejo correspondiente, *ANEJO II: Comprobaciones Técnicas. Cálculos*.

El Trabajo Fin de Grado consiste en el diseño de las cimentaciones adjuntas a las nueve (9) pilas y dos (2) estribos pertenecientes al viaducto, ya que estos elementos de soporte sirven como los conductos principales por los que las cargas que soporta la estructura se transmiten al propio terreno ya descrito.

Se consideran dos tipologías de alternativas para la resolución de las cimentaciones del viaducto. Inicialmente se ideará el diseño de las cimentaciones del viaducto con cimentaciones directas (zapatas aisladas), realizando las comprobaciones correspondientes a éstas dentro de la GCOC. En caso del incumplimiento de los criterios detallados, se iterará soluciones mediante cimentaciones indirectas, ajustando el número de pilotes hasta un cumplimiento geotécnico adecuado.

El enfoque principal del diseño presentado por el Trabajo Fin de Grado serán los criterios geotécnicos, no obstante, en caso del cumplimiento de los Estados Límites para diversas tipologías, se expandirá el estudio comparativo a rasgos económicos, estructurales, constructivos y ambientales con la finalidad de determinar la solución óptima.

5.2. Modo de análisis

Con motivo de la diversidad en documentos, recomendaciones y guías para la proyección de obras de cimentación, se debe especificar los documentos a emplear para las comprobaciones geotécnicas. Considerando el rango de aplicación de las diversas guías, tratándose de una obra estructural no relacionada con la edificación⁸ u obras portuarias⁹, se considera para la elaboración de los cálculos la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (GCOC) como el documento principal de referencia. No obstante, se considera adecuado emplear los documentos indicados en el apartado 1.3. *Documentación de partida* donde sea puntual, indicándose en cada caso.

La zona se ubica cercana a la línea de costa, debiendo asignar por tanto una clase de exposición ambiental XS1, según el artículo 27 para los elementos de hormigón (capítulo 7, apartado 27.1) del vigente Código Estructural, esto se elabora más en el apartado 6.2. *Recomendaciones constructivas* y en el propio *ANEJO III*, ya que afecta la elección del hormigón y su comportamiento estructural.

⁸ Exentando por tanto la obligatoriedad del Código Técnico de la Edificación (CTE), particularmente el documento básico de seguridad estructural de cimientos (DB-SE-C)

Según describe la GCOC, el procedimiento de comprobación a seguir para verificar el buen diseño geotécnico de las cimentaciones será empleando el método de los estados límite últimos (E.L.U.) y los estados límite de servicio (E.L.S.).

Se verificará la capacidad de las cimentaciones superficiales a resistir los mecanismos de fallo que conducen a los E.L.U. siguientes:

- Hundimiento
- Deslizamiento
- Vuelco

Por otra parte, lo que respecta los E.L.U. para las cimentaciones profundas se analizará la capacidad portante del terreno, lo que es lo mismo que las siguientes formas de fallo:

- Hundimiento
- Tope estructural
- Arranque
- Rotura horizontal del terreno

Adicionalmente, se verifica la ausencia de deformaciones excesivas (asientos) en ambas tipologías de cimentaciones, lo que corresponde con el cumplimiento de los E.L.S.

Ya parametrizado el terreno, de igual importancia se debe recopilar las acciones provenientes de la estructura que se transmiten al terreno mediante las cimentaciones y otras acciones que pueden influir en la estabilidad de la estructura. Las acciones se exponen en el *ANEJO II*.

En lo que respecta las acciones accidentales, de acuerdo con el apartado 2.2. *Sismología*, según normativa se deben considerar las acciones sísmicas. No obstante, la consideración de una respuesta dinámica del terreno, incluyendo parámetros geomecánicos dinámicos, queda fuera del ámbito de este Trabajo Fin de Grado. La inundabilidad de la zona se considera un aspecto crítico debido a la cercanía al cauce fluvial y por la alta erosionabilidad del terreno según elaborado en el marco geológico, se considera esencial contabilizar la cota de socavación en el diseño de la cimentación. Además, se considerará la acción particular del descarrilamiento, al tratarse de un puente ferroviario, y de impacto de vehículos.

