

## ANEJO I: Planos

---

## ÍNDICE

1. Situación y localización
2. Planta de puntos de investigación geotécnica
3. Perfil geotécnico (I): Sondeos
4. Perfil geotécnico (II): Cimentaciones
5. Definición geométrica de las pilas (I): P1
6. Definición geométrica de las pilas (I): P1
7. Definición geométrica de las pilas (II): P2
8. Definición geométrica de las pilas (III): P3, P4, P5, P6, P7
9. Definición geométrica de estribos (IV): P8, P9
10. Definición geométrica de estribos (II): E2

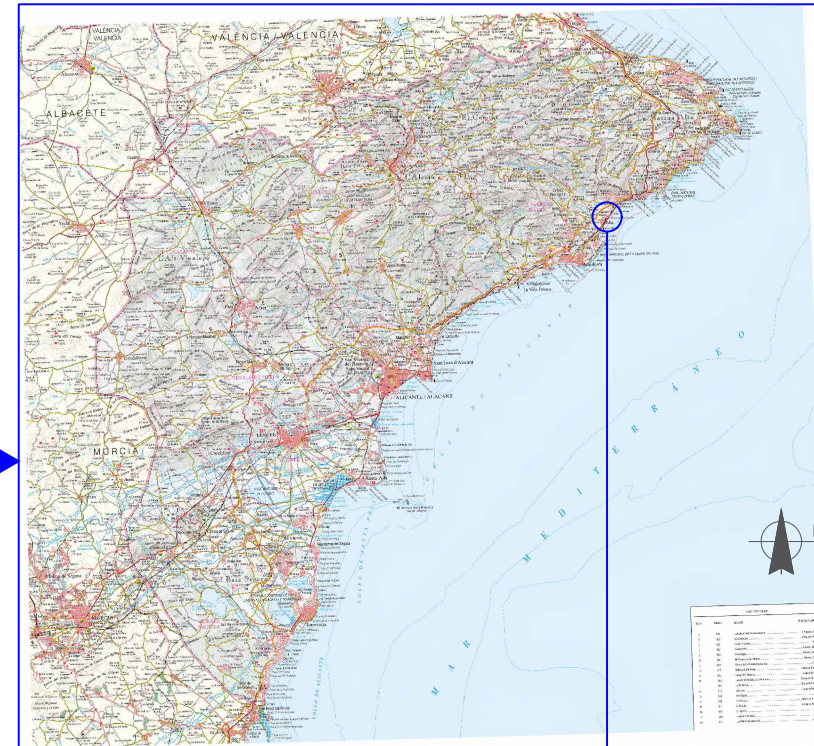
**MAPA GENERAL DE ESPAÑA**

FUENTE: CENTRO NACIONAL DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA  
 ESCALA: 1:2.000.000



**MAPA PROVINCIAL DE ALACANT/ALICANTE**

FUENTE: CENTRO NACIONAL DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA  
 ESCALA: 1:200.000



**UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO**

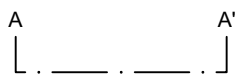


FUENTE: VISOR CARTOGRÁFIC DE LA GENERALITAT VALENCIANA  
 ESCALA: 1:5.000

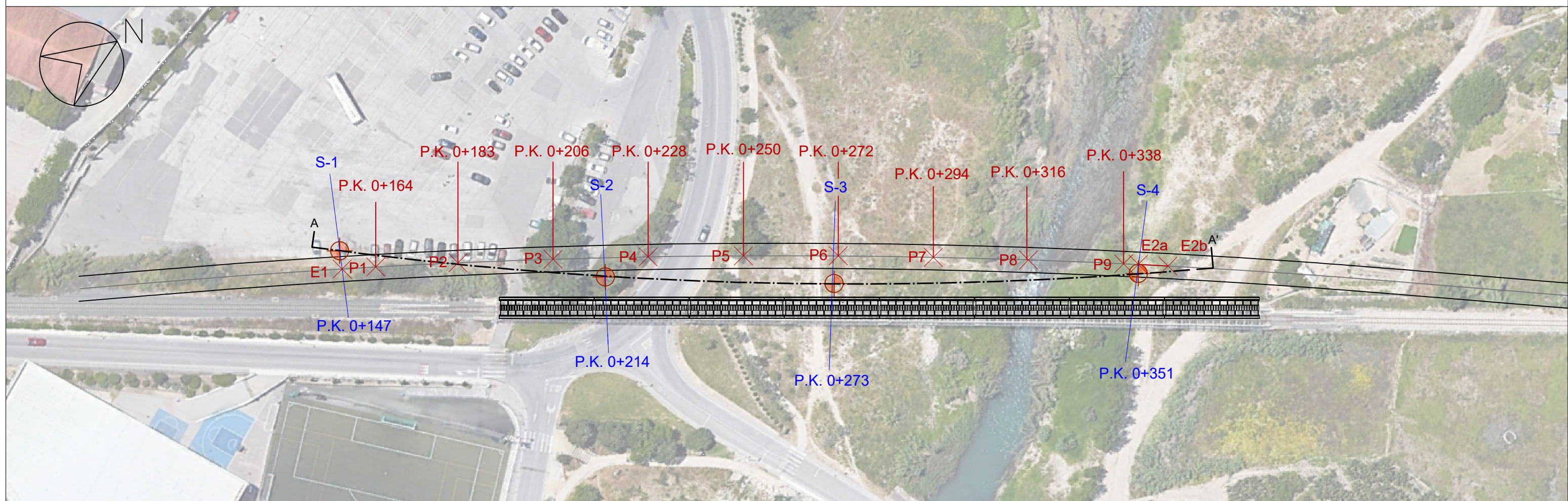


**ORTOFOTO DEL MUNICIPIO DE ALTEA**

FUENTE: VISOR CARTOGRÁFIC DE LA GENERALITAT VALENCIANA  
 ESCALA: 1:25.000


# LEYENDA

- CORTE GEOLÓGICO 
- PILAS Y ESTRIBOS 
- SONDEOS 



UBICACIÓN PROPUESTA PARA LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA			
SONDEOS			
NÚMERO	X	Y	L (m)
S-1	757.320,92	4.277.314,92	15 m
S-2	757.360,07	4.277.362,76	12 m
S-3	757.390,72	4.277.405,90	12 m
S-4	757.427,84	4.277.465,78	21 m



AUTOR DEL TFG:  
  
 Lo firma David Piles Pereo

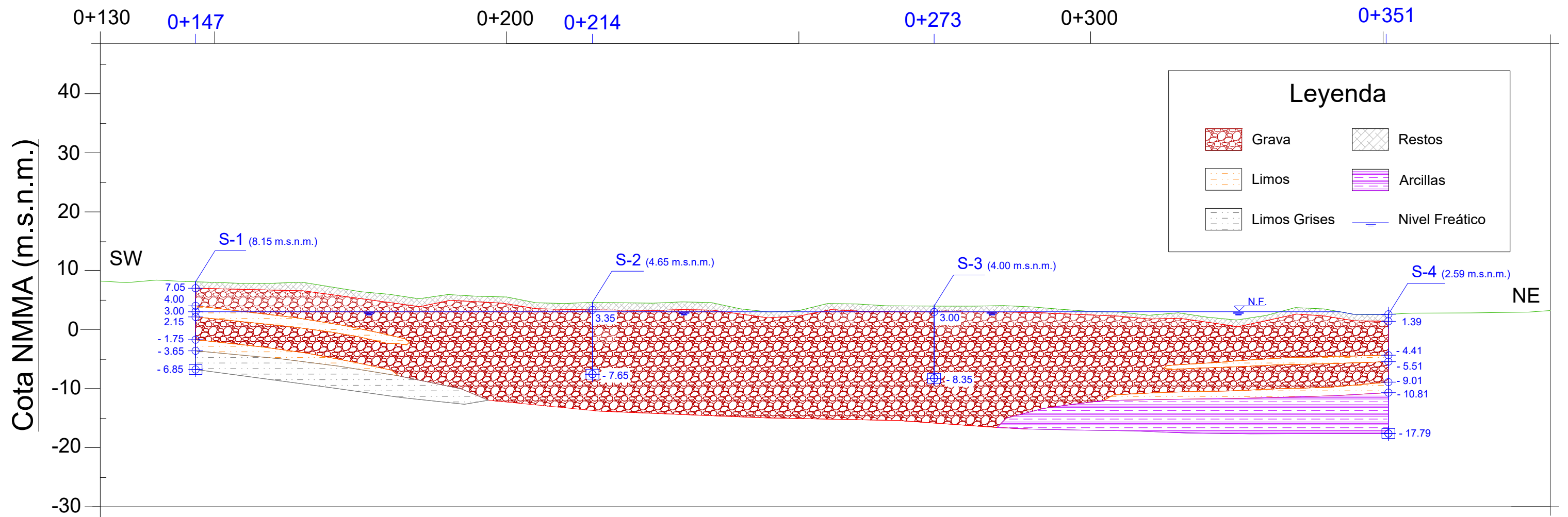
TÍTULO DEL TFG:  
 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LAS CIMENTACIONES DEL VIADUCTO FERROVIARIO SOBRE EL RÍO ALGAR DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM EN ALTEA, ALICANTE

ESCALAS:  
 1:1000  
 FECHA:  
 SEPTIEMBRE DE 2023

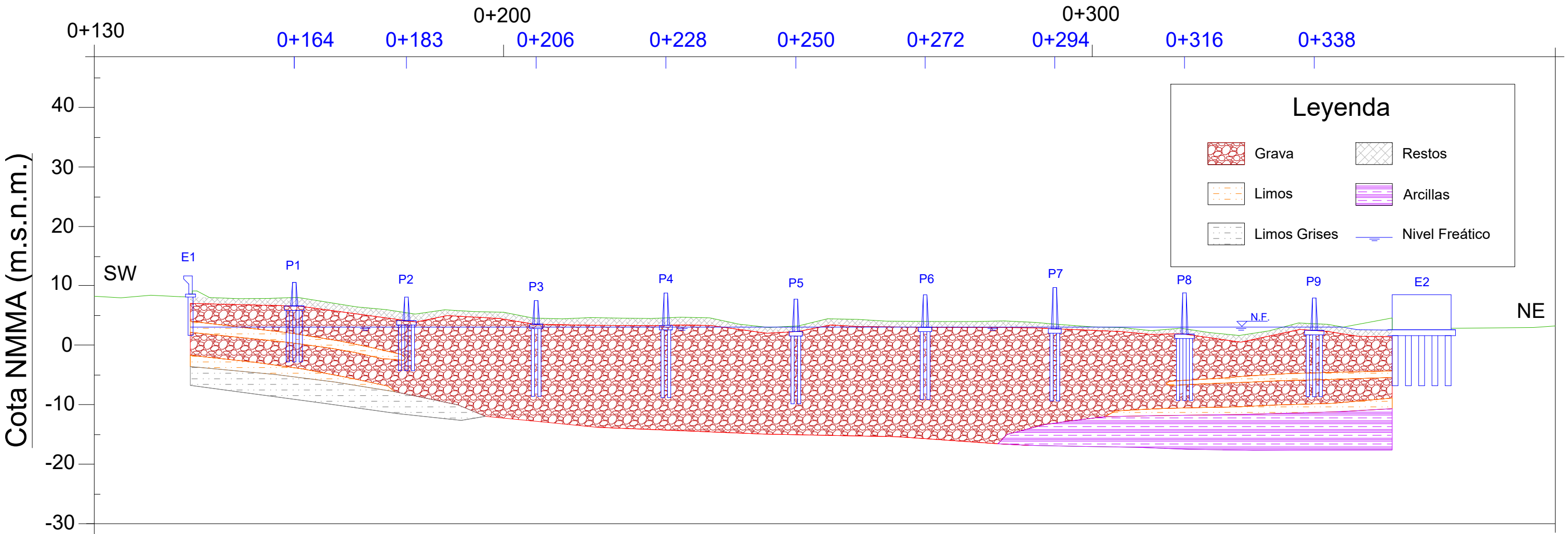
TÍTULO DEL PLANO:  
 PLANTA DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Nº PLANO:  
 2  
 HOJA 1 DE 1




## Puntos Kilométricos

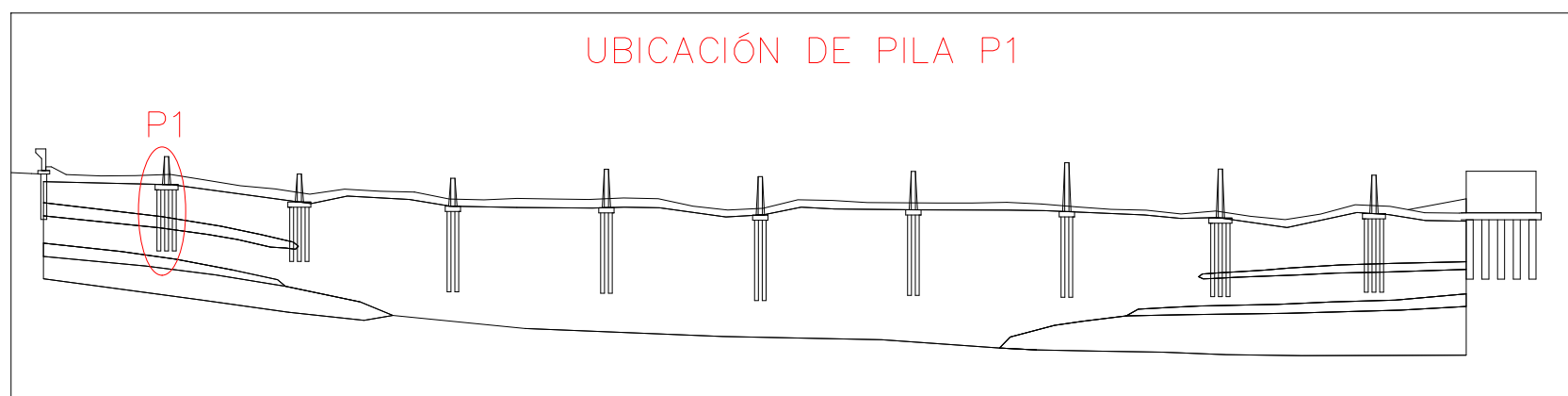


# Puntos Kilométricos

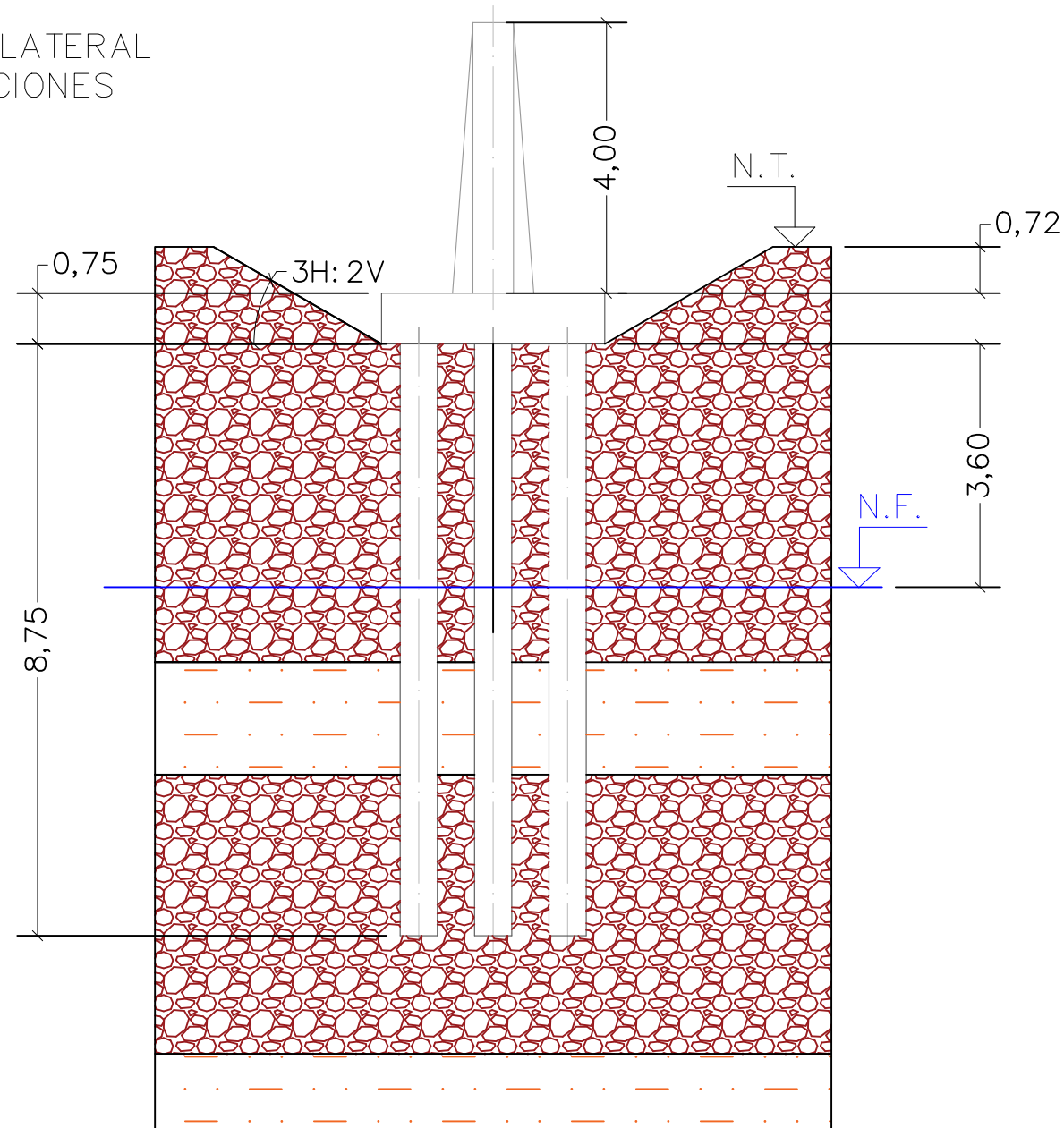


**LEYENDA**

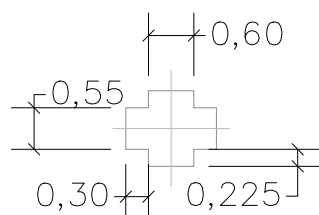
-  Nivel I: Gravas
-  Nivel II: Limos plásticos
-  Nivel III: Limos no plásticos



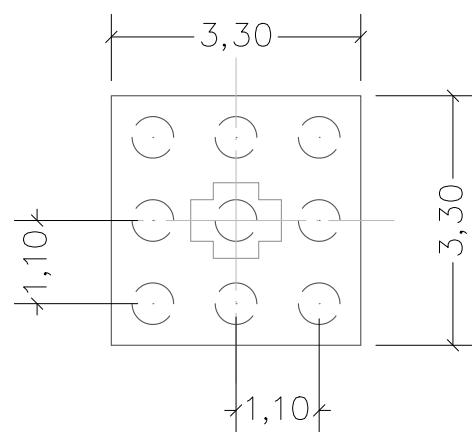
ALZADO LATERAL  
CIMENTACIONES



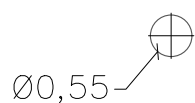
SECCIÓN PILA



PLANTA ENCEPADO






SECCIÓN PILOTE

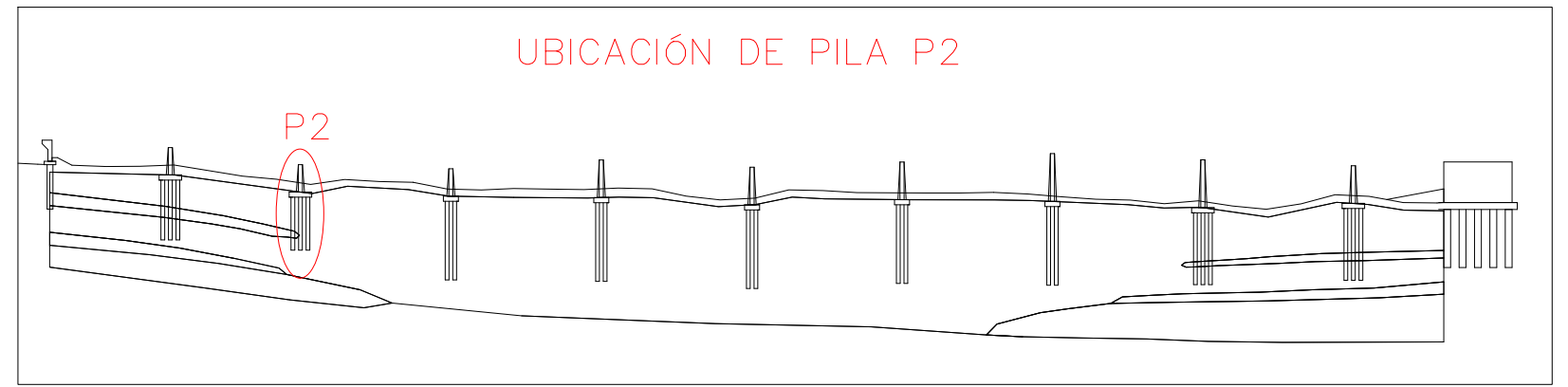


COTAS EN METROS

**LEYENDA**

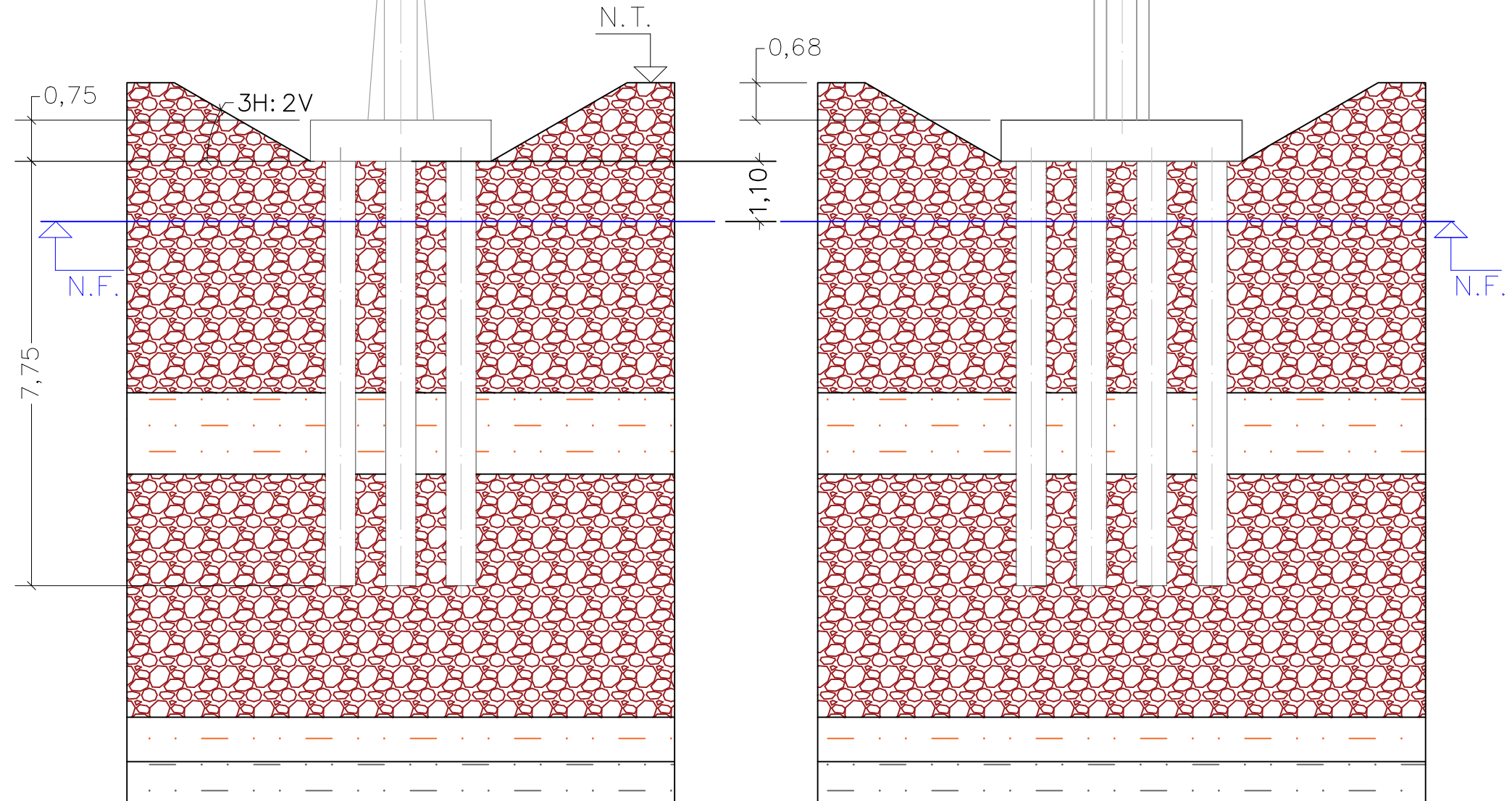
-  Nivel I: Gravas
-  Nivel II: Limos plásticos
-  Nivel III: Limos no plásticos

COTAS EN METROS



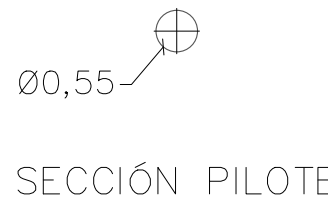
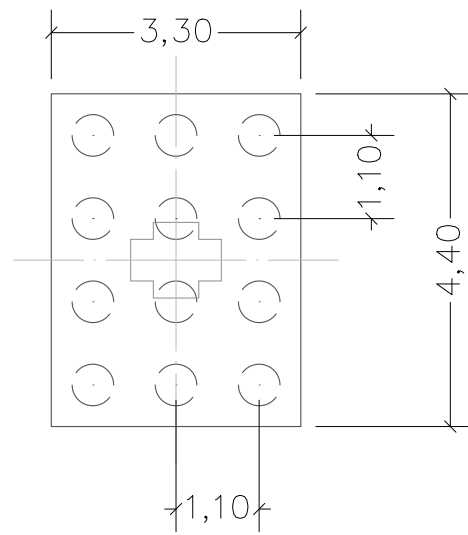
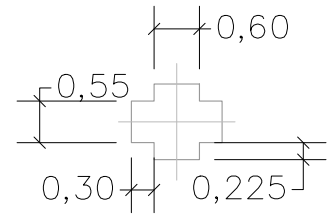
ALZADO LATERAL CIMENTACIONES

ALZADO FRONTAL CIMENTACIONES






SECCIÓN PILA

PLANTA ENCEPADO

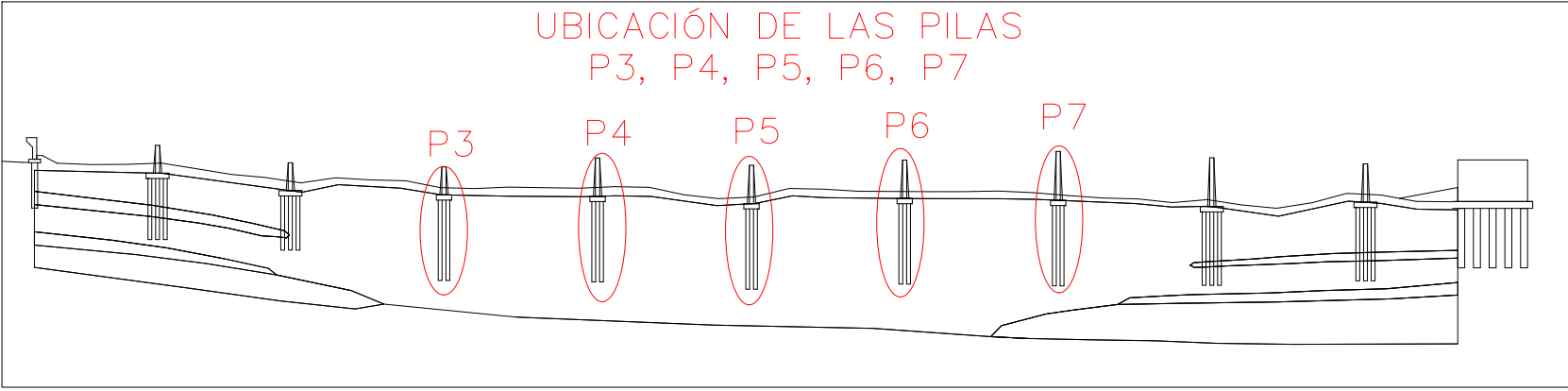




**LEYENDA**

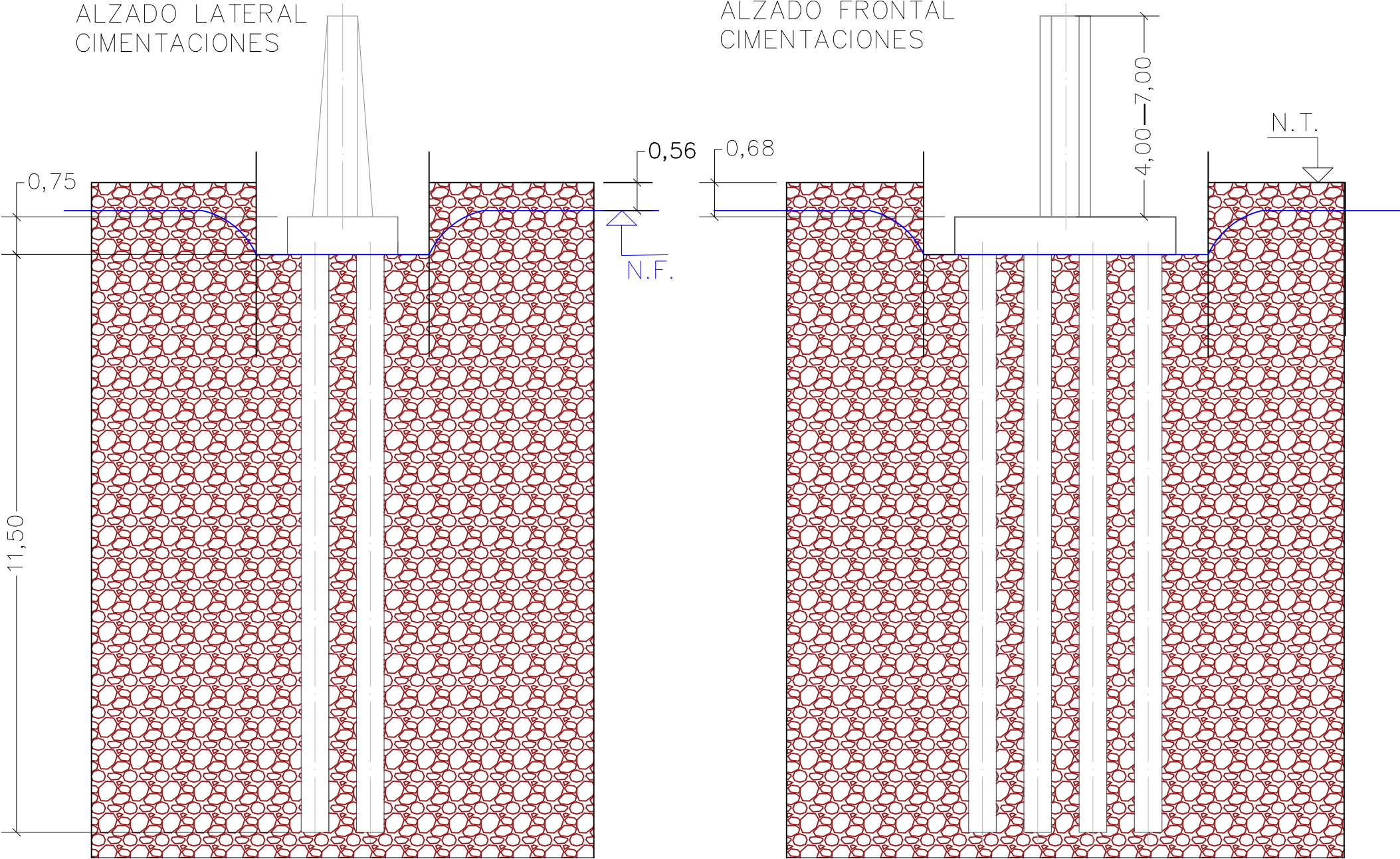
-  Nivel I: Gravas
-  Nivel II: Limos plásticos
-  Nivel III: Limos no plásticos

COTAS EN METROS



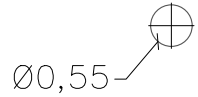
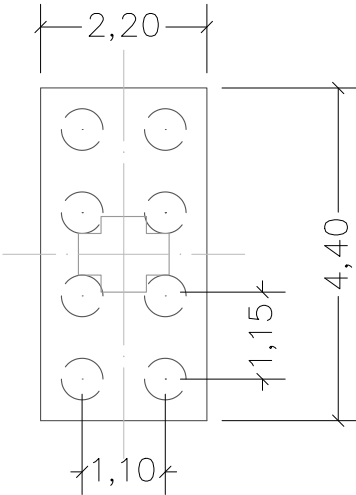
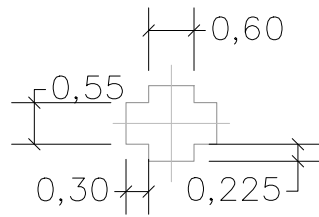
ALZADO LATERAL  
CIMENTACIONES

ALZADO FRONTAL  
CIMENTACIONES






SECCIÓN PILA

PLANTA ENCEPADO

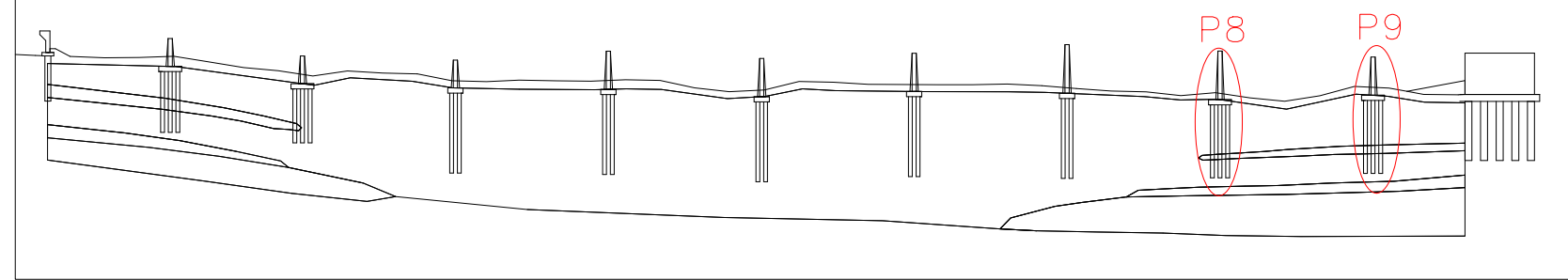


SECCIÓN PILOTE

**LEYENDA**

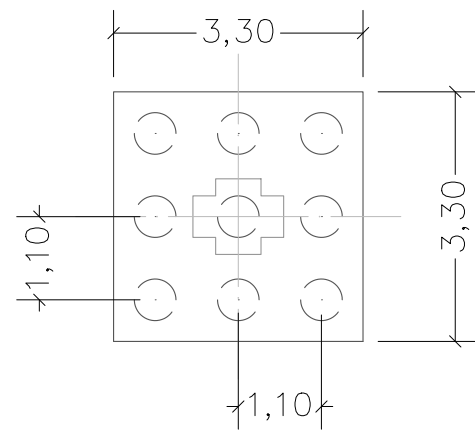
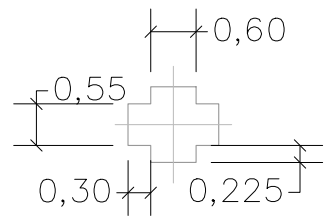
-  Nivel I: Gravas
-  Nivel II: Limos plásticos
-  Nivel IV: Arcillas duras