Por consiguiente, se define en breve la metodología empleada para la definición de la geometría de las cimentaciones conforme a los valores los esfuerzos previamente citados, las condiciones del terreno y

⁹ Para obras portuarias se emplean las Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM), y concretando para aspectos geotécnicos el documento ROM 0.5-0.5: Recomendaciones Geotécnicas para Obras marítimas y Portuarias.

los factores de seguridad de los E.L.U. y E.L.S. Los detalles de los condicionantes geotécnicos a cumplir se especificarán en el ANEJO II.

5.3. Comprobaciones técnicas. Pilas

5.3.1. Alternativa 1: Cimentaciones directas

Se ensayaron cinco (5) hipótesis de carga en las pilas, siendo ELU1 la combinación de carga característica¹⁰, ELU2 la combinación de cargas accidental sin sismo para inundaciones, ELU3 viendo el caso accidental de impacto transversal, ELU4 para impacto longitudinal, y ELU5 el descarrilamiento. Se comprobó el cumplimiento de las condiciones para los E.L.U.s de hundimiento, deslizamiento y vuelco, con el ELS de Deformaciones bajo las citadas hipótesis de carga.

Inicialmente, se dimensiona la estructura según un límite superior de viabilidad de cimentaciones directas. Este límite contempla de zapatas aisladas a una cota de cimentación (D) de 3,5 metros por debajo del nivel del terreno y una relación B:L de 1 y con valor de ancho de 4 metros. El canto (H) se contemplará como rígido siempre que caiga dentro de lo posible. Las zapatas se plantearán inicialmente sobre el nivel I de gravas. Este se considera el límite superior debido a que dimensiones superiores a estas son de muy poco uso en las obras convencionales y suponen grandes costes de excavación y materiales y complejidad constructiva. Inicialmente, se realizarán los cálculos en el caso de terreno más favorable, siendo aquel compuesto exclusivamente por el Nivel I de gravas, puesto que si incumple cualquier Estado Límite bajo estas condiciones incumplirá para el resto.

En el caso del E.L.U. de hundimiento, el factor de hundimiento mínimo ($F_{h,min}$) era de 2,60, y se observó que para todas las hipótesis de carga sobrepasaban este valor, por lo que las dimensiones máximas establecidas para las zapatas cumplen. Los valores de F_h con las cimentaciones B=L=4 m, se resumen en la Tabla 20. En el caso más restrictivo de ELU1, se podrían reducir las cimentaciones a zapatas cuadradas de 3 m de ancho y largo.

Tabla 20. Resultandos de la comprobación frente a hundimiento para cada hipótesis de carga.

Hipótesis	F_h
ELU1	14,19
ELU2	34,46
ELU3	21,93
ELU4	22,53
ELU5	21,21

La condición de deslizamiento, también analizando las dimensiones máximas, no suele ser necesario en casos de cimentaciones de pilas, no obstante, se realizó un cálculo al respecto de una zapata. El único

¹⁰ ELU 1 contempla la sobrecarga ferroviaria y sus otras acciones derivativas (frenado, lazo, centrífuga), siendo este el caso más desfavorable en lo que respecta las acciones que llegan al terreno. Empleándose esta hipótesis para minimizar cálculos innecesarios.

caso de carga donde se necesita de su verificación es el ELU3, puesto que su resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación mayor que 20% ($\text{tg } \delta > 0,20$). Se puede verificar su cumplimiento con un valor para el coeficiente de seguridad de cálculo para el deslizamiento (F_d) de 2,4, superando al más restrictivo requerido de 1,8 para acciones características en vuelco rígido¹¹.