UBICACIÓN DE LAS PILAS  
P8 Y P9

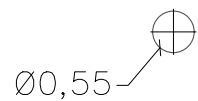


SECCIÓN PILA

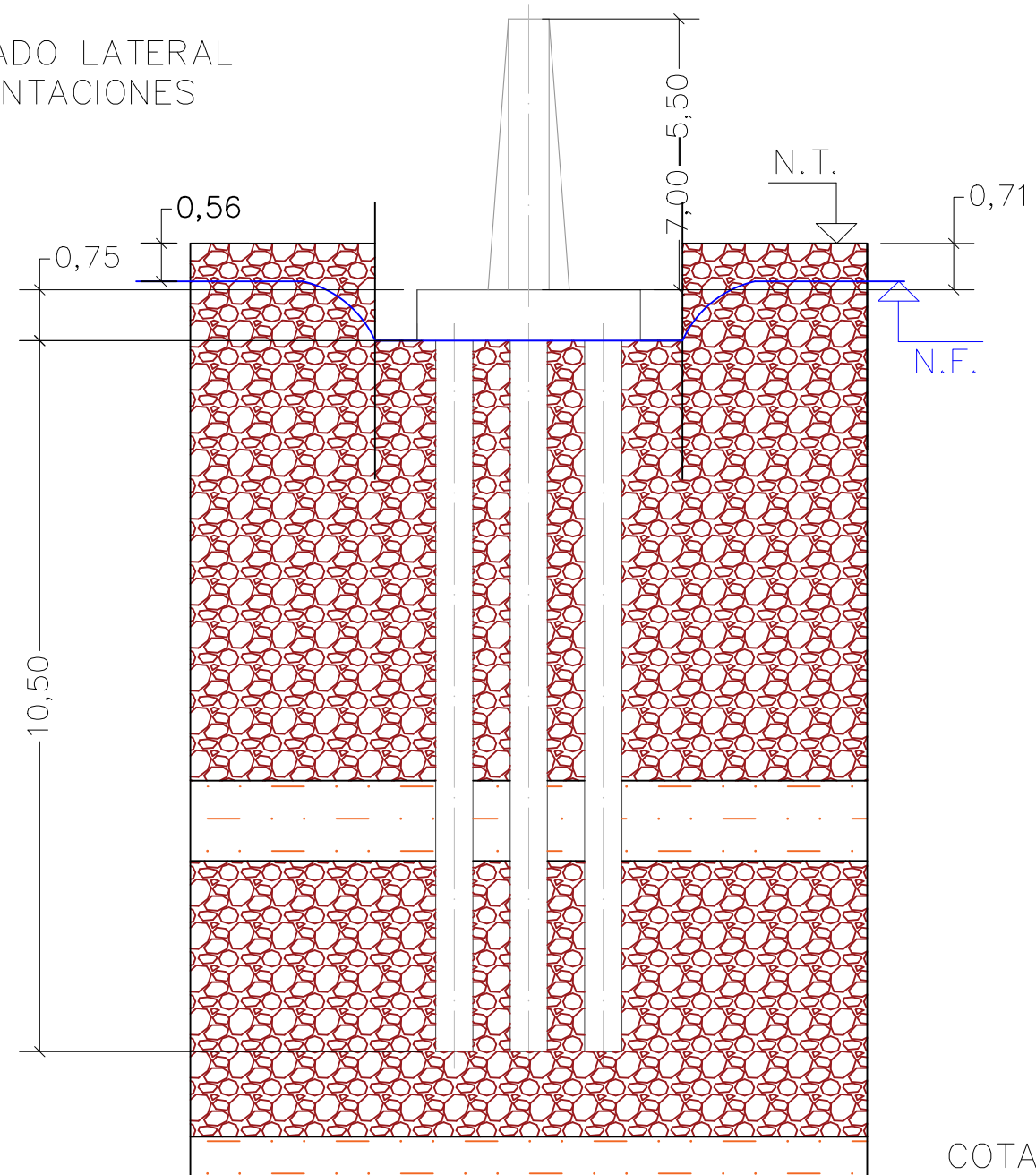
PLANTA ENCEPADO



SECCIÓN PILOTE






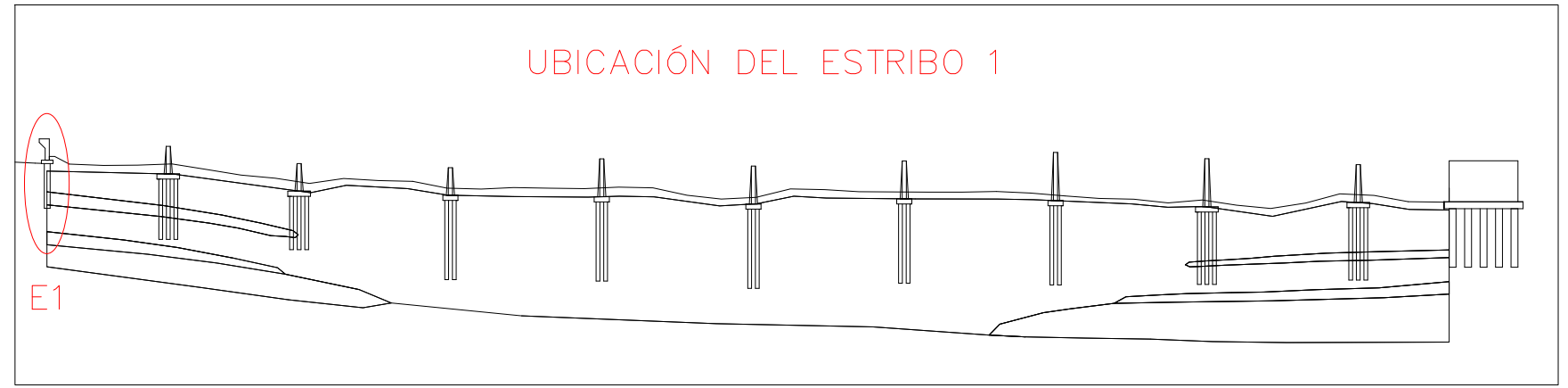
ALZADO LATERAL  
CIMENTACIONES



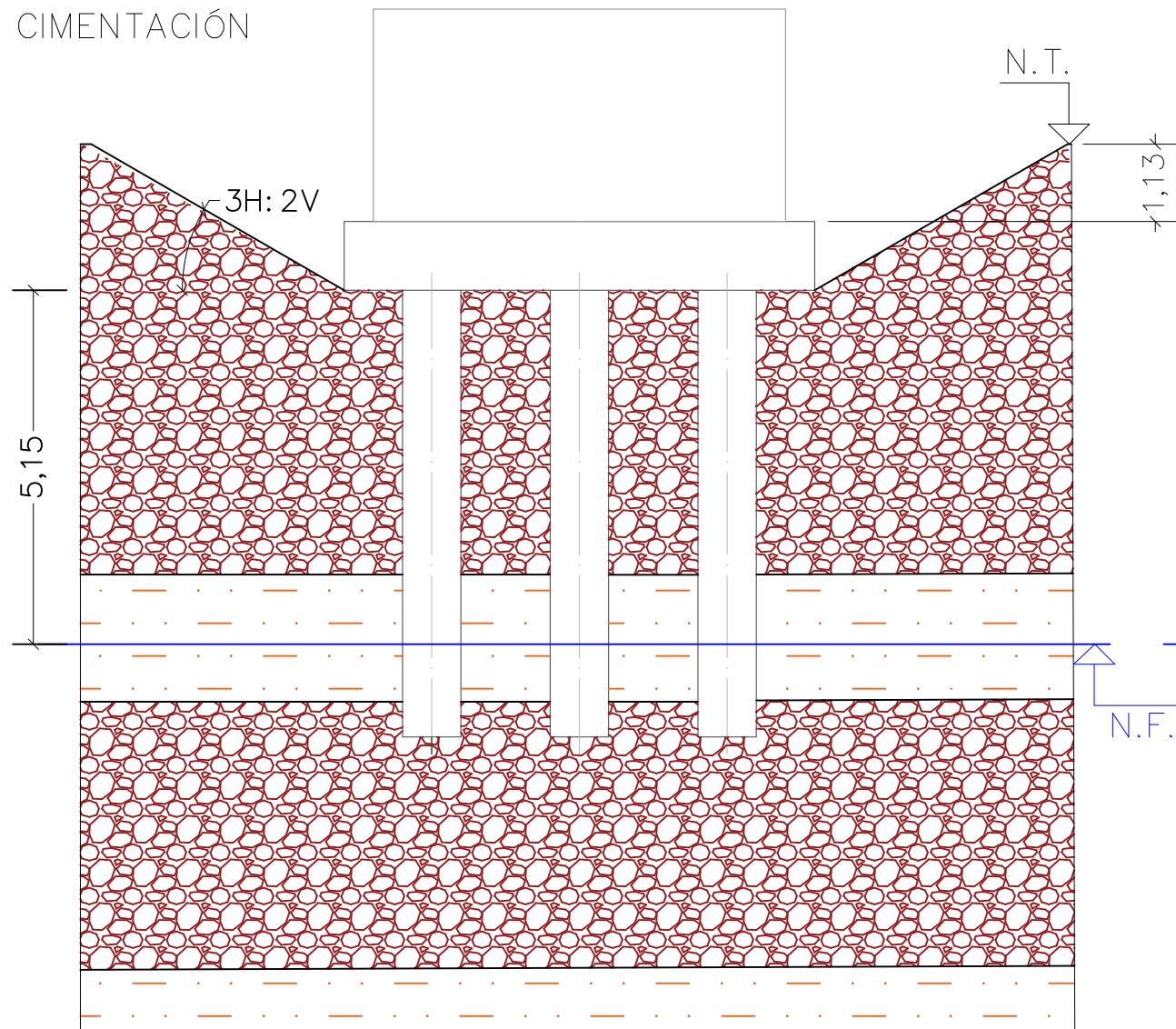
COTAS EN METROS

**LEYENDA**

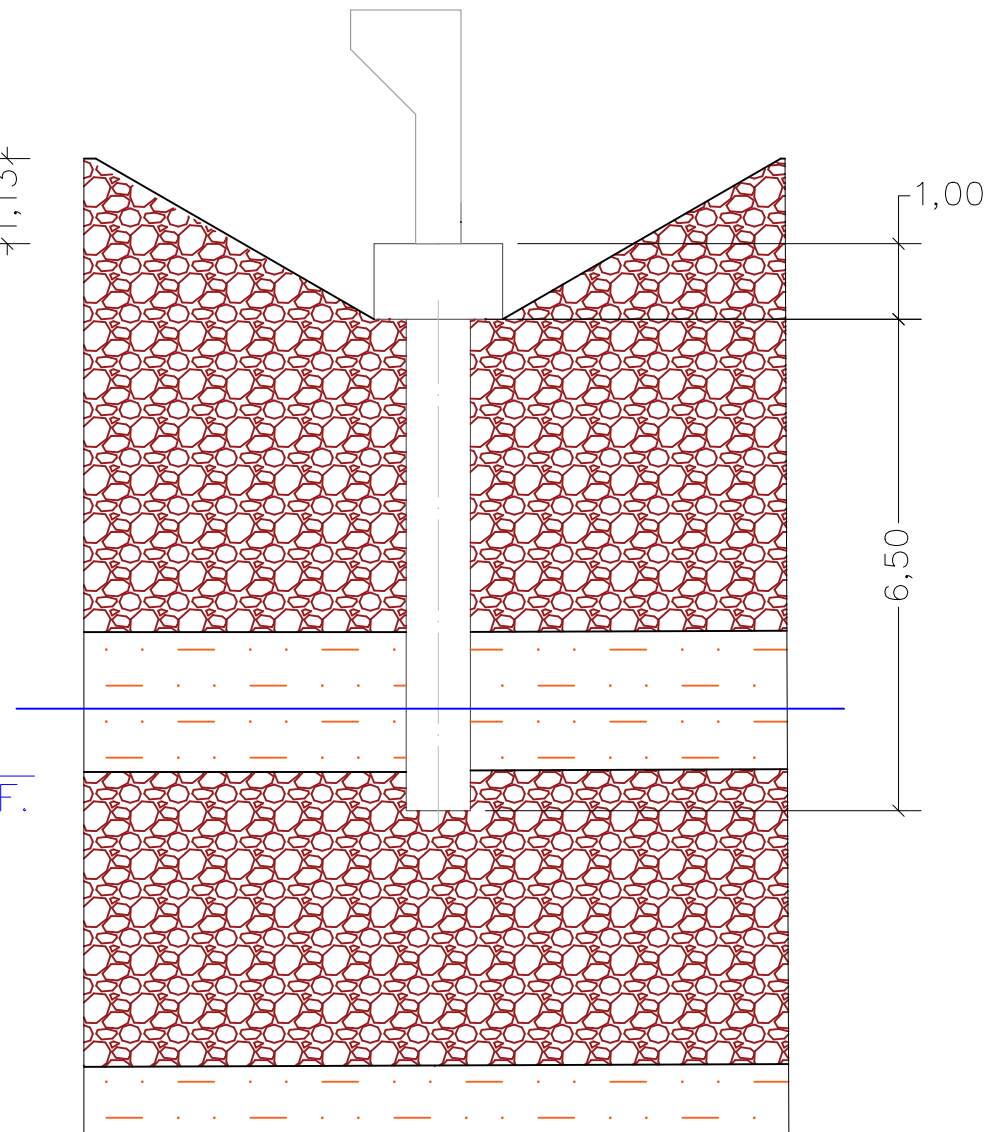
-  Nivel I: Gravas
-  Nivel II: Limos plásticos
-  Nivel III: Limos no plásticos



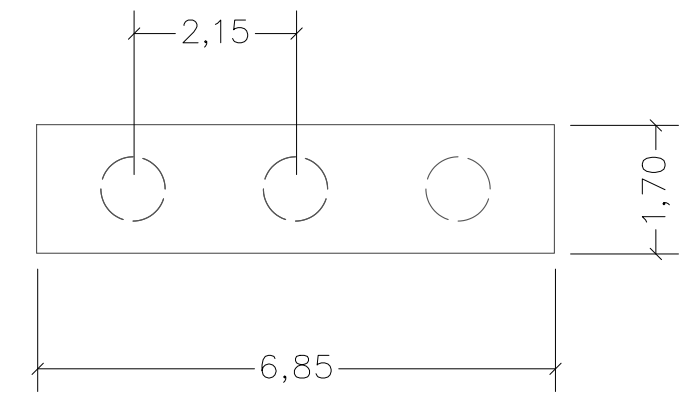
ALZADO FRONTAL  
CIMENTACIÓN



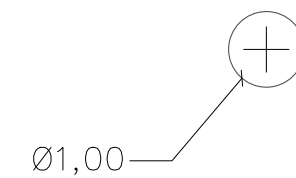
ALZADO LATERAL  
CIMENTACIÓN



PLANTA ENCEPADO






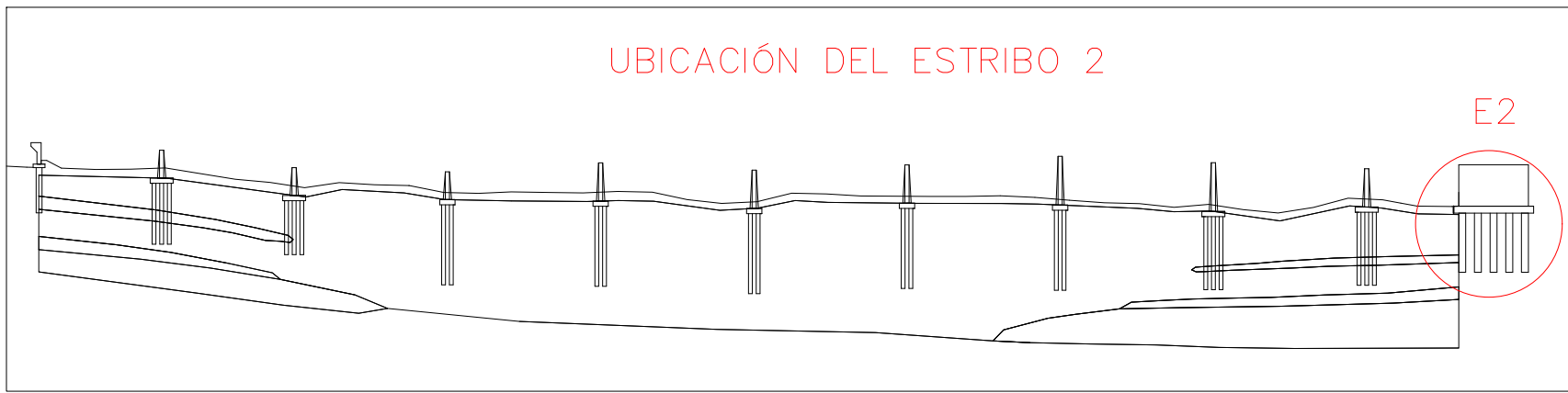
PLANTA PILOTE



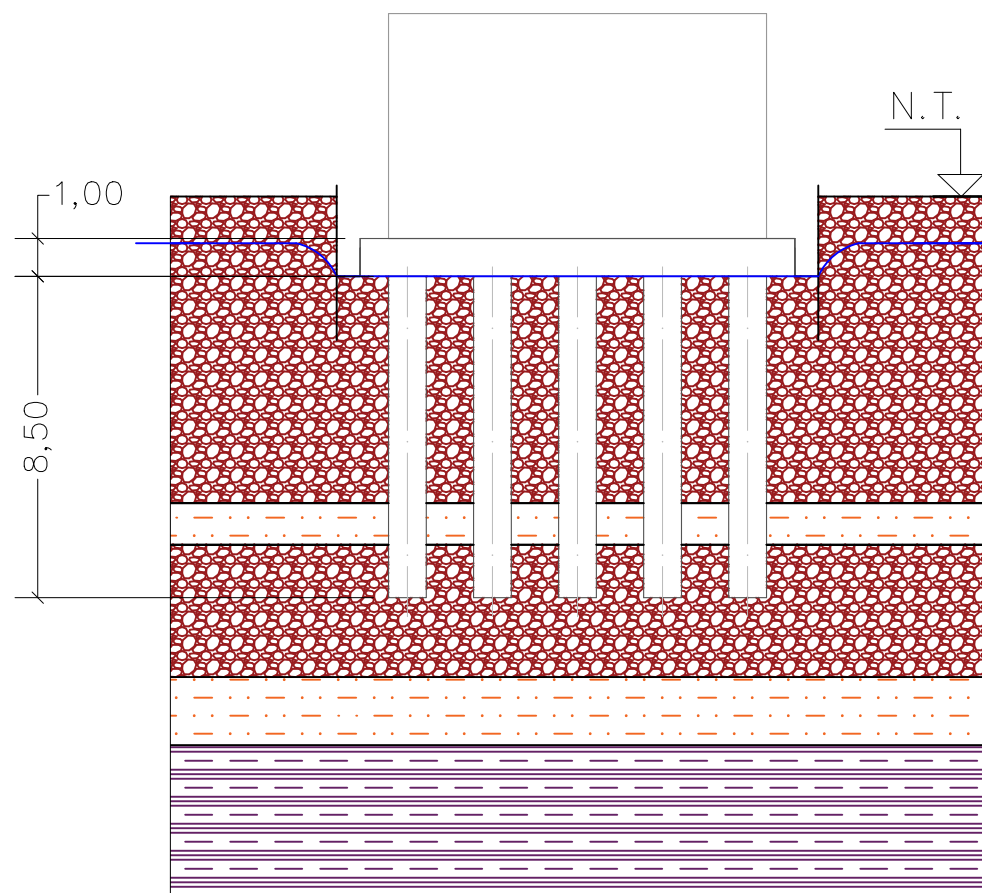
COTAS EN METROS

**LEYENDA**

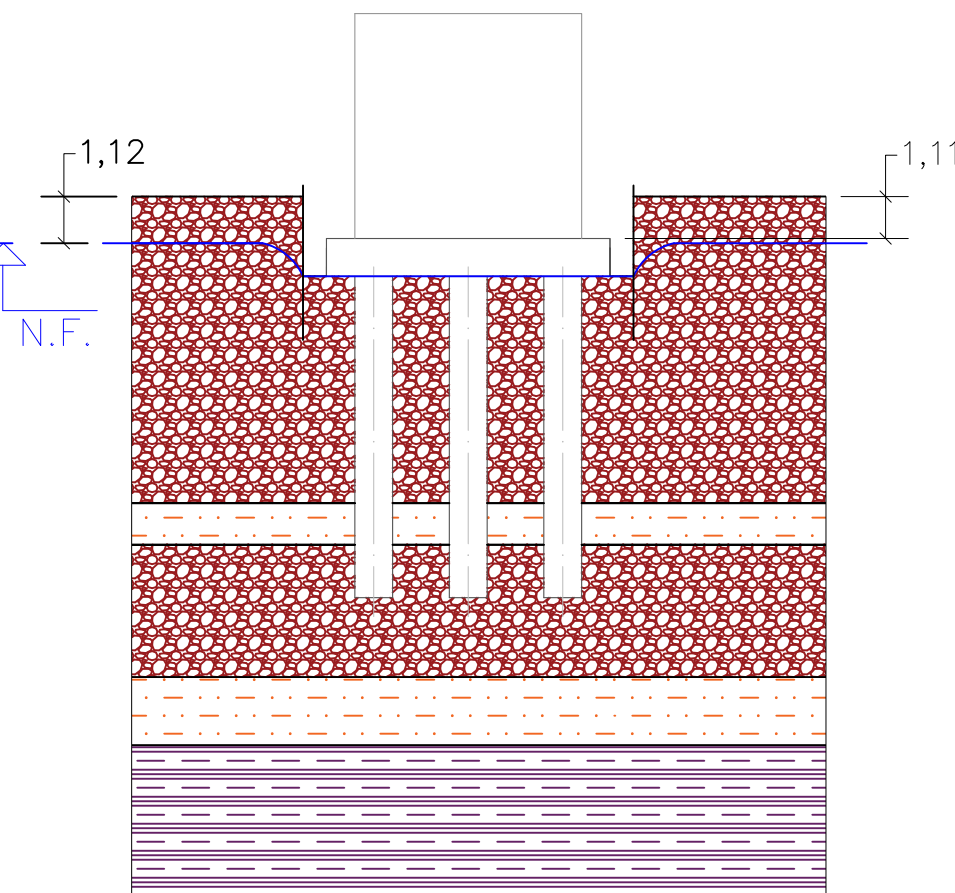
-  Nivel I: Gravas
-  Nivel II: Limos plásticos
-  Nivel IV: Arcillas duras



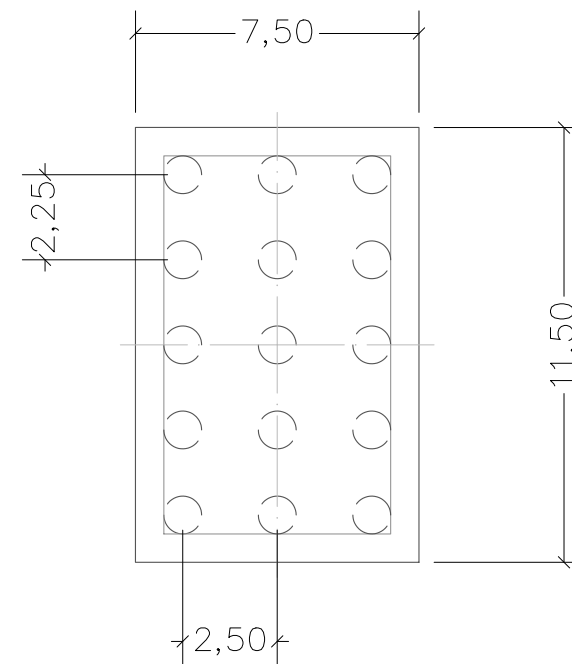
ALZADO LATERAL  
CIMENTACIÓN



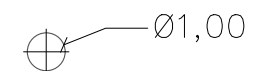
ALZADO FRONTAL  
CIMENTACIÓN



PLANTA ENCEPADO



PLANTA PILOTE



COTAS EN METROS

## **ANEJO II: Comprobaciones Técnicas. Cálculos**

---

## Índice

<b>1. Objeto</b> .....	<b>3</b>
<b>2. Metodología</b> .....	<b>3</b>
<b>3. Consideraciones generales del proyecto</b> .....	<b>4</b>
<b>4. Esfuerzos transmitidos a las cimentaciones</b> .....	<b>8</b>
4.1. Pilas .....	9
4.2. Estribos .....	13
<b>5. Estudio de la cimentación: Pilas</b> .....	<b>16</b>
5.1. Cimentaciones directas .....	16
5.1.1. E.L.U.: Hundimiento .....	16
5.1.2. E.L.U.: Deslizamiento .....	17
5.1.3. E.L.U.: Vuelco .....	18
5.1.4. E.L.S.: Deformaciones excesivas .....	18
5.2. Cimentaciones indirectas .....	19
5.2.1. E.L.U: Capacidad portante .....	22
5.2.2. E.L.S.: Deformabilidad .....	32
<b>6. Estudio de la cimentación: Estribo 1</b> .....	<b>33</b>
6.1. Cimentaciones directas .....	33
6.1.1. Resultados del programa .....	33
6.2. Cimentaciones indirectas .....	34
6.2.1. E.L.U: Capacidad portante .....	35
6.2.2. E.L.S.: Deformabilidad .....	36
<b>7. Estudio de la cimentación: Estribo 2</b> .....	<b>37</b>
7.1. Cimentaciones directas .....	37
7.2. Cimentaciones indirectas .....	37
7.2.1. E.L.U: Capacidad portante .....	38
6.2.2. E.L.S.: Deformabilidad .....	39
<b>8. Resumen y conclusiones</b> .....	<b>40</b>

## 1. Objeto

La finalidad de este anejo es la resolución analítica de las cimentaciones propias de los elementos de soporte, las nueve (9) pilas y los dos (2) estribos, del nuevo viaducto sobre el río Algar en Altea mediante los cálculos relacionados con los métodos de análisis de seguridad y servicio exigidos por la normativa en uso sobre las estructuras durante su vida útil.

El rango de aplicación del presente Trabajo Fin de Grado abarcará las comprobaciones propias del diseño geotécnico, empleando la información ya elaborada en la memoria del Trabajo Fin de Grado y documentación de partida. Se justificará la toma de decisiones en el diseño en base a los requisitos normativos y los valores calculados según las directrices de éstos, explicando donde sea relevante los procedimientos a realizar en el análisis.

En el siguiente apartado se detalla el procedimiento a seguir para la resolución del diseño geotécnico de la estructura analizada en el Trabajo Fin de Grado y documentos en uso para dicha finalidad. De seguido, se exponen unas consideraciones generales para el diseño, recopilando datos relevantes del terreno elaborados en la memoria y desarrollando un planteamiento general de la zona de estudio en torno a las comprobaciones a realizar. Posteriormente, se entra en detalle en las acciones que afectan las cimentaciones y que debe resistir el terreno. Finalmente, se encuentra el cuerpo principal del anejo donde se desarrollan para cada elemento de soporte los cálculos realizados en las diversas comprobaciones, resultados y justificaciones.

## 2. Metodología

Las comprobaciones propiamente dichas se realizarán tomando la guía de cimentaciones en obras de carretera (GCOC) como el documento principal de referencia. Se seguirán las indicaciones de la GCOC y los parámetros del terreno ya definidos en la memoria de este Trabajo Fin de Grado. Cualquier desviación de la guía se verá justificada en su contexto dentro de los apartados afectados, justificándose las decisiones de cálculo tomadas por el autor.

Se plantea inicialmente un estudio para cimentaciones directas o superficiales. En caso de incumplimiento, se considerarán cimentaciones indirectas o profundas, de uno o varios pilotes según corresponda, por sus mayores prestaciones. La geometría de las cimentaciones será sencilla, para mantener buena concordancia con la GCOC, siguiendo sus apartados. La cimentación superficial de las pilas se planteará como zapatas aisladas, pues es la tipología empleada usualmente en los puentes,

especialmente considerando el orden de magnitud de cargas y la distancia de los apoyos. En el caso de los estribos lo convencional es dimensionar zapatas corridas.

Para realizar el análisis, se utilizará el método de los estado límite. El método de análisis propone situaciones a verificar donde se consideran indeseables y por tanto se deben evitar. Para el análisis se verán los estados límite últimos (ELU) y los estados límite de servicio (ELS). Concretamente para cada estado, se verán para cimentaciones superficiales los ELU de hundimiento, deslizamiento y vuelco. Para las cimentaciones profundas la capacidad de soporte del terreno, concretamente las condiciones de hundimiento y donde sea relevante por esfuerzos horizontales o tracción, la rotura horizontal del terreno y arranque. En ambas cimentaciones se considerará el estado límite de movimientos excesivos (asientos).

A efectos prácticos, este método consiste en que los valores de cálculo de las solicitaciones ( $S_d$  en ELU y  $E_d$  en ELS) deben ser menores o iguales que los valores límite admisibles de la sollicitación para cada estado límite ( $R_d$  en ELU y  $C_d$  en ELS). Los detalles pertinentes al procedimiento del método de los estados límites se encuentran en la GCOC, no se entrará en detalle en este Anejo de los procedimientos a seguir puesto que se encuentran en la guía y solo se explicarán los aspectos donde justificación sea requerida.

Se consideran distintas situaciones de carga que se describirán en el apartado 4. *Esfuerzos transmitidos a las cimentaciones*, no obstante, para las comprobaciones posteriores se realizarán los cálculos tomando la situación más desfavorable de éstas, con fin de dimensionar para el caso de mayor carga transmitida a las cimentaciones. Se iniciarán las comprobaciones de las cargas para la situación del terreno más favorable<sup>1</sup>, con fin de verificar el cumplimiento de las acciones sobre el terreno más favorable, donde al darse el caso negativo se puede considerar la tipología de cimentación estudiada como no válida para un apto funcionamiento.

Se realizará el estudio empleando valor altos para el dimensionamiento, donde en caso de cumplimiento se reducirán las dimensiones hasta para evitar sobredimensionar la obra, y en caso de incumplimiento viendo cual sería los mínimos valores posibles para que cumpla todas las condiciones, de donde se puede considerar si fuese una opción viable o no, citando pero sin entrar en detalle a los aspectos estructurales, constructivos, económicos y ambientales de la solución determinada para su viabilidad. Se detallarán estas conclusiones en sus apartados correspondientes.

<sup>1</sup> Aquellos puntos donde las pilas se apoyan sobre exclusivamente el nivel I, sin alternancia de estratos, ya que el tipo de suelo de la zona de estudio más favorable es el nivel I, al ser gravas presentan propiedades de un suelo granular, es decir, cohesión nula y ausencia de consolidación, considerándose en los cálculos situaciones a largo plazo

### 3. Consideraciones generales del proyecto

Este apartado considerará aspectos generales que afectan la totalidad de la definición de las cimentaciones. Viéndose características del terreno y geométricas. Los detalles de los parámetros geotécnicos obtenidos en la campaña de sondeos se encuentran en los dos últimos apéndices de este Anejo.

En primer lugar, el detalle de la parametrización del terreno de la zona estudiada se ve con mayor detalle en la memoria, no obstante, se resumen a continuación los puntos de interés. Los estratos vistos en la memoria se considerarán líneas rectas subhorizontales, incluyendo el terreno de apoyo, y homogéneos, pues no se identificó gran heterogeneidad dentro de los niveles definidos. Debido a la incertidumbre de la extensión de cada intercalación y estrato de los niveles, se consideran inmediatamente inferior a cada pila la presencia de los estratos que corresponden al sondeo más cercano, según se indica en la Figura 1, que adapta el perfil a esta condición impuesta. El nivel freático (N.F.) como se puede observar, sigue lo expuesto en la memoria. Se asumen condiciones hidrostáticas a efectos del cálculo y se toma como una línea horizontal desde la cota más alta medida, quedando los estratos en las inferioridades de todas las pilas, salvo P1 y P2, completamente sumergidos y por tanto los terrenos serán considerados saturados. De tal forma, se prevé el diseño para condiciones del suelo más desfavorables, coincidentes con épocas de altas precipitaciones que pueden tener gran influencia por la permeabilidad característica de suelos granulares que predominan la zona de estudio en cotas superiores.

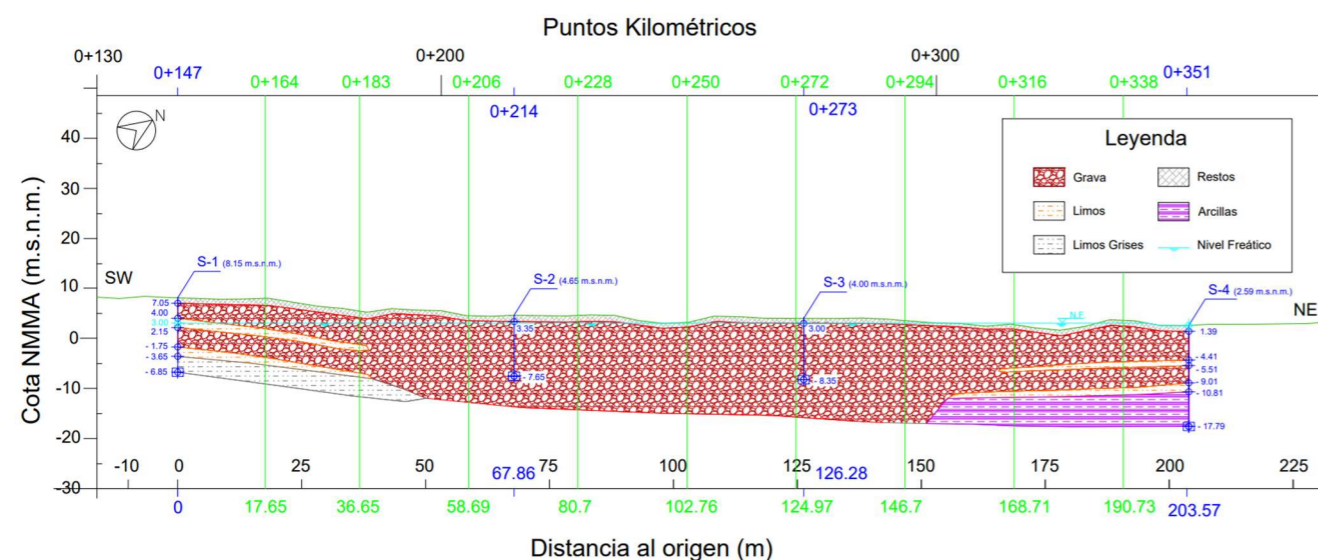


Figura 1. Posición de las pilas (verde lima) según su P.K. superpuesto sobre el perfil estratigráfico de la zona de estudio, adaptado de la memoria para las condiciones de análisis expuestas, donde se toman los niveles presentes al sondeo (azul marino) más cercano a cada pila.

Las propiedades de cada nivel vienen justificadas en la memoria, cuyos valores relevantes para los análisis que se realizarán posteriormente se recopilan en las tablas 1, 2, 3 y 4. Las tablas muestran respectivamente los valores para el nivel I: gravas, cantos y bolos, nivel II: intercalaciones de limos arcillosos plásticos, nivel III: limos no plásticos y nivel IV: Arcillas duras definidos.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos finales para las características del nivel I

Nivel I: Gravas	
Parámetro	Resultados
Ensayo SPT (Valor $N_{30}$ )	17 - 50
Compacidad según Terzaghi 1948	Densa a muy densa
Peso específico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	15
Peso específico saturado, $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
Ángulo de rozamiento interno, $\phi'$ (°)	38.6
Módulo de Young, E (MPa)	40.82
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0.27

Tabla 2. Parámetros geotécnicos finales para las características del nivel II

Nivel II: Limos plásticos	
Parámetro	Resultados
Ensayo SPT (Valor $N_{30}$ )	5 - 11
Compacidad según Terzaghi 1948	Media a firme
Resistencia a compresión simple (kPa)	23
Humedad, W (%)	28.4 - 33.4
Peso específico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14.6 - 15.2
Peso específico saturado, $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.6 - 20.1
Cohesión efectiva, $c'$ (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, $\phi'$ (°)	29.9
Módulo de Young, E (MPa)	19.80
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0.34

Tabla 3. 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, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16.1 - 16.7
Peso específico saturado, $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.3 - 20.6
Cohesión efectiva, $c'$ (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, $\phi'$ (°)	30.1
Módulo de Young, E (MPa)	21
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0.33



Tabla 4. 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, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16.9 - 17.9
Peso específico aparente, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.2 - 20.6
Peso específico saturado, $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.2 - 20.6
Cohesión efectiva, $c'$ (kPa)	-
Ángulo de rozamiento interno efectivo, $\phi'$ (°)	42.8
Módulo de Young, $E$ (MPa)	49.5
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0.24

A efectos de cálculo para el estudio geotécnico, no se considera el aporte del nivel 0 de restos antrópicos y vegetales, por lo que se asumen valores nulos y el origen de la cota del terreno ignora la presencia del nivel 0 en cada caso analizado.

La zona se ubica cercana a la línea de costa, debiendo asignar por tanto una clase de exposición ambiental XS1. Se detallará las afecciones de los agentes corrosivos o agresivos del hormigón en mayor detalle posteriormente donde sea rogado en los cálculos.

Entrando en consideraciones geométricas para definir valores usados en el estudio, consideramos el dimensionamiento de las zapatas aisladas. Se debe considerar si las zapatas de las cimentaciones superficiales son flexibles o rígidas, por lo que es importante determinar el canto y el vuelo, que viene afectado por la columna de la zapata. En primer lugar, la GCOC caracteriza una zapata como rígida según la ecuación 1.

$$h \geq \alpha \cdot v \quad (1)$$

Donde  $h$  corresponde al canto de la zapata,  $v$  el vuelo (distancia horizontal entre la cara del pilar y la cara vertical más próxima de contorno de la zapata) y  $\alpha$  el coeficiente adimensional, que puede estimarse mediante la relación de la ecuación 2.

$$\alpha = 2,2 \left( \frac{E}{E_h} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2)$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del terreno de cimentación y  $E_h$  el módulo de elasticidad del material que forma la zapata.

Se disponen de ambos módulos de elasticidad, siendo el material que forma la zapata Hormigón HA-30, cuyo valor de módulo de Young (módulo de deformación longitudinal) es de 33.000 MPa, resultando en un valor final para  $\alpha$  de 0,236.

Se considerarán pues las dimensiones de la pila, de sección en su pie correspondiente a una cruz latina, situada en el centro de las zapatas, siendo desde la cara más distante al eje de las pilas, un ancho total de 1,00 metro en el sentido longitudinal y 1,20 metros de largo transversalmente. De tal modo, se obtiene valores de vuelo de 1,50 metros y 1,40 metros, conllevando a un valor límite para el canto de 0,35 y 0,33 respectivamente (Figura 2), se considerará el valor de 0,35 metros. Estos valores se basan en propiedades del terreno y se deberían complementar con un análisis estructural de las cimentaciones, el cual puede alterar el canto de las zapatas según pueda dictar el *Código Técnico de la Edificación* (CTE), sin embargo, se seguirá el estudio geotécnico asumiendo estos valores.

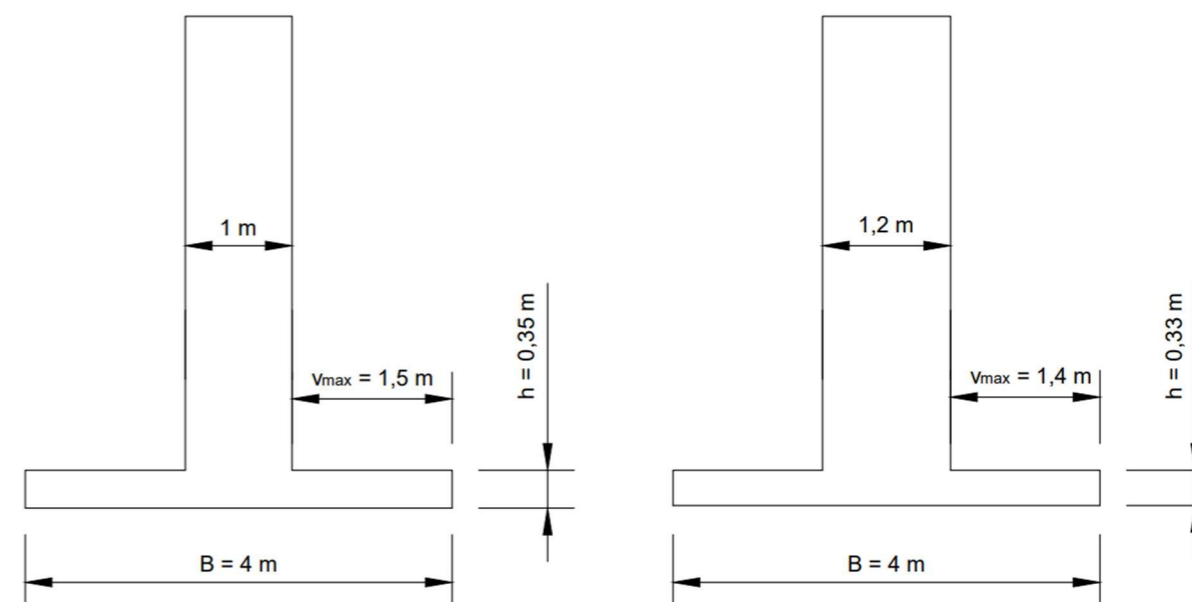


Figura 2. Geometría de pilas para el dimensionamiento de una zapata rígida con canto mínimo.