La condición de vuelco suele ser redundante si se cumplen las dos previas, según cita la GCOC, no obstante, se verificó su cumplimiento, obteniendo los valores de factor de seguridad en el sentido longitudinal ($F_{v,x}$) y transversal ($F_{v,y}$) que muestran la Tabla 21. Siendo 1,80 el mínimo para acciones características (ELU1) y 1,50 para accidentales.

Tabla 21. Resultandos de la comprobación frente a vuelco para cada hipótesis de carga.

Hipótesis	$F_{v,x}$	$F_{v,y}$
ELU1	18,35	30,09
ELU2	(1)	218,59
ELU3	(1)	5,24
ELU4	10,73	218,59
ELU5	(1)	324,24

(1) Al no haber fuerzas en este sentido se cumple la condición.

En el caso de las deformaciones del suelo bajo estas hipótesis, tanto para dimensiones de zapata flexible como rígida, se sobrepasaban el límite superior de 25 mm en todos los casos, requiriendo para su cumplimiento dimensiones de zapata inviables. En la Tabla 22 se recopilan los valores de asiento obtenidos en cada caso de carga, siendo B_{min} y L_{min} las dimensiones de zapata para los cuales se llega al cumplimiento del E.L.S. Por lo tanto, se favorece la resolución mediante cimentaciones indirectas.

Tabla 22. Asientos para las distintas hipótesis de carga para cimentaciones rígidas y flexibles.

Hipótesis	Cimentaciones rígidas			Cimentaciones flexibles			
	Asiento (mm)	B_{min} (m)	L_{min} (m)	Hipótesis	Asiento (mm)	B_{min} (m)	L_{min} (m)
ELU1	35	5	6	ELU1	50	7	7
ELU2	23	-	-	ELU2	32	5	6
ELU3	33	5	5	ELU3	44	6	7
ELU4	26	4	5	ELU4	37	6	6
ELU5	37	6	6	ELU5	51	8	9

¹¹ El vuelco rígido, según la GCOC es el cálculo de vuelco sin contabilizar retranqueo

5.3.1. Alternativa 2: Cimentaciones indirectas

Las mismas cinco (5) hipótesis de carga para las pilas se estudiaron en esta alternativa, con el condicionante que se resumieron los cálculos en seis (6) casos, con fin de simular las distintas condiciones de las pilas.

Tres (3) de los casos consideran las condiciones con inundaciones y los otros tres (3) no consideran el efecto de la inundación. De cada uno de los tres (3) casos, el primero considera exclusivamente el Nivel I de gravas, el segundo alternancias del Nivel II de limos plásticos y con el Nivel III de limos no plásticos en el fondo, y el último alternancias del Nivel II y con el Nivel IV de arcillas duras en el fondo.

Se estudiaron las opciones de cimentar mediante un pilote de gran diámetro (calculando para 1,00 m, 1,25 m y 1,50 m) y también grupos de pilote de 4, 6, 8, 9, 12, 16, con diámetros de 0,45 m, 0,55 m, 0,65 m y 0,85 m.

Hay diversas opciones que cumplimentan las condiciones de capacidad portante. Para llegar a una conclusión, se realizó una consideración de la cantidad de hormigón empleada con fin de intuir aquellas que recayesen como las más rentables desde una perspectiva económica y de minimizar uso de materiales. De las más económicas, se favorecen aquellas que lleguen a menores profundidades y/o empleen menor número de pilotes.

En conclusión, se definieron las pilas como indica la Tabla 23, cumpliendo tanto las condiciones de capacidad portante como aquellas de asientos/deformaciones excesivas:

Tabla 23: Dimensiones cimentaciones profundas de las pilas.