En caso de dimensionar una zapata rectangular en vez de cuadrada, se supone la longitud ( $L$ ), el ancho de mayor dimensión, con dirección transversal (lo más alineado al eje del río dentro de lo posible), de este modo se mitiga la afección que puede tener el agua sobre la estructura. Se parte de un estudio de climatología, hidrología y drenaje, el cual realiza un análisis de la potencial socavación que puede afectar al nuevo viaducto, obteniendo una profundidad de socavación potencial más profunda en la pila P7, dando un valor de 2,83 para un periodo de retorno de 100 años (T100), y un valor de 3,14 para un periodo de retorno de 500 años (T500). Se determina, por tanto, que la cota de cimentación debería estar a profundidades superiores a estas, tomándose como valor en este estudio un valor de 3,50 metros, además, al profundizar los cimientos de tal forma se evita efectos consecuentes de las variaciones en el N.F. que puedan facilitar erosiones. De acuerdo con la GCOC, las situaciones accidentales de socavación, siendo indicadas aquellas correspondientes al T500 para poderse considerarse accidentales.

Se consideran en los planos del viaducto 3 tipologías de pila, denominadas 7, 5 y 3. La distinción entre estos diseños de pila corresponde a diferentes longitudes, donde la pila tipo 7 es caracterizada por una longitud de 7 metros, la tipo 5 por una longitud de 5,5 metros y la tipo 3 por una longitud de 4. Las pilas P1, P2 y P3 son tipo 3, las P4, P5, P6, y P9 son tipo 5, y la P7 y P8 es tipo 7.

El estribo 1, del lado de Benidorm es de ancho de 6,00 metros. El muro frontal es de espesor variable desde 0,60 metros hasta a 1,46m de espesor en su lado superior, incrementando linealmente de espesor a lo largo de 0,86 metros. Llega hasta a 3,09 metros de alto. Por su geometría, se tratará el estudio como aquel de muros de sostenimiento. Aunque se dispone de huecos para permitir el paso de instalaciones y servicios, se abordará el cálculo considerando rellenos de 20kN/m<sup>3</sup> de peso específico.

El estribo 2 tiene forma de caja. La caja dispone de dos cámaras visitables para la inspección del tablero, los apoyos y el punto fijo del tablero. Está compuesto por muros y losa de hormigón armado. Los muros frontales, donde apoya el tablero, tienen un espesor de 1,00 m, mientras los laterales son de 0,30 m y los interiores de 0,40 m de espesor. La losa intermedia, de 0,30 m de espesor, es accesible desde el exterior para la inspección de las barras postesadas de anclaje del tablero. El planteamiento de la cimentación se tratará como una pequeña edificación, considerando por tanto una losa como la única alternativa de cimentación superficial viable (debido a la incompatibilidad de zapatas aisladas) o un encepado con pilotes.

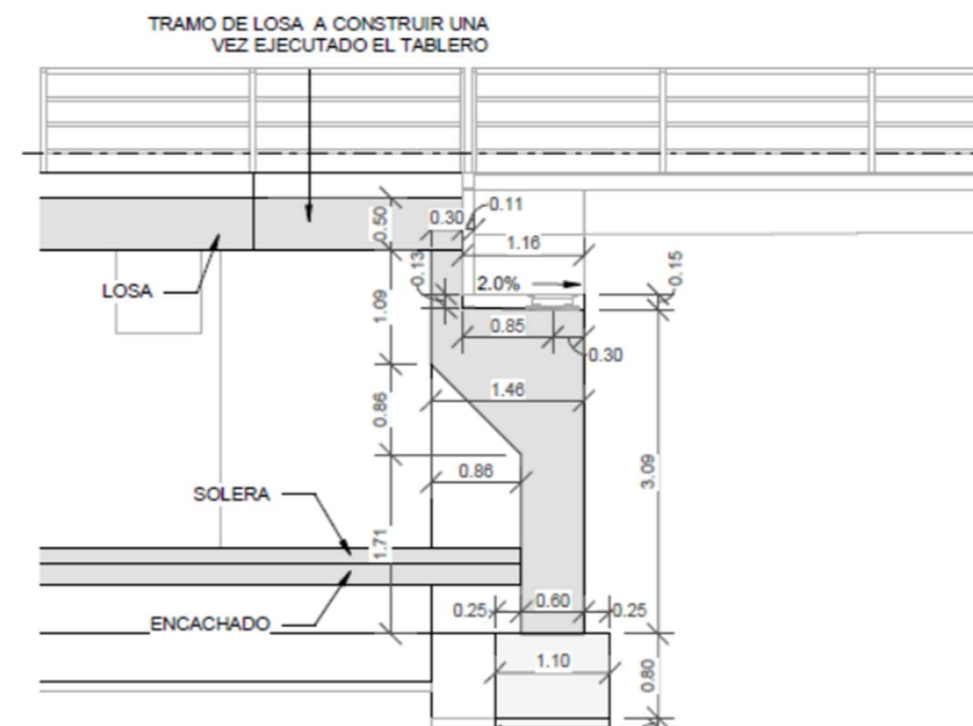


Figura 4. Perfil del estribo 1. (Fuente: Documentación aportada)

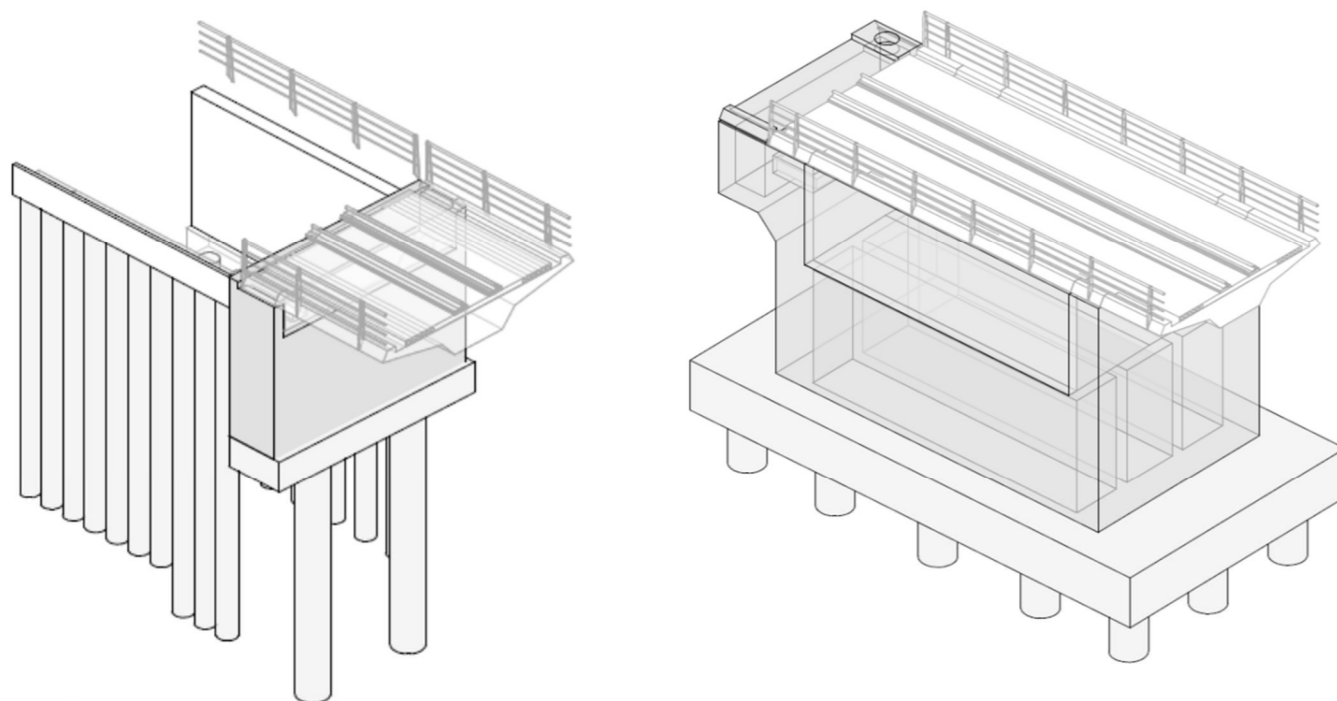


Figura 3. Perspectiva oblicua del estribo 1 y estribo 2 respectivamente. (Fuente: Documentación aportada)

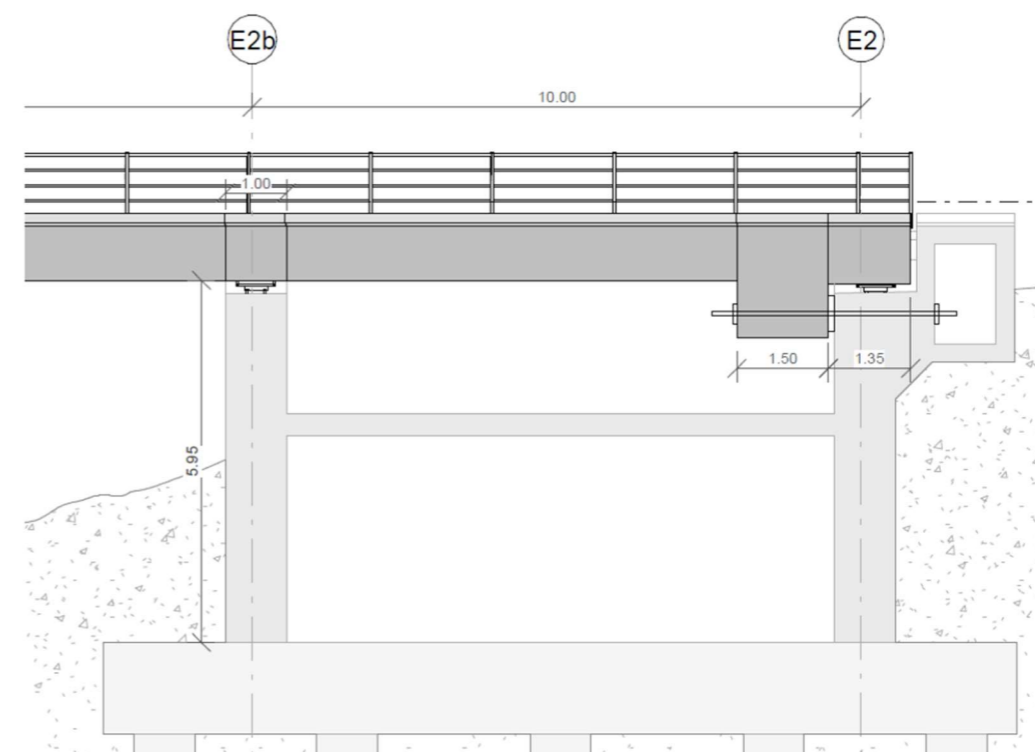


Figura 5. Sección longitudinal del apoyo del vano 11 sobre el estribo 2. (Fuente: Documentación aportada)

Como parte de la definición de las situaciones de proyecto y las acciones que les corresponden que se detallarán en el apartado posterior, se debe considerar las implicaciones geomecánicas como un paso preliminar a contabilizar. Los esfuerzos transmitidos a la cimentación, concretamente aquellas fuerzas horizontales (transversales y longitudinales) desplazan el punto de paso de la resultante de los esfuerzos, y disminuyendo el área mediante la cual se transmiten estos esfuerzos al terreno. Debidamente, para su futura consideración las comprobaciones de los estados límites y la obtención de valores como son las presiones verticales ( $p_v$ ) se necesita la determinación de esta área reducida, dada por las expresiones 3 y 4 de ancho y largo equivalente respectivamente.

$$B^* = B - 2e_B \quad (3)$$

$$L^* = L - 2e_L \quad (4)$$

Donde:

- $B^*$  es el ancho equivalente,  $B$  el ancho real de la zapata, y  $e_B$  la excentricidad de las resultantes de los esfuerzos en el mismo sentido que  $B$  (longitudinal en el caso analizado) respecto al centro real, dado por la expresión 5.
- $L^*$  es el largo equivalente,  $L$  el largo real de la zapata, y  $e_L$  la excentricidad de las resultantes de los esfuerzos en el mismo sentido que  $L$  (transversal en el caso analizado) respecto al centro real, dado por la expresión 6.

Por su mayor simpleza, se diseñarán cimentaciones cuadriláteras, siendo la geometría relativa a estas dimensiones la expresada.

$$e_B = \frac{M_B}{V} \quad (5)$$

$$e_L = \frac{M_L}{V} \quad (6)$$

Donde:  $M_B$  trata de los momentos resultantes de las cargas horizontales en el eje del ancho (tomado como el longitudinal),  $M_L$  los momentos que provienen de cargas horizontales en el eje del largo (transversal) y  $V$  es la componente vertical de la resultante efectiva de las acciones verticales (correspondiente a  $F_v$  de los cálculos posteriores). Los valores numéricos de los esfuerzos transmitidos se verán detallados en el apartado posterior.

#### 4. Esfuerzos transmitidos a las cimentaciones

En cuanto a los esfuerzos considerados por la GCOC en los puentes de carreteras, ésta emplea la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)* y la *Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE)*, no obstante, se optará por considerar la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF)* en lugar de la IAP por su relevancia temática. Las acciones en la IAPF y GCOC que se considerarán son las siguientes:

- **Acciones permanentes (G)**

- Acciones permanentes de valor constante ( $G_k$ )
  - *Peso propio*
  - *Cargas muertas*
- Acciones permanentes de valor no constante ( $G_k^*$ )
  - *Acciones del terreno*: Peso del terreno. Se considerarán para aquellas comprobaciones geotécnicas que las requieran
  - *Acciones del agua*: Empujes y subpresiones del agua. Empuje y peso del terreno. Se considerarán para aquellas comprobaciones geotécnicas que las requieran.
  - *Temperatura*: No se considera al ser el viaducto de vigas biapoyadas, donde cada viga permite una deformación pequeña que es absorbida por los neoprenos.
  - *Acciones reológicas*: Al igual que la temperatura, no son consideradas por el tipo de viaducto. Son más pertinentes en las fases constructivas.
  - *Pretensado*: No se contemplará las acciones del pretensado al caer el análisis necesario fuera del rango de aplicación del estudio.

- **Acciones variables (Q)**

- *Sobrecargas de uso*: De trenes, peatonales, en terraplenes
- *Acciones climáticas*: Se considera el viento. No se considera nieve en la zona de estudio
- *Frenado y arranque*: No se considera la acción de arranque debido a que el frenado es condicionante, ya que el puente tiene una longitud superior al límite superior de 30 metros para considerar el arranque.
- *Sobrecarga centrífuga*: Debido al trazado curvo de la vía se deberá considerar tanto para los estribos como las pilas

- *Efecto lazo*: Se considera además la fuerza puntual horizontal del efecto lazo.

- **Acciones accidentales (A):**

- *Acción sísmica*: Debido a los cálculos dinámicos requeridos para su determinación, están fuera del alcance del estudio, sin embargo, se requeriría la consideración de las acciones sísmicas en el análisis.
- *Inundaciones o avenidas extraordinarias*: Se consideran las presiones hidrostáticas que afectan las cimentaciones que pueden originar por su situación dentro del cauce fluvial, estando el cálculo dinámico fuera del ámbito de estudio del Trabajo Fin de Grado.
- *Choques e impactos*: Al salvar el vano 4 la calle Camí de l'Algar, se consideran los posibles impactos de vehículos de carretera en la pila P3 y P4. No se consideran impactos de vehículos ferroviarios o de embarcaciones al no verse posible su tránsito.
- *Descarrilamiento*: La IAPF contempla la posibilidad de descarrilamiento en dos posibles situaciones de proyecto.

Las acciones permanentes y accidentales siempre son representadas por sus valores característicos ( $G_k$  y  $A_k$ ), mientras las acciones variables usan coeficientes reductores ( $\Psi$ ), variando según la clase de combinación de acciones. Todos los valores representativos se verán detallados posteriormente.

Para la obtención de valores de cálculo en el estudio geotécnico, se emplean coeficientes globales de acciones en lugar de los coeficientes de seguridad parciales ( $\gamma$ ). Por tanto, se emplearán los valores representativos para el estudio de estados límite, que viene determinado por el comportamiento del terreno. Todas las acciones que llegan a las cimentaciones son mayoradas por valores unidad en aquellas desfavorables y en acciones favorables siendo mayorados por un coeficiente de valor nulo.

En función de las acciones actuantes sobre las cimentaciones, en este Anejo se considerarán las combinaciones de acciones siguientes, con sus valores representativos indicados:

- **Combinación característica**: Según corresponde con situaciones persistentes o transitorias.

- Acciones permanentes: Usando el valor característico ( $G_k$ )
- Acción variable dominante: Usando el valor característico ( $Q_k$ )
- Otras acciones variables concomitantes: Usando el valor de combinación ( $\Psi_0 \cdot Q_k$ )

- **Combinación accidental sin sismo**: Según corresponde con situaciones accidentales.

- Acciones permanentes: Usando el valor característico ( $G_k$ )
- Acción accidental: Usando el valor característico ( $A_k$ )

- Acción variable dominante: Usando el valor frecuente ( $\Psi_1 \cdot Q_k$ )
- Otras acciones variables concomitantes: Usando el valor casi permanente ( $\Psi_2 \cdot Q_k$ )

No se considera ni la combinación de acciones casi permanentes al considerarse que esta no proporciona los valores más desfavorables de estudio, siendo éstos el enfoque del Trabajo Fin de Grado presente, ni la sísmica, saliendo del alcance de este Trabajo Fin de Grado como ya se ha detallado.

Se recogen los valores de los coeficientes de reducción ( $\Psi$ ) en la Tabla 5.

Tabla 5. Valores de los coeficientes  $\Psi_i$

Acciones	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cargas de tráfico	0,8	<sup>(1)</sup>	0
Resto de acciones variables	0,6	0,5	0,2

<sup>(1)</sup> adopta los siguientes valores:

0,80 con una vía cargada

0,60 con dos vías cargadas simultáneamente

0,40 con tres o más vías cargadas simultáneamente

Al tratarse de una línea ferroviaria de una sola vía, el valor del coeficiente  $\Psi_1$  será 0,80.

Se calcularán las distintas combinaciones de acciones en sus respectivos casos más desfavorables, y aquella que presente valores mayores será la empleada en el dimensionamiento de las cimentaciones para realizar las comprobaciones geotécnicas. Se hace el inciso que los estribos son más rígidos que las pilas, por lo que deberán recibir más cargas, particularmente las horizontales. Sin embargo, la obtención de la distribución de las cargas requiere modelar estructuralmente el viaducto, no conforme con el objeto del Trabajo Fin de Grado.

#### 4.1. Pilas

En lo que respecta al planteamiento de los diversos casos a analizar en las cimentaciones de las pilas, se deberá considerar las fases constructivas del viaducto para determinar las cargas que actúan sobre las cimentaciones en todo momento, y así determinar un caso más desfavorable sobre el que realizar el estudio geotécnico.

En cuanto a la transmisión de esfuerzos del tablero a la pila, y consecuentemente a sus cimentaciones, es importante detallar los apoyos de la pila. Los apoyos proyectados para el viaducto son de tipo POT, dos por cada pila (uno es un apoyo libre, y el otro guiado longitudinalmente), que recogen la torsión del tablero y transmiten reacciones verticales a la pila. En lo que respecta las acciones horizontales, esto implica que se transmiten libremente las acciones transversales mientras solo las longitudinales de mayor valor (como es el frenado) son consideradas.

La documentación aportada, además, describe once (11) fases de construcción del tablero que se introdujeron al modelo de cálculo, según muestra la Figura 6. Estas fases en su totalidad seguirán las combinaciones de acciones correspondientes a las situaciones transitorias o persistentes.

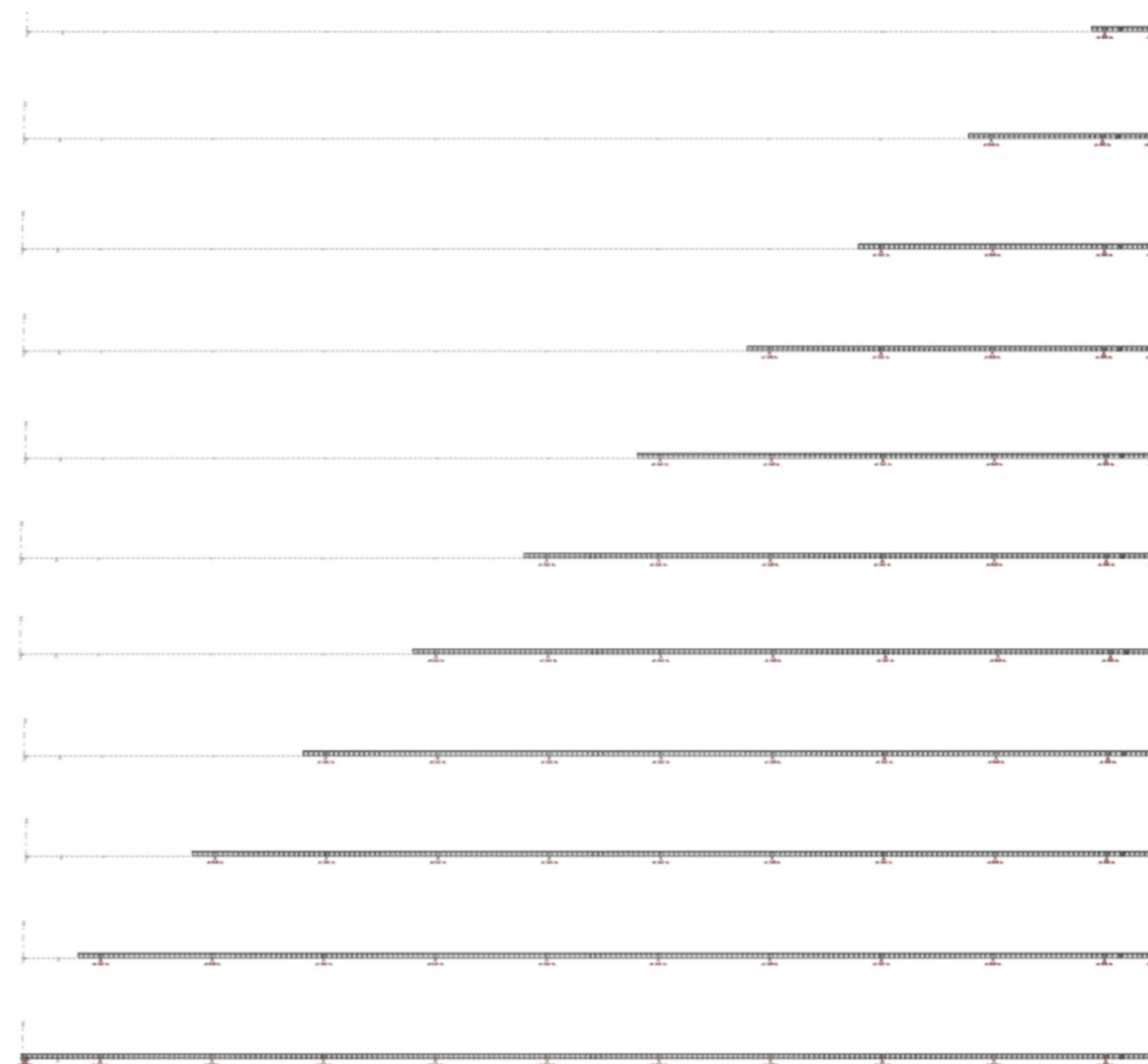


Figura 6. Fases 1 a 11 introducidas en el modelo de cálculo en el proyecto constructivo (Fuente: Documentación aportada)

Considerando que durante el proceso constructivo no se presenta la carga variable dominante, aquella del tren, y en ningún momento las pilas no soportan una longitud de tablero superior a 22 metros como en las fases de ejecución, no se consideran ninguna de las fases constructivas como más desfavorables, desde el punto de vista geotécnico, que las que soportarán las cimentaciones durante su explotación.

Se plantean tres (3) casos de carga, vistos en la Figura 7. De ellos se considera el más desfavorable aquel donde el tren de cargas se ubica directamente sobre la pila, resultando en la presencia de cuatro (4) cargas puntuales a lo largo de 6,4 metros según la geometría de la Figura 8 y la extensión de la carga repartida sobre el resto del vano, siendo este el modelo que se considerará en los cálculos.

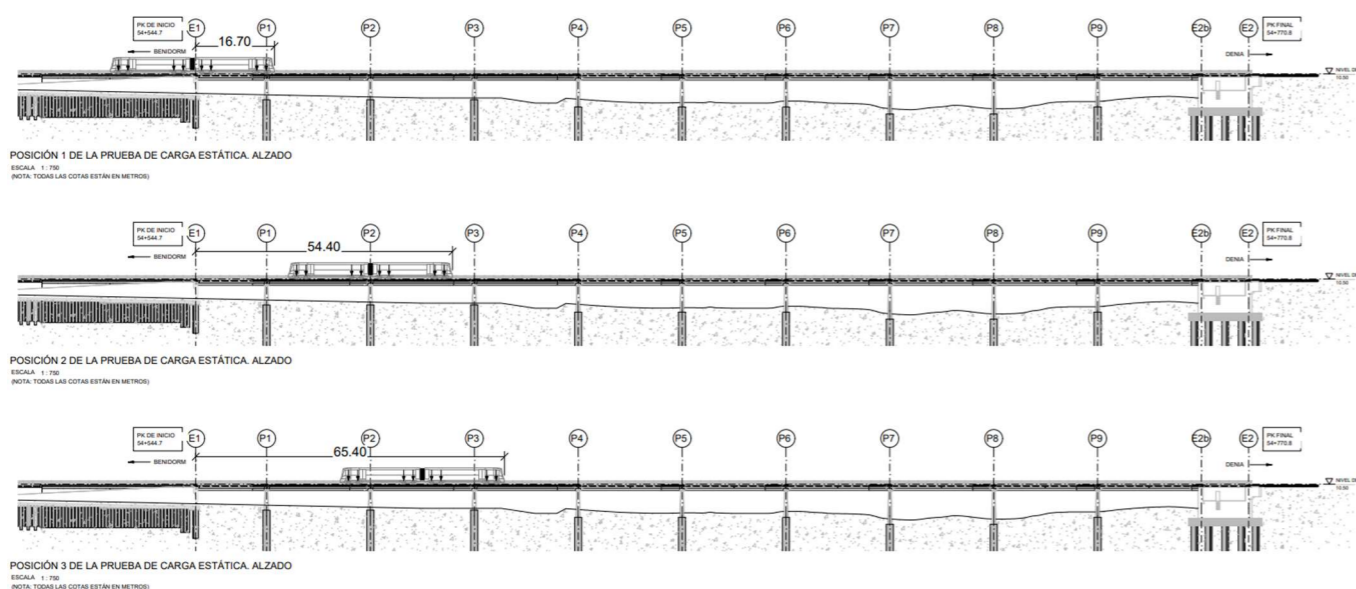


Figura 7. Casos de carga planteados (Fuente: Documentación aportada)

Finalmente, las condiciones de cálculo finales para realizar el análisis estructural relevante a las cimentaciones consideran dos medio vanos por cada pila durante la explotación del viaducto, donde la situación más desfavorable es aquella donde el tren de cargas se ubica directamente sobre la pila del caso analizado.

En cuanto a las acciones permanentes los valores para el peso propio y las cargas vienen dadas por la geometría en la documentación aportada y los pesos específicos de los materiales. Para el caso particular de las pilas, el pretensado no influye. Se verá la influencia del terreno donde sea relevante para las comprobaciones, ya que el análisis consta de las acciones que son transmitidas a éste.

Para el planteamiento de las acciones variables, la primera acción variable por considerar es la carga que transmitirán los trenes que actuarán sobre la vía. Según la IAPF y a falta de datos concretos acerca las cargas de los trenes previstos, se plantean cargas según la distribución UIC-71, mostrado por la Figura 8. Se destaca que estas cargas se le aplican en el cálculo estructural un coeficiente de clasificación ( $\alpha$ ) de 0,91 (para vías de ancho métrico).

Para los efectos dinámicos debido al tráfico se pueden tener en cuenta mediante un cálculo simplificado mediante el coeficiente de impacto ( $\emptyset_3$ ) de 1,14 (con grado de mantenimiento normal), Según la ecuación 3.

$$\emptyset_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\emptyset} - 0,2} + 0,73 \quad (7)$$

Donde  $L_\emptyset$  es la longitud determinante de 30,50 metros.

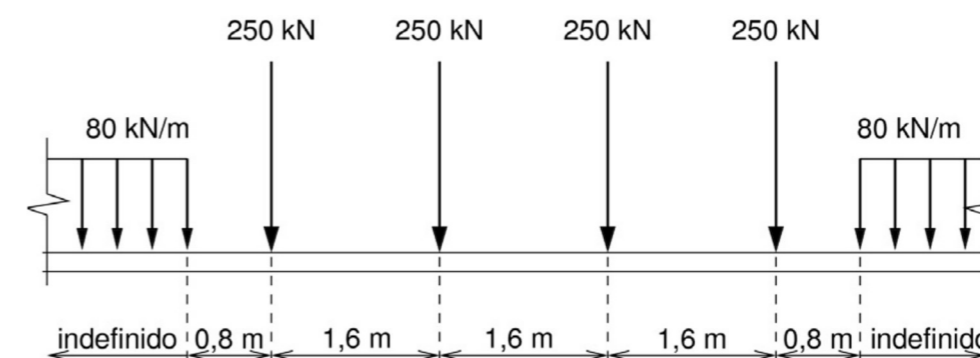


Figura 8. Tren de cargas verticales UIC-71 (Fuente: IAPF)

Se destaca que las cargas descritas en la figura según su fuente son dispuestas de la forma más desfavorable, además, muestran valores característicos para trenes de mercancías, por lo que son cargas sobredimensionadas, no obstante, se toman los valores como los reales de aplicación por su uso en la instrucción y falta de datos sobre los trenes ferroviarios previstos para la fase de explotación.

La fuerza centrífuga se obtiene mediante la expresión 4 y 5, para cargas puntuales y repartidas respectivamente. Resultando en valores de 0,027 veces las sobrecargas ferroviarias del tren de cargas.

$$Q_{tk} = \alpha \cdot \frac{Q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f \quad (8)$$

$$q_{tk} = \alpha \cdot \frac{q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f \quad (9)$$

Siendo:

- $Q_{tk}$  (kN),  $q_{tk}$  (kN/m) valores característicos de la fuerza centrífuga correspondiente a las cargas puntuales y uniformemente repartidas.
- $Q_{v,k}$  (kN),  $q_{v,k}$  (kN/m) los valores de sobrecarga ferroviaria (Figura 8).
- $v$  la velocidad del tren (80 km/h pasados a 22,22 m/s).
- $\alpha$  el coeficiente de clasificación (0,91).
- $g$  la aceleración por la gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>).

- $r$  el radio de la curva en planta (1700 metros)
- $f$  el coeficiente reductor (de valor 1 para  $v$  menores o iguales de 120 km/h)

El frenado es el producto del coeficiente de clasificación ( $\alpha$ ) y un valor de 20 kN/m, resultando en un valor de carga repartida de 18,20 kN/m. Solo hay un aparato de dilatación de los carriles en el extremo de Benidorm, por tanto, habrá carril continuo en el otro lado y hace falta un estudio específico para determinar la longitud del carril cargado a considerar. Como no entra en el ámbito del Trabajo Fin de Grado, para los cálculos relevantes se considera que la totalidad del puente es afectado por el frenado, como si hubiera aparatos de dilatación en cada extremo del viaducto.

El efecto lazo es el producto del coeficiente de clasificación ( $\alpha$ ) y un valor de 100 kN, resultando en un valor puntual de 91 kN.

La única carga variable no ferroviaria o climática variable consta de la carga peatonal, siendo el valor 5 kN/m<sup>2</sup>, a lo largo de los 0,85 metros fuera del gálibo en cada lateral del tablero a paso peatonal.

La obtención del valor característico de la carga del viento viene determinada por las características de la estructura, al no tener vanos superiores a 200 metros y luces menores de 40 metros además de menos de 20 metros de altura por pila, no se considerarán los efectos aeroelásticos y, además, el viaducto cumple las condiciones que permiten realizar un estudio simplificado del empuje del viento. Por tanto, solo se verá el viento transversal, con unos valores de empuje unitario ( $F_{HK}/A$ ), según corresponde con el apartado 2.3.7.8. y el cuadro 2.6 del mismo apartado de la IAPF. El entorno es tipo II y se toma como valor de velocidad de referencia del viento de 28 m/s y conforme se indica en los apartados se obtiene valores de empuje del viento transversal sobre tablero y fuste de pilas 2,24 kN/m<sup>2</sup> y 2,74 kN/m<sup>2</sup> respectivamente. Para plantear la situación más desfavorable, se asume que el viento actúa sobre el puente mientras éste está cargado por el tren, considerando la mitad de las cargas de cada elemento por la altura del tablero (1,05 metros) más una altura de 3,70 m correspondiente a la sobrecarga de uso ferroviaria.

A continuación, se muestran los valores característicos usados en el cálculo de los esfuerzos transmitidos a la cimentación para el caso de combinación característica. Las cargas permanentes:

- **Peso propio del tablero:** 75,48 kN/m (geometría dada con el peso específico del HP-50 en tablero de 25 kN/m<sup>3</sup>)
- **Peso propio de las pilas:** 19,26 kN/m (geometría dada con el peso específico del HA-30 en pilas de 25 kN/m<sup>3</sup>)
- **Carga muerta de barandillas:** 1,00 kN/m
- **Carga muerta de impermeabilización:** 6,00 kN/m
- **Carga muerta de prismas:** 19,00 kN/m

- **Carga muerta de vía:** 2,00 kN/m

En lo que respecta las acciones variables:

- **Sobrecarga tren:** 72,80 kN/m y cuatro (4) puntuales de 227,50 kN
- **Sobrecarga centrífuga:** 2,16 kN/m y cuatro (4) puntuales de 6,74 kN
- **Sobrecarga peatonal:** 8,50 kN/m
- **Sobrecarga lazo:** 91,00 kN
- **Frenado:** 18,20 kN/m
- **Viento sobre tablero:** 5,32 kN/m
- **Viento sobre pilas:** 0,90 kN/m

En la Tabla 6 se recopila el producto entre los valores de las diversas de las cargas que provienen de las acciones descritas y sus correspondientes longitudes de aplicación.

Tabla 6. Valores de las distintas cargas que reciben las cimentaciones de las pilas. Unidades en kN

Acciones		Pila tipo 3		Pila tipo 5		Pila tipo 7		Dirección
<b>Peso Propio</b>	Tablero	1660.56	1737.60	1660.56	1766.49	1660.56	1795.38	Vertical
	Pilas	77.04		105.93		134.82		
<b>Cargas muertas</b>	Barandillas	22.00	616.00	22.00	616.00	22.00	616.00	Vertical
	Impermeabiliz.	132.00		132.00		132.00		
	Prismas	418.00		418.00		418.00		
	Vía	44.00		44.00		44.00		
<b>Sobrecargas</b>	Tren repartida	1135.68	2232.68	1135.68	2232.68	1135.68	2232.68	Vertical
	Tren puntual	910.00		910.00		910.00		
	Peatonal	187.00		187.00		187.00		
<b>Frenado</b>		400.40		400.40		400.40		Longitudinal
<b>Viento</b>	Tablero	117.04	120.64	117.04	121.99	117.04	123.34	Transversal
	Pilas	3.60		4.95		6.30		
<b>Centrífuga</b>	Repartida	33.70	60.66	33.70	60.66	33.70	60.66	Transversal
	Puntual	26.96		26.96		26.96		
<b>Efecto lazo</b>		91.00		91.00		91.00		Transversal

Para considerar la combinación de acciones accidentales sin sismo se deben cuantificar las diversas acciones accidentales, en este caso siendo las inundaciones posibles, el impacto de vehículos de carretera sobre una de las pilas y ambas situaciones de proyecto para el descarrilamiento, tomándose la que resulte en cargas más desfavorables.

Como la situación de avenidas excesivas requiere un estudio dinámico, el cual cae fuera del alcance del Trabajo Fin de Grado actual, se estudiará esta situación accidental exclusivamente analizando los efectos de los empujes hidrostáticos que afectarían la estructura a causa de inundaciones. Se parte de un estudio de inundabilidad del río Algar, modelado con ambos el puente existente y el nuevo viaducto. Del estudio, se obtienen valores de resguardo proyectando para avenidas de 100 años y de 500 años, proporcionando las cotas que se emplearán para realizar el análisis hidrostático sobre las pilas. Para cada una de las tres (3) tipologías de pilas se calculará la cota media de agua (usando la Figura 9) para la avenida de 500 años, correspondiendo así a las situaciones accidentales según la GCOC. Las cotas medias de agua para cada tipo de pila son 7,75 m.s.n.m. o 1,25 metros sobre cota inferior de la pila para las pilas tipo 3, para las pilas tipo 5 se ha medido 7,98 m.s.n.m. o 4,48 metros desde la cota inferior de las pilas, y finalmente para las pilas tipo 7 se observan 8,15 m.s.n.m. o 6,15 metros sobre la cota inferior de la pila. Al tratarse de un elemento sumergido rodeado por agua, esta presión se anula en el plano horizontal, por lo que se considerarán solo las variaciones en N.F. y subpresiones según correspondan.