GEOMETRÍA	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
Longitud excavada (m)	8,75	7,75	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	10,50	10,50
Diámetro Pilotes (m)	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
Nº Pilotes	9	12	8	8	8	8	8	9	9
Ancho encepado (m)	3,30	3,30	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	3,30	3,30
Largo Encepado (m)	3,30	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	3,30	3,30
Canto Encepado (m)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75

5.4. Comprobaciones técnicas. Estribo 1

5.4.1. Alternativa 1: Cimentaciones directas

Los cálculos necesarios para el estudio de las cimentaciones directas serán realizados con la ayuda del programa de CYPE: *StruBIM Cantilever walls v2023.f*. Las especificidades de los parámetros y consideraciones empleadas en el modelo del programa se encuentran en el ANEJO II y su APENDICE 1: FICHA TÉCNICA CYPE.

Se contemplarán dos (2) hipótesis de carga.

- **Hipótesis 1:** La sobrecarga se ubica únicamente sobre el viaducto, resultando en cargas verticales y momentos indicados en 4.2. *Estribos del ANEJO II* sobre la coronación del muro.
- **Hipótesis 2:** Simula la sobrecarga en el trasdós del muro, en forma de carga uniforme o puntual según corresponda, dividida por los 6 metros de ancho del muro.

En cada hipótesis se consideran dos (2) fases en el programa. La primera con el N.F. a una profundidad de 5,15 metros, y la segunda representa el caso de carga de inundación, con un incremento de nivel freático a una cota de 7,80 m.s.n.m. (2,04 metros bajo la rasante).

Se calcularon las dimensiones por las que sería necesario cumplir las dos hipótesis de carga. Los resultados del análisis en definitiva mostraron dimensiones inviables. La inviabilidad sigue el mismo criterio de las pilas, con 4,00 m de límite superior de ancho. Por lo tanto, se favorece, en luz de los resultados, el análisis de viabilidad las cimentaciones indirectas.

- **Hipótesis 1:**
 - Resultó en zapatas de 140cm de canto y ancho total de 660cm, cuyos vuelos eran 275cm.
 - La condición más restrictiva era el vuelco, con un valor de 2,27
 - El deslizamiento resultó en un valor de 3,77
- **Hipótesis 2:**
 - Resultó en zapatas de 95cm de canto y 340cm de ancho con vuelos de 190cm.
 - La condición más restrictiva era el deslizamiento, con un valor de 1,52
 - El vuelco resultó en un valor de 5,57

5.4.1. Alternativa 2: Cimentaciones indirectas

Las hipótesis de carga contempladas en el estudio de cimentaciones indirectas son tres (3), siendo ELU1 la combinación de carga característica, ELU2 la combinación de cargas accidental sin sismo para inundaciones y ELU3 el descarrilamiento. Los valores de carga se encuentran en el ANEJO II.

En cada caso se analizará tanto el cumplimiento de la capacidad portante del suelo y las deformaciones causadas por las acciones. El terreno será según los valores obtenidos del sondeo S-1, puesto que éste corresponde con la zona aproximada del estribo 1.

Se ha considerado pilotar la totalidad del muro del estribo 1, por lo tanto, eliminando alternativas de pilotes aislados y restringiendo la geometría según la separación mínima y máxima de los pilotes, se obtuvieron las siguientes alternativas:

- **D=0,55:** 4 pilotes separados 1,63 m ($\sim 2,97 \cdot D$)
- **D=0,65:** 4 pilotes separados 1,57 m ($\sim 2,41 \cdot D$)
- **D=0,85:** 3 pilotes separados 2,15 m ($\sim 2,53 \cdot D$)
- **D=1,00:** 3 pilotes separados 2,00 m ($2 \cdot D$)
- **D=1,25:** 2 pilotes separados 3,50 m ($2,80 \cdot D$)
- **D=1,50:** 2 pilotes separados 3,00 m ($2 \cdot D$)

De las cuales, la solución con menor consumo de materiales y excavación de forma que siguió cumpliendo los condicionantes geotécnicos en función de las cargas se consideró 3 pilotes de diámetro de 0,85 m, cuyos ejes distan 2,15 metros entre sí. El encepado es de 6,85 m de largo, 1,70 m de ancho y de canto de 1,00m.

5.5. Comprobaciones técnicas. Estribo 2

5.5.1. Alternativa 1: Cimentaciones directas

En el caso particular del estribo 2 debido a su geometría, la única cimentación superficial viable sería aquella de una losa armada. No obstante, esto conlleva a grandes sensibilidades a subpresiones por la amplia superficie que cubriría dicha cimentación. Esto, en sumados los esfuerzos horizontales recibidos los cuales pueden generar deslizamiento del estribo, descartan la implantación de una losa de cimentación.

El caso de carga considerando la inundación sería de especial interés en dicho análisis, por el incremento de la cota de agua y N.F. asociado con una inundación. El efecto de la socavación podría descalzar parcialmente la losa, pudiendo deslizarla frente a las acciones dinámicas del agua.

Puesto que el análisis hidráulico excede el alcance de este Trabajo Fin de Grado, la sensibilidad e importancia del estribo 2 para la obra, y las condiciones hidráulicas e hidrostáticas estimadas, se opta por un estudio de cimentaciones indirectas.

5.5.2. Alternativa 2: Cimentaciones indirectas

Las hipótesis de carga contempladas en el estudio de cimentaciones indirectas son tres (3), siendo ELU1 la combinación de carga característica, ELU2 la combinación de cargas accidental sin sismo para inundaciones y ELU3 el descarrilamiento. Los valores de carga se encuentran en el ANEJO II.

En cada caso se analizará tanto el cumplimiento de la capacidad portante del suelo y las deformaciones causadas por las acciones. El terreno será según los valores obtenidos del sondeo S-4, puesto que éste corresponde con la zona aproximada del estribo 2

Se ha considerado una losa combinada con pilotes, estudiando la mejor distribución de pilotes según los diámetros disponibles de 0,45 m, 0,55 m, 0,65 m, 0,85 m, 1,00 m, 1,25 m y 1,50 m. La distribución viene determinada por las dimensiones de la losa de 7x11 metros y las propia separación máxima y mínima de los pilotes.

La solución con menor consumo de materiales y excavación de forma que siguió cumpliendo los condicionantes geotécnicos en función de las cargas se consideró 3 filas de 5 pilotes de diámetro de 1,00 metros. La longitud excavada de los pilotes es de 8,45 metros, cuyo encepado es de 1,00 metros de canto, 7,50 m de ancho y 11,50 m de largo. La separación entre ejes en el sentido longitudinal es de 2,25 m y en el ancho de la zapata de 2,50 m.

6. Recomendaciones

6.1. Caracterización y aprovechamiento de los materiales

Respecto a los materiales de excavación, se pueden emplear para los rellenos en el trasdós de los estribos y sus accesos adyacentes. Esto excluye el niveles II de limos plásticos por su naturaleza plástica, y los niveles III y IV por la presencia de yesos. Se recomienda llevar a cabo, para los accesos a los estribos, una campaña de placas de carga con objeto de comprobar la capacidad portante de los rellenos como material de explanada.

Respecto a los materiales a emplear para las propias cimentaciones, se recomienda un hormigón resistente a la clase de exposición XS1 al ser un entorno marino cercano a la línea de costa. No hay condicionantes más específicos o críticos que rueguen alguna caracterización concreta de los materiales, pudiéndose emplear materiales que resistan los esfuerzos que lleguen a los elementos expuestos en el análisis estructural de la información aportada: Hormigón HA-30 en las cimentaciones, acero pasivo B 500 SD. Las dimensiones del armado no caen en el rango de aplicación de este Trabajo Fin de Grado.

Los elementos no estructurales de la obra existente como son las propias vías ferroviarias caen fuera del alcance de este Trabajo Fin de Grado y no se realizarán propuestas de aprovechamiento de éstas.

6.2. Recomendaciones constructivas

En este apartado se recalcarán las observaciones importantes vistas en el estudio de la zona de obra que se deberán contabilizar en su ejecución, además de proponer recomendaciones en lo que respecta la construcción de la estructura. Esto excluye las características de los materiales ya especificadas en el apartado anterior.