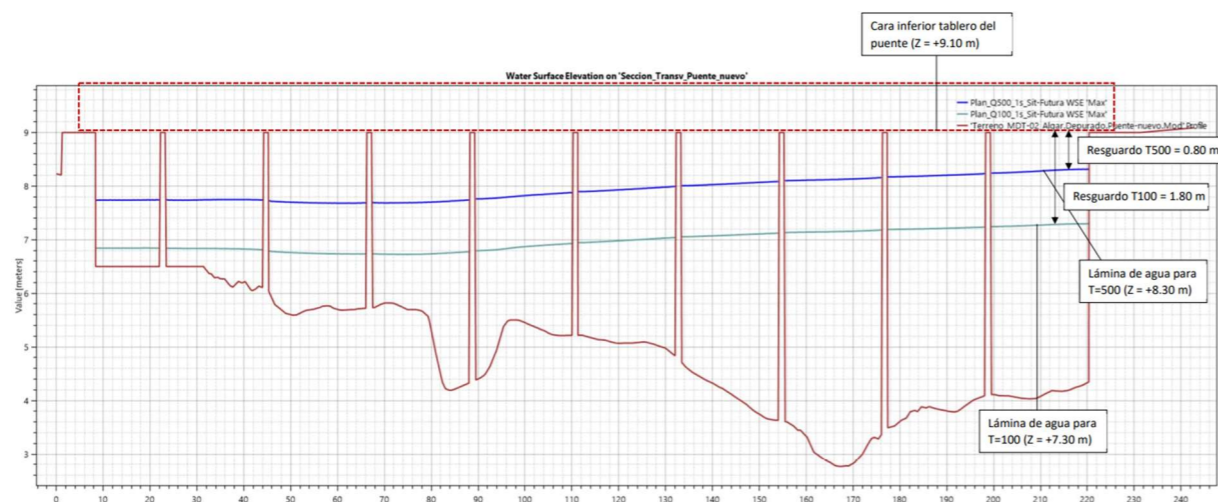


Figura 9. Plano longitudinal del nuevo puente con las láminas de agua que corresponden con avenidas de 100 años (cian) y 500 años (azul). (Fuente: Documentación aportada)

De la Figura 9 y los planos del nuevo viaducto se puede ver que las dimensiones de los tres tipos de pilas tienen menor profundidad de cimentación que profundidad de socavación, ya que sus profundidades en el terreno oscilan entre 0,80 a 1,50 metros para pilas tipo 3, 4,1 a 5,2 metros para pilas tipo 5, y entre 1,60 y 1,40 metros para pilas tipo 7. Estos cambios de dimensiones afectarían el cálculo estructural, al tener que aumentar la longitud de las pilas para mantener dicha profundidad en el terreno, no obstante, se sigue el modelo de cálculo y sus resultados (Tabla 7) asumiendo los valores de diseño de pilas ya establecidos, alterando simplemente la cota del terreno para cumplir con los criterios de socavación.

La situación de impacto solo afectaría las pilas P3 y P4, siendo respectivamente de tipo 3 y tipo 5. Solo se plantean los impactos por vehículos de carretera, ya que solo el vano 4 salva infraestructuras que pueden llevar a cabo choques, sin peligro de afeción por otros ferrocarriles o embarcaciones. Al no plantearse protección dimensionada para resistir impactos de vehículos de carretera en las pilas, se debe considerar la afeción sobre las pilas del nuevo viaducto. Al ser elementos estructurales distintos al

tablero se asimilará el impacto a una fuerza estática horizontal, siendo o bien 1000 kN en paralelo a la dirección de tráfico (transversal) o 500 kN en dirección perpendicular (longitudinal), ambas a una altura de 1,25 metros de la superficie del pavimento, esta a su vez se tomará como 3,15 metros por encima del plano de cimentación. En el análisis se verá el caso particular de cada fuerza.

En lo que respecta el descarrilamiento, la IAPF considera dos (2) situaciones de proyecto. La situación de proyecto 1 considera una alineación de ruedas entre los dos carriles de la vía, al considerarse esta situación solo daños locales (solo cargas en el eje transversal), no se planteará al no poder presentar mayores cargas que la situación 2. Por otra parte, la situación 2 considera cargas verticales puntuales y repartidas correspondiente con el valor  $\alpha \cdot 1,4 \cdot \text{UIC71}$ , o lo que es lo mismo,  $1,274 \cdot \text{UIC71}$  aplicadas a lo largo de una longitud de 20 metros en el borde de la plataforma ferroviaria.

Tras considerar las combinaciones de acciones explicadas previamente, se obtienen los valores representativos de los esfuerzos que llegan a las cimentaciones para las diversas combinaciones de cargas (Tabla 7), siendo ELU1 la combinación de carga característica (donde todas las acciones en la Tabla 6 son actuantes), 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.

Tabla 7. Esfuerzos transmitidos a la base de las cimentaciones de las pilas para las distintas combinaciones de cargas. Para las acciones actuantes en el tablero se toma la cota de la reacción en los apoyos hasta la profundidad de cimentación.

Hipótesis	Pila	Esfuerzos transmitidos a la base de la cimentación				
		Fv (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)
ELU1	Tipo 3	4511.48	320.32	193.71	1281.28	766.47
	Tipo 5	4540.37	320.32	194.52	1761.76	1053.89
	Tipo 7	4569.26	320.32	195.33	2242.24	1341.31
ELU2	Tipo 3	4027.54	0.00	23.90	0.00	93.72
	Tipo 5	4056.43	0.00	23.59	0.00	128.87
	Tipo 7	4085.32	0.00	23.56	0.00	164.01
ELU3	Tipo 3	4027.54	0.00	1024.13	0.00	4493.72
	Tipo 5	4056.43	0.00	1024.40	0.00	4528.87
	Tipo 7	4085.32	0.00	24.67	0.00	164.01
ELU4	Tipo 3	4027.54	500.00	24.13	2200.00	93.72
	Tipo 5	4056.43	500.00	24.40	2200.00	128.87
	Tipo 7	4085.32	0.00	24.67	0.00	164.01
ELU5	Tipo 3	6633.74	0.00	24.13	0.00	93.72
	Tipo 5	6662.63	0.00	24.40	0.00	128.87
	Tipo 7	6691.52	0.00	24.67	0.00	164.01



## 4.2. Estribos

Se considerará solamente la fase final de explotación del proyecto, cuya carga determinante proveniente del tren ferroviario presenta el caso más desfavorable en el análisis geotécnico. Previo a la consideración de las acciones que llegan a los dos tipos de estribos, éstos se deben definir.

El estribo 1, en su muro frontal, dispone de apoyos no muy disimilares a aquellos vistos en las pilas: 2 apoyos tipo POT (Figura 10), uno guiado longitudinalmente y otro libre. Las acciones que actúan sobre el estribo y llegan al terreno serán por tanto las mismas que con las pilas, variando aquellos valores relevantes a la geometría alterada.

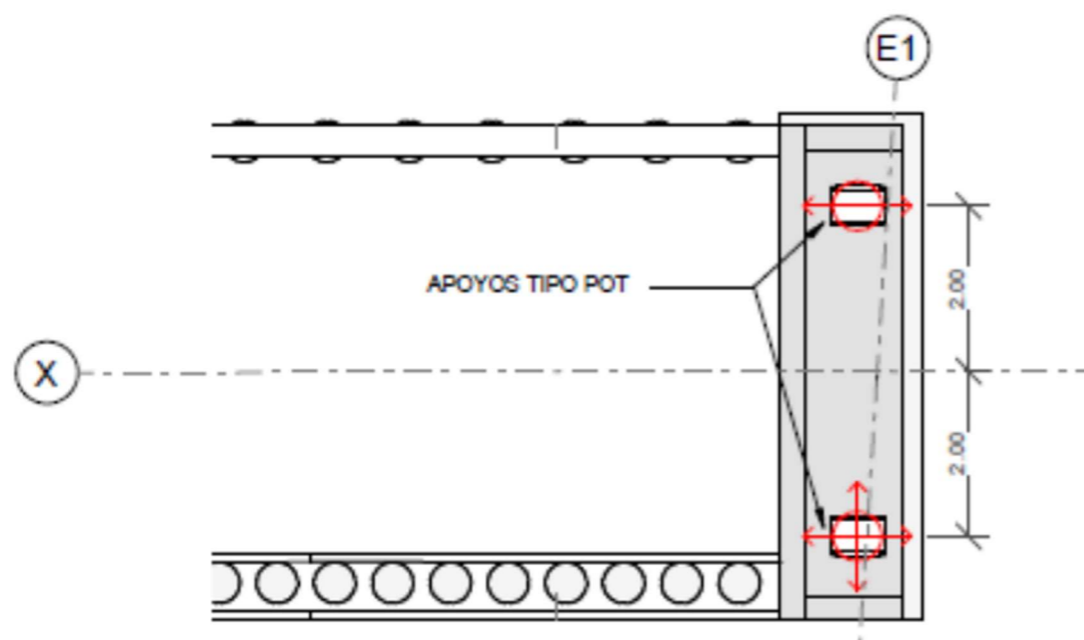


Figura 10. Apoyos del estribo 1

El estribo 2 (figuras 5 y 11) presenta mayor complejidad en su sistema de apoyos, haciendo realizar el estribo la función de punto fijo para el tablero por su gran rigidez. El inicio del vano 11 se apoya sobre dos apoyos POT libres. El final del vano 11, y por tanto del viaducto, se apoya sobre 2 apoyos POT, guiado longitudinalmente y libre, pero, el tablero se conecta al estribo anclaje con 2 barras pretensadas y neoprenos al muro. En la práctica, esto se traduce en mayor importancia de fuerzas horizontales sobre este elemento estructural, parte de los cuales se transmiten al terreno. No obstante, la determinación de estas fuerzas implica un análisis estructural que no recae en los objetivos del Trabajo Fin de Grado, por lo tanto se distribuye con la misma relevancia que para las pilas.

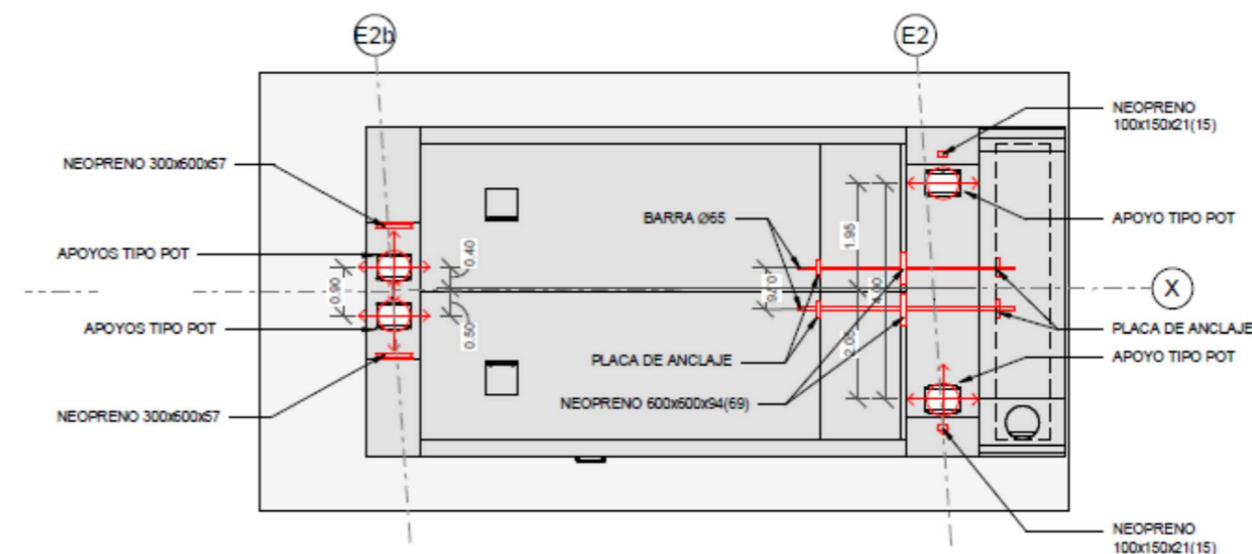


Figura 11. Apoyos del estribo 2

En cuanto a las acciones permanentes los valores para el peso propio y las cargas vienen dadas por la geometría en la documentación aportada y los pesos específicos de los materiales. No se planteará las acciones que provienen del pretensado, al caer su estudio fuera del rango de análisis que ofrece el actual Trabajo Fin de Grado. Sí que se contemplará el efecto de los empujes del terreno de relleno de los estribos.

Las acciones del terreno consideradas por la IAPF son por una parte las afecciones a elementos verticales, como son los muros que conforman los estribos, y por otra aquellas de elementos horizontales como para las cimentaciones superficiales o encepados, como se describirá en el apartado posterior.

Para la consideración de cargas variables, por una parte, el tren de cargas sigue el mismo planteamiento que el descrito en el subapartado anterior, al constar del mismo tramo ferroviario, por lo que el frenado y arranque, sobrecarga centrífuga y efecto lazo, al verse vinculados con las cargas provenientes del tren ferroviario, describen el mismo planteamiento que el descrito.

Para el estribo 1, se contempla el tren situado sobre la primera mitad del vano 1, puesto que los muros pantalla del acceso al viaducto recibirían las cargas del tren y no influyen en el muro frontal del estribo. En el estribo 2 se contempla el tren de cargas situado sobre la totalidad del vano 11 y sobre el vano 10, del cual llegan las cargas de los 11 metros más próximos.

Se contempla para el viento solo la actuación sobre los laterales longitudinales del estribo 2, ya que estos presentan la mayor superficie sobre la que puede actuar el viento. El estribo 1 no facilita por su disposición la actuación del viento sobre él, considerándose despreciable.

La distinta geometría sí que origina cambios en los valores de los esfuerzos transmitidos, no obstante, el planteamiento de las cargas unitarias se mantiene. A continuación, se muestran los valores característicos usados en el cálculo de los esfuerzos transmitidos a la cimentación para el caso de combinación característica.

Las cargas permanentes para el estribo 1:

- **Peso propio del tablero:** 75,48 kN/m (geometría dada con el peso específico del HP-50 en tablero de 25 kN/m<sup>3</sup>)
- **Peso propio del estribo:** 425 kN (geometría dada con el peso específico del HA-30 en estribos de 25 kN/m<sup>3</sup>)
- **Carga muerta de barandillas:** 1,00 kN/m
- **Carga muerta de impermeabilización:** 6,00 kN/m
- **Carga muerta de prismas:** 19,00 kN/m
- **Carga muerta de vía:** 2,00 kN/m

En lo que respecta las acciones variables:

- **Sobrecarga tren:** 72,80 kN/m y cuatro (4) puntuales de 227,50 kN
- **Sobrecarga centrífuga:** 2,16 kN/m y cuatro (4) puntuales de 6,74 kN
- **Sobrecarga peatonal:** 8,50 kN/m
- **Sobrecarga lazo:** 91,00 kN
- **Frenado:** 18,20 kN/m
- **Viento sobre tablero:** 5,32 kN/m

Las cargas permanentes para el estribo 2:

- **Peso propio del tablero:** 75,48 kN/m (geometría dada con el peso específico del HP-50 en tablero de 25 kN/m<sup>3</sup>)
- **Peso propio de el estribo:** 3533 kN (geometría dada con el peso específico del HA-30 en estribos de 25 kN/m<sup>3</sup>)
- **Carga muerta de barandillas:** 1,00 kN/m
- **Carga muerta de impermeabilización:** 6,00 kN/m
- **Carga muerta de prismas:** 19,00 kN/m
- **Carga muerta de vía:** 2,00 kN/m

En lo que respecta las acciones variables:

- **Sobrecarga tren:** 72,80 kN/m y cuatro (4) puntuales de 227,50 kN
- **Sobrecarga centrífuga:** 2,16 kN/m y cuatro (4) puntuales de 6,74 kN
- **Sobrecarga peatonal:** 8,50 kN/m
- **Sobrecarga lazo:** 91,00 kN
- **Frenado:** 18,20 kN/m
- **Viento sobre tablero:** 5,32 kN/m
- **Viento sobre estribo:** 373,01 kN

En la Tabla 8 se recopila el producto entre los valores de las diversas de las cargas que provienen de las acciones descritas y sus correspondientes zonas de aplicación.

Tabla 8. Valores de las distintas cargas que reciben las cimentaciones de los estribos. Unidades en kN

Acciones		Estribo 1		Estribo 2		Dirección
<b>Peso Propio</b>	Tablero	566.10	991.10	1585.08	5118.08	Vertical
	Estribo	425.00		3533.00		
<b>Cargas muertas</b>	Barandillas	7.50	210.00	21.00	303.00	Vertical
	Impermeabiliz.	45.00		126.00		
	Prismas	142.50		114.00		
	Vía	15.00		42.00		
<b>Sobrecargas</b>	Tren repartida	80.08	1053.83	1062.88	2151.38	Vertical
	Tren puntual	910.00		910.00		
	Peatonal	63.75		178.50		
<b>Frenado</b>		136.5+ 235.69		382.20		Longitudinal
<b>Viento</b>	Tablero	39.90	39.90	111.72	484.73	Transversal
	Estribo	-		373.01		
<b>Centrífuga</b>	Repartida	2.32	29.28	31.49	58.45	Transversal
	Puntual	26.96		26.96		
<b>Efecto lazo</b>		91.00		91.00		Transversal

Para considerar la combinación de acciones accidentales sin sismo se deben cuantificar las diversas acciones accidentales, en este caso siendo las inundaciones posibles, el impacto de vehículos de carretera sobre el estribo y ambas situaciones de proyecto para el descarrilamiento, tomándose la que resulte en cargas más desfavorables.

Las inundaciones describen la misma justificación y referencian el mismo estudio que en el subapartado anterior. Los incrementos de cotas para el N.F. se describirá en los apartados correspondientes al estudio de las cimentaciones. La presión hidrostática sobre el muro frontal del estribo 1, considerando la cota del agua de 7,8 m y el peso específico del agua como  $9,8 \text{ kN/m}^3$ , trata de una columna de agua de 1,89m llevando a la presión de 18,52 kPa, y por otra parte para el estribo 2 con una cota de 8,3 m y columna de agua de 5,25m, es 51,45 kPa. Se describen cotas medias de socavación del terreno para los estribos 1 y 2, respectivamente como 3,88 m y 9,86 m.

No se contemplan los impactos de vehículos en los estribos, ya que no hay accesos que puedan permitir el tránsito de vehículos de cualquier tipología que impacten contra los mismos.

Se considera el mismo planteamiento para el descarrilamiento, solo que a lo largo de la longitud de vía que afecta al estribo. Es decir, se aplica la carga a lo largo de 7,5 m para el estribo 1 y 21m para el estribo 2.

Tras considerar las combinaciones de acciones explicadas previamente, se obtienen los valores representativos de las acciones externas que actúan sobre el muro (Tabla 9), siendo ELU1 la combinación de carga característica (donde todas las acciones en la Tabla 8 son actuantes), ELU2 la combinación de cargas accidental sin sismo para inundaciones y ELU3 el descarrilamiento.