Para el propio pilotaje, la entubación perdida planteada para los pilotes es esencial para minimizar la agresividad de los posibles yesos que se encuentren en la zona de obra y aquella del agua en las capas freáticas. Se deberá garantizar la impermeabilización proveniente de esta entubación, debiendo reparar o sustituirla en caso de fugas. Se recomienda un entubado de revestimiento con tubería de acero galvanizado y filtro de puentecillo. Se deberán complementar las entubaciones con bombas en caso de filtraciones y lluvias. Si se decidiese atravesar gran parte de algún estrato arcilloso o expansivo con pilotes prefabricados, se propone tratar los pilotes con pinturas bituminosas para minimizar el rozamiento lateral.

Se deberá mantener un resguardo de 3 veces el diámetro escogido para el pilote con fin de evitar punzonar aquellas zonas de menor capacidad portante como son los niveles II, III y IV. Siempre que las condiciones en obra lo permitan, se prefiere mantener una longitud mínima de cada pilote 6 veces el diámetro, no obstante, el condicionante del resguardo de 3·D predomina ante esta profundidad mínima.

La proximidad a la lámina libre de agua y la ubicación sobre un cauce fluvial implican posibles incrementos de la cota de agua en temporales y un N.F. variable, lo cual puede conllevar a erosiones de la matriz limosa que une las gravas del nivel I, que por su caracterización geológica se deduce que son

susceptibles a la erosión. Además, en el estudio hidrológico ya realizado, la peligrosidad de socavación culmina en graves afecciones en el dimensionamiento estructural, incrementando costes al igual que dimensiones para mitigar la pérdida de capacidad portante del suelo. Por lo tanto, se recomienda emplear protecciones frente a erosión, por determinar en un estudio propio. Se propone, con fin de aprovechar los materiales de obra para menor afección ambiental y menores costes, emplear en su totalidad los propios suelos excavados para hacer barrera contra las posibles escorrentías, creando un abrigo en la base de las pilas. Adicionalmente, sobre los rellenos provenientes de la excavación se pueden colocar escolleras, bolos y arenas, en los alrededores de las pilas, los cuales rompen el flujo del agua y reducen su velocidad, por tanto, minimizando su afección al suelo.

Sobre todo, se destaca la incertidumbre innata de la obra por la estratigrafía ambigua. Según lo visto en el análisis crítico, la falta de datos y escasos sondeos generan incertidumbre en el proyecto. El autor de un análisis geotécnico solo se puede hacer responsable del terreno en los sondeos realizados y sus muestras ensayadas, por lo que se recomienda adaptabilidad en la realización de la obra, puesto que las profundidades interpoladas de los escasos sondeos realizados no necesariamente indican la situación real.

6.3. Excavabilidad y estabilidad de las excavaciones

La naturaleza de la obra imposibilita la capacidad de excavar con medios manuales. La zona de estudio no presenta rocas en ningún nivel estratigráfico, con lo que no se contempla la voladura como medio de excavación o cualquiera de los expuestos por los criterios de excavabilidad de Romana y de Franklin, ya que éstos tratan de excavabilidad en macizos rocosos. Viendo esto, se favorece la excavación por medios mecánicos.

No se prevé ninguna problemática respecto la excavación por medios mecánicos; por una parte, se evitará excavar sobre el Nivel IV de arcillas duras (cuyos valores SPT mostraban rechazo) y por otra parte, los niveles I y II mostraban valores SPT generalmente bajos, con excepción del nivel I de gravas. No obstante, se concluye que los valores altos en el Nivel I se deben a la presencia de bolos en este nivel, los cuales son de fácil identificación y eliminación según la maquinaria empleada. De todos modos, se recalca la naturaleza orientativa de los ensayos SPT en suelos no arenosos.

En la zona de estudio, las pendientes más destacables sobre el terreno actual se han medido desde el 14% hasta el 21%. Los ángulos de rozamientos internos de los distintos niveles estratigráficos son 38,6º, 29,9º, 30,1º y 42,8º para los niveles I, II, III y IV respectivamente.

En lo que respecta las cimentaciones, la excavación que precede la ejecución de los pilotes deberá tener un talud de alrededor de 3H:2V por seguridad. Los encepados se prevén ubicarse en su totalidad dentro del nivel I de gravas, por lo que el ángulo de rozamiento interno de este nivel es condicionante en las excavaciones. Debido al alto N.F. previsto en la zona de actuación, será necesario agotar el N.F. durante los trabajos a estas cotas, puesto que el nivel freático se encuentra a bajas profundidades en toda la extensión de la zona de estudio. En los casos donde se presente el N.F. más allá de los pilotes (pilas P3 hasta P7 y Estibo 2), por la naturaleza granular del Nivel I, no conviene drenar mediante bombeo con zanja perimetral desde pozos abiertos, ni con *wellpoints*, debido a los volúmenes de agua que filtran por

las gravas, siendo adecuado este método de drenaje en caso de subir el N.F. levemente por encima de la cota de excavación de las pilas P1 y P2. En el resto de las pilas, por tanto, se deberá agotar el N.F. mediante un recinto de tablestacas con una instalación de bombeo y drenaje dentro a la excavación, dejando un margen en la excavación para las instalaciones.

Las excavaciones de los pilotes propiamente dichos se verán realizadas con entubaciones, las cuales harán la doble función de permitir un talud vertical para el posterior armado y hormigonado de las cimentaciones. Además, estos tubos impermeabilizan la zona frente a las agua freáticas. Se deberá considerar la capacidad de las entubaciones a resistir las cargas horizontales que puedan verse, como aquellas de la sobrecarga por la maquinaria.

La estabilidad de los estribos durante su construcción viene determinada por los tipos de rellenos empleados en los accesos al estribo y en el trasdós de éste. Esto implica el uso de rellenos, se recalca que una alternativa contemplada es dejar un espacio para el mantenimiento de las instalaciones del estribo 1 o elementos estructurales del estribo 2. No obstante, estos rellenos se verán envueltos por muros y una pantalla de pilotes, obviando problemática de estabilidad de taludes.

7. Resumen y conclusiones

Para concluir, el presente Trabajo Final de Grado trata del estudio y diseño geotécnico de las cimentaciones de un nuevo viaducto ferroviario sobre el Río Algar de la Línea 9 de la red TRAM entre el municipio de Altea y Benidorm, en la provincia de Alicante. Este estudio parte de la necesidad de renovar el antiguo viaducto por su inviabilidad de sostener el funcionamiento del nuevo tren dual que forma parte de los planes de renovación y electrificación de la infraestructura asociada a la red TRAM, por parte de la FGV.

La zona de estudio se encuentra afectada por un N.F. alto, bajo valor de cota respecto al N.M.M.A. y por los posibles cambios hidrológicos en la naturaleza del cauce sobre el que se ubica. Su naturaleza culmina en una zona sensible a cambios en N.F. y susceptibles a inundaciones. Los suelos sobre los que se ubica son erosionables, sumando a la afección del agua en esta zona, por lo que se ha considerado importante prever un resguardo suficiente para evitar la socavación en el análisis de las cimentaciones superficiales y de encepados de cimentaciones profundas.

Según los ensayos *in-situ* y en laboratorio realizados sobre el suelo, se puede dividir en 4 niveles estratigráficos. El más resistente siendo el nivel I de gravas, el único suelo granular en la zona, compuesto por gravas de matriz limo-arcillosa, observado en la totalidad de los sondeos S-2 y S-3 y predomina en los sondeos S-1 y S-4. El menos resistente siendo el nivel II de limos plásticos, alternancias de capas limosas plásticas de poca potencia observadas en los ensayos S-1 y S-4. Y finalmente, los niveles III de limos no plásticos y IV de arcillas duras, los estratos más profundos de los sondeos S-1 y S-4 respectivamente, capas de menor capacidad portante que se deben evitar para cimentar. Los valores específicos de los niveles estratigráficos se ven en el apartado 4.5. *Análisis crítico* con las correcciones, y los valores que derivan de los ensayos en el apartado 4.4.

El Trabajo Fin de Grado no dispone de la información necesaria para producir un informe apto para una caracterización completa del suelo. Se considera necesario disponer de un mayor número de ensayos *in-situ* para la determinación de los parámetros resistentes de los materiales granulares, y de ensayos para la determinación de la resistencia y consolidación en el caso de los materiales cohesivos. Por tanto, se han realizado las estimaciones necesarias de aquellos parámetros geotécnicos necesitados, proponiendo para una fase posterior la realización de una campaña geotécnica complementaria que corrobore los valores de las estimaciones realizadas.

El presente trabajo consta en primer lugar del análisis de la viabilidad del empleo de cimentaciones superficiales para los distintos elementos estructurales del viaducto: las pilas y ambos estribos. Se concluyó la inviabilidad de esta alternativa, por lo que se consideró distintas disposiciones de pilotes en cada elemento, llegándose a las soluciones especificadas en los apartados 5.3., 5.4. y 5.5. Los principales condicionantes contemplados en el diseño son el propio terreno, las acciones transmitidas a él y cómo éstas afectan los E.L.U. y E.L.S. Otros condicionantes incluyen minimizar el uso de materiales empleados, con fines económicos y ambientales, y reducir las profundidades de excavación y número de pilotajes realizados, facilitando la ejecución de las cimentaciones.

Los pilotes deberán realizarse con entubación perdida por el alto N.F. de la zona y la presencia de yesos en algunas muestras ensayadas, así permitiendo una ejecución en estanqueidad y sin ataque de los agentes químicos. La ejecución de los encepados se realiza a cielo abierto, por lo que aún se necesita de un bombeo para agotar el N.F. El ambiente marino además limita el tipo de hormigón empleado. La posibilidad de inundaciones, socavación y erosionabilidad de los suelos favorece barreras frente a erosión en la base de las pilas, tal como dispone el puente existente.

Se enfoca el Trabajo Fin de Grado según los ODS, concretamente los objetivos 9 y 12. La finalidad del proyecto consta de la renovación de estructuras, por lo que este Trabajo Fin de Grado contribuye a lograr estructuras más resilientes, como ruego el objetivo 9. Por otra parte, se ha diseñado la estructura con visión de una larga vida útil, fomentando el uso de la electrificación planteada en la renovación ferroviaria presente, donde su ejecución permite el tránsito de vehículos mixtos, reduciendo el uso de combustibles fósiles. En línea con el objetivo 12, se ha tratado de minimizar el uso de materiales manteniendo el cumplimiento de los requisitos estructurales establecidos previamente, optándose por aquellas alternativas de diseño que requirieran la menor cantidad de excavaciones y materiales.

8. Cumplimiento de los objetivos previstos

A lo largo de este trabajo se ha determinado los esfuerzos que son transmitidos al terreno mediante las cimentaciones según la combinación de acciones más desfavorables, y se ha analizado toda la información relevante como es la geológica, geotécnica, hidrológica con el fin de realizar las comprobaciones necesarias para cimentar la estructura ferroviaria objeto de análisis. Por todo ello, se considera que se han cumplido los objetivos establecidos en el inicio del Trabajo Final de Grado.

No obstante, los ensayos geotécnicos facilitados en la documentación de inicio se consideran insuficientes y por ello se considera que sería necesario realizar una campaña geotécnica complementaria con la precisión suficiente que corrobore las hipótesis y estimaciones realizadas según las recomendaciones de las guías y normativas vigentes.

Esta memoria consta de veintiséis (26) páginas numeradas además de sus dos (2) Anejos.

En València, a 5 de septiembre de 2023
El autor del Trabajo Final de Grado



Fdo.: DAVID PILES PEREA