En el estudio de cimentaciones se contemplarán donde sean relevantes las acciones propias del muro, como su peso, los empujes del terreno en el trasdós e intradós y la reacción en el cimientto.

Tabla 9. Esfuerzos transmitidos a la base de las cimentaciones de los estribos para las distintas combinaciones de cargas.

Hipótesis	Estribo	Esfuerzos transmitidos a la base de la cimentación				
		Fv (kN)	Fx* (kN)	Fy (kN)	Mx† (kN·m)	My (kN·m)
ELU1	1	2229.43	109.20	120.16	3880.97	185.16
	2	7501.06	305.76	410.40	1819.27	1110.62
ELU2	1	2005.91	-105.01	7.98	-66.16	29.96
	2	7035.08	-810.34	22.52	0.00	133.08
ELU3	1	3267.28	0.00	7.98	0.00	12.32
	2	9548.53	0.00	96.95	0.00	133.08

\* En ELU1 una carga de 141kN se le aplica a la coronación del muro frontal representando el frenado de los coches del tren sobre el acceso al viaducto. En ELU2 se está considerando el empuje del agua sobre el muro.

† Los momentos que rotan según el eje x (longitudinal) en los estribos son mayores debido a la asimetría de la estructura que no anula los momentos simétricos.

## 5. Estudio de la cimentación: Pilas

### 5.1. Cimentaciones directas

Como ya se ha detallado, las cimentaciones superficiales para las pilas constan de zapatas aisladas a una cota de cimentación (D) de 3,5 metros por debajo del nivel del terreno. Inicialmente se dimensionan con 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, cuyos parámetros se ven cuantificados en la Tabla 1. Se verán las cinco (5) hipótesis de carga planteadas en el apartado 4.1. *Pilas*, con los resultados de todos los cálculos tal como se indican en la GCOC, destacando la hipótesis la más restrictiva en cada comprobación y las dimensiones óptimas para un cumplimiento no sobredimensionado. Las profundidades en este apartado se toman desde la base de las pilas.

En caso de cumplimiento de las cuatro (4) estados límites siguientes, se considerarán los valores de menor dimensiones que cumplan con las exigencias. En caso de incumplimiento de cualquiera de las cuatro (4) condiciones, se optará por realizar una solución mediante cimentaciones profundas que se detallará posteriormente.

#### 5.1.1. E.L.U.: Hundimiento

En este apartado se verán los cálculos necesarios para realizar la comprobación de hundimiento. Conforme la metodología expuesta por la GCOC, concretamente aquella del apartado 4.5.5. *Cálculo analítico de la carga de hundimiento*. Se obtienen el factor de seguridad de hundimiento ( $F_h$ ), según la expresión (10) para cada hipótesis de carga analizada.

$$p_{hv} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma \quad (10)$$

Donde cada parámetro se define en la Tabla 11, viéndose solo situaciones a largo plazo, al tratarse de un suelo granular.

Se elabora sobre los valores empleados para la obtención del  $F_h$ , indicando que la sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación ( $q$ ), al estar el nivel analizado completamente sumergido, el valor  $D_1$  queda nulo para  $D_2$  se empleará la totalidad de los 3,5 metros con los valores de peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ) del nivel I de gravas. Además, a causa del N.F. coincidente con la cota del terreno, el valor de  $\gamma^*$  se tomará como el valor de  $\gamma_{sat}$  menos el peso específico del agua de 10 kN/m<sup>3</sup>. Los factores de capacidad de carga ( $N_q, N_c, N_\gamma$ ), los factores adimensionales de inclinación de cargas ( $i_q, i_c, i_\gamma$ ) y para la consideración de la forma de cimentación ( $s_q, s_c, s_\gamma$ ) y resistencia al corte ( $d_q, d_c, d_\gamma$ ) se obtendrán según sus apartados correspondientes en la GCOC (4.5.5.3., 4.5.5.4. y 4.5.5.2 respectivamente). Se consideran como valor unidad los factores adimensionales para el efecto de la proximidad de la cimentación a un talud ( $t_q, t_c, t_\gamma$ ) por no haber taludes en proximidad a las pilas, y para la inclinación del plano de apoyo ( $r_q, r_c, r_\gamma$ ) por considerarse en las hipótesis del terreno superficies horizontales.

Tabla 10. Parámetros para la obtención de la presión vertical de hundimiento a largo plazo.

Factores de capacidad de carga	Factores de forma de la cimentación
$N_q = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} e^{\pi \cdot \text{tg}\phi}$	$s_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$
$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi}$	$s_c = s_q$
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B^*}{L^*}$
Factores de inclinación de la carga	Factores de inclinación del plano de apoyo
$i_q = (1 - 0,7 \cdot \text{tg}\delta_B)^3 (1 - \text{tg}\delta_L)$	$r_q = e^{-2\eta \cdot \text{tg}\phi}$
$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	$r_c = \frac{r_q N_q - 1}{N_q - 1}$
$i_\gamma = (1 - \text{tg}\delta_B)^3 (1 - \text{tg}\delta_L)$	$r_\gamma = r_q$
Factor de resistencia al corte del terreno	Factores de proximidad de la cimentación a un talud
$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 \arctg\left(\frac{D}{B^*}\right)$	$t_q = (1 - 0,5 \cdot \text{tg}\psi)^5$
$d_c = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} (1 - \text{sen}\phi)^2 \arctg\left(\frac{D}{B^*}\right)$	$t_c = \frac{t_q N_q - 1}{N_q - 1}$
$d_\gamma = 1$	$t_\gamma = t_q$

Siendo  $\delta_B$  y  $\delta_L$  el ángulo de inclinación de la carga horizontal respecto a la vertical (equivale a  $H_{Total}/L$ ),  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno del nivel de terreno,  $\eta$  el ángulo de inclinación del ortogonal del plano de apoyo respecto a la vertical y  $\psi$  el ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal, expresado en radianes.

En los cálculos que prosiguen, la distancia entre esfuerzos horizontales en el apoyo provenientes de las acciones del tablero hasta la cota cimentación de 10,5 metros, considerando que se ha alargado la pila para el cumplimiento de las condiciones de socavación. Los cambios geométricos urgen que el peso propio de las pilas y viento sobre el fuste de éstas se vuelven a calcular según estas nuevas referencias.

Se recopilan los datos relevantes para su cálculo en las tablas 11, 12, 13, 14 y 15 para las hipótesis ELU1, ELU2, ELU3, ELU4 y ELU5 respectivamente.

Para la hipótesis ELU1, las fuerzas con las que se realizaron los cálculos fueron para la carga vertical 4569,26 kN, carga longitudinal 320,32 kN y transversal de 191,54 kN a 10,50 metros y una más leve de 3,78 kN a unos 6,15 metros. El cálculo resultó en una presión vertical de hundimiento a largo plazo ( $P_{vh,LP}$ ) de 8247,32 kPa, y un valor para  $P_{vt}$  de 581,31 kPa. Estos valores culminan en el valor de  $F_h$  de 14,19, que sobrepasa el mínimo valor de 2,60 para la combinación de acciones característica.

**Tabla 11. Valores para la obtención de la presión vertical sobre el terreno según metodología de la GCOC para la hipótesis de carga ELU1.**

Largo plazo													
<b>q'</b>	70.00	<b>N<sub>q</sub></b>	53.01	<b>s<sub>q</sub></b>	1.66	<b>i<sub>q</sub></b>	1.00	<b>d<sub>q</sub></b>	1.21	<b>t<sub>q</sub></b>	1.00	<b>r<sub>q</sub></b>	1.00
<b>c'</b>	0.00	<b>N<sub>c</sub></b>	65.16	<b>s<sub>c</sub></b>	1.66	<b>i<sub>c</sub></b>	1.00	<b>d<sub>c</sub></b>	1.22	<b>t<sub>c</sub></b>	1.00	<b>r<sub>c</sub></b>	1.00
<b>γ*</b>	10.00	<b>N<sub>γ</sub></b>	83.05	<b>s<sub>γ</sub></b>	0.76	<b>i<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>d<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>t<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>r<sub>γ</sub></b>	1.00

Siguiendo para la hipótesis ELU2, se contemplaron fuerzas para la carga vertical de 4085,32 kN, sin carga longitudinal, una transversal de 23,41 kN a 10,50 metros y otra transversal de 1,26 kN a 6,15 metros. Se obtuvo un valor de  $P_{vh,LP}$  de 9081,28 kPa y de  $P_{vt}$  de 263,51 kPa, terminando con un  $F_h$  igual a 34,46, que sobrepasa el 2,20 para combinación de acciones accidentales, cumpliendo.

**Tabla 12. Valores para la obtención de la presión vertical sobre el terreno según metodología de la GCOC para la hipótesis de carga ELU2**

Largo plazo													
<b>q'</b>	70.00	<b>N<sub>q</sub></b>	53.01	<b>s<sub>q</sub></b>	1.84	<b>i<sub>q</sub></b>	1.00	<b>d<sub>q</sub></b>	1.16	<b>t<sub>q</sub></b>	1.00	<b>r<sub>q</sub></b>	1.00
<b>c'</b>	0.00	<b>N<sub>c</sub></b>	65.16	<b>s<sub>c</sub></b>	1.84	<b>i<sub>c</sub></b>	1.00	<b>d<sub>c</sub></b>	1.17	<b>t<sub>c</sub></b>	1.00	<b>r<sub>c</sub></b>	1.00
<b>γ*</b>	10.00	<b>N<sub>γ</sub></b>	83.05	<b>s<sub>γ</sub></b>	0.69	<b>i<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>d<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>t<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>r<sub>γ</sub></b>	1.00

Viendo la hipótesis ELU3, la carga vertical era 4056,43 kN, no había carga longitudinal, una transversal de 23,41 kN a 9 metros, otra transversal más leve de 0,99 kN a 5,9 metros y la carga accidental transversal de 1000 kN a una altura de 4,4 metros desde la base de la pila. Se obtuvo un valor de  $P_{vh,LP}$  de 12903,60 kPa y de  $P_{vt}$  de 588,28 kPa. El  $F_h$  era 21,93, cumpliendo la condición de hundimiento para esta combinación de cargas.

**Tabla 13. Valores para la obtención de la presión vertical sobre el terreno según metodología de la GCOC para la hipótesis de carga ELU3**

Largo plazo													
<b>q'</b>	70.00	<b>N<sub>q</sub></b>	53.01	<b>s<sub>q</sub></b>	2.89	<b>i<sub>q</sub></b>	1.00	<b>d<sub>q</sub></b>	1.16	<b>t<sub>q</sub></b>	1.00	<b>r<sub>q</sub></b>	1.00
<b>c'</b>	0.00	<b>N<sub>c</sub></b>	65.16	<b>s<sub>c</sub></b>	2.89	<b>i<sub>c</sub></b>	1.00	<b>d<sub>c</sub></b>	1.17	<b>t<sub>c</sub></b>	1.00	<b>r<sub>c</sub></b>	1.00
<b>γ*</b>	10.00	<b>N<sub>γ</sub></b>	83.05	<b>s<sub>γ</sub></b>	0.30	<b>i<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>d<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>t<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>r<sub>γ</sub></b>	1.00

Para la hipótesis ELU4, aplican las fuerzas de carga vertical 4056,43 kN, la carga accidental longitudinal de 500 kN a una altura de 4,4 metros desde la base de la pila y una transversal de 23,41 kN a 9 metros y una más leve de 0,99 kN a 5,9 metros. Para este caso,  $P_{vh,LP}$  resultaba en 8053,18 kPa y  $P_{vt}$  en 357,40 kPa, para dar un  $F_h$  22,53.

**Tabla 14. Valores para la obtención de la presión vertical sobre el terreno según metodología de la GCOC para la hipótesis de carga ELU4**

Largo plazo													
<b>q'</b>	70.00	<b>N<sub>q</sub></b>	53.01	<b>s<sub>q</sub></b>	1.61	<b>i<sub>q</sub></b>	1.00	<b>d<sub>q</sub></b>	1.20	<b>t<sub>q</sub></b>	1.00	<b>r<sub>q</sub></b>	1.00
<b>c'</b>	0.00	<b>N<sub>c</sub></b>	65.16	<b>s<sub>c</sub></b>	1.61	<b>i<sub>c</sub></b>	1.00	<b>d<sub>c</sub></b>	1.20	<b>t<sub>c</sub></b>	1.00	<b>r<sub>c</sub></b>	1.00
<b>γ*</b>	10.00	<b>N<sub>γ</sub></b>	83.05	<b>s<sub>γ</sub></b>	0.78	<b>i<sub>γ</sub></b>	0.99	<b>d<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>t<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>r<sub>γ</sub></b>	1.00

Finalmente, la combinación ELU5 plantea la carga vertical como 6691,52 kN, sin carga longitudinal y una transversal de 23,41 kN a 10,50 metros y una más leve de 1,26 kN a 6,15 metros. Para una  $P_{vh,LP}$  de 9043,36 kPa,  $P_{vt}$  de 426,30 kPa y  $F_h$  de 21,21.

**Tabla 15. Valores para la obtención de la presión vertical sobre el terreno según metodología de la GCOC para la hipótesis de carga ELU5.**

Largo plazo													
<b>q'</b>	70.00	<b>N<sub>q</sub></b>	53.01	<b>s<sub>q</sub></b>	1.83	<b>i<sub>q</sub></b>	1.00	<b>d<sub>q</sub></b>	1.16	<b>t<sub>q</sub></b>	1.00	<b>r<sub>q</sub></b>	1.00
<b>c'</b>	0.00	<b>N<sub>c</sub></b>	65.16	<b>s<sub>c</sub></b>	1.83	<b>i<sub>c</sub></b>	1.00	<b>d<sub>c</sub></b>	1.17	<b>t<sub>c</sub></b>	1.00	<b>r<sub>c</sub></b>	1.00
<b>γ*</b>	10.00	<b>N<sub>γ</sub></b>	83.05	<b>s<sub>γ</sub></b>	0.69	<b>i<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>d<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>t<sub>γ</sub></b>	1.00	<b>r<sub>γ</sub></b>	1.00

Según se puede observar, todas las situaciones de carga cumplen la comprobación ELU de hundimiento, siendo el más restrictivo la situación de carga característica (ELU1). Para optimizar dimensiones de la zapata considerando solo el ELU de hundimiento, se podría plantear unas dimensiones de ancho (B) y largo (L) de 3 metros, dando un  $F_h$  de 5,58.

### 5.1.2. E.L.U.: Deslizamiento

En acorde con la GCOC, el modo de fallo por deslizamiento se plantea solamente para aquellas cimentaciones superficiales que deberán soportar acciones horizontales importante, habitualmente característico de los muros de contención o estribos, no pilas de cimentaciones. No obstante, se verificará si el resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20% ( $\text{tg } \delta < 0,20$ ), en el cual caso no se requiere la comprobación de este modo de fallo.

De todas las hipótesis de carga solo se supera el 20% de la inclinación máxima de resultantes en el caso de ELU3, resultando en un valor del 25%. Siguiendo la metodología del apartado de la GCOC 4.6. *Seguridad frente al deslizamiento* en la expresión 11.

$$F_d = \frac{V \cdot \text{tg} \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H} \quad (11)$$

Tomándose el valor de  $0,80 \cdot \text{tg} \phi$  para  $\text{tg} \phi_c$  y cohesión de 0 correspondiente con el de suelo granular. No se considerarán las resistencias adicionales al sumatorio de las fuerzas horizontales (R) para plantear el

caso más desfavorable, además que su afección al valor  $F_d$  es poco significativa en este caso. Se obtiene un coeficiente de seguridad de cálculo para el deslizamiento de 2,4, superando al 1,8 requerido para acciones características en el vuelco rígido, siendo el vuelco rígido aquel que no contabiliza el retranqueo.

### 5.1.3. E.L.U.: Vuelco

Esta comprobación urge más en cimentaciones para estribos o muros de contención y menos en pilas, por lo general, no se necesita realizarla en casos donde se cumplan las dos previas condiciones de hundimiento y deslizamiento, y además las fuerzas resultantes pasen por el núcleo central del área de apoyo, cumpliéndose siempre que no haya excentricidad significativa.

Sin embargo, se realizan los cálculos necesarios para verificar el cumplimiento. En las cimentaciones de las pilas, al estar rodeados por el mismo tipo de terreno con las mismas cantidades en los alrededores de las zonas analizadas, los empujes horizontales del terreno se anulan. Se obtuvo un peso total de los elementos de la cimentación, pila y terreno de 1302,37 kN, recayendo en el centro del área de la cimentación, a una distancia por tanto de 2 metros del eje de giro, siendo la misma distancia del eje de giro a los esfuerzos verticales transmitidos a la cimentación que se cuentan como momentos estabilizadores según la GCOC. El valor mínimo de cumplimiento para acciones características es 1,80 mientras para accidentales es 1,50. Para cada hipótesis de carga se obtiene los valores según indica la Tabla 16, siendo  $F_{v,x}$  el coeficiente de seguridad frente al vuelco alrededor del eje giro transversal causado por las fuerzas longitudinales y  $F_{v,y}$  el coeficiente de seguridad frente al vuelco alrededor del eje de giro longitudinal causado por las fuerzas transversales, obtenidos dividiendo los momentos estabilizadores (aquellos de los pesos y cargas verticales) por los desestabilizadores (horizontales y empuje de terreno) que actúan en los ejes de giro que le corresponde a cada sentido de cargas.

Tabla 16. 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.

Se puede comprobar el cumplimiento de la condición en la totalidad de las condiciones calculadas, siendo el valor más restrictivo aquel de la hipótesis ELU3 accidental.

### 5.1.4. E.L.S.: Deformaciones excesivas

Para las condiciones de asiento es importante distinguir si la zapata es flexible o rígida, a falta de determinación de este dato se plantearán la comprobación de ambos casos y sus correspondientes asientos calculados, vistos en las expresiones 12 y 13 para las flexibles y rígidas respectivamente. Se

realizarán los cálculos mediante el modelo elástico, al no presentarse capas cohesivas que puedan dar lugar a consolidaciones o terrenos susceptibles a deformaciones plásticas.

$$s = \frac{2}{\pi} \cdot R \cdot \frac{p(1 - \nu^2)}{E} \quad (12)$$

$$s = \frac{V(1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B^* \cdot L^*}} \cdot f \quad (13)$$

Donde  $p$  es la presión vertical que llega a la cimentación, dado por la ecuación 14  $E$  es el módulo de elasticidad del terreno,  $\nu$  el coeficiente de Poisson del terreno y  $R$  viene determinado por la ecuación 15.

$$p = \frac{V}{B^* \cdot L^*} \quad (14)$$

$$R = B^* \cdot \operatorname{argsh} \left( \frac{L^*}{B^*} \right) + L^* \cdot \operatorname{argsh} \left( \frac{B^*}{L^*} \right) \quad (15)$$

Como la capa analizada son un solo estrato de gravas, se analiza el caso de largo plazo solamente, tomándose valores de  $E$  y  $\nu$  correspondientes al del propio nivel I. A falta de datos concretos, se asume un incremento del 20% en valores calculados por fluencia o consolidación secundaria, que se presenta en todos los suelos.

Los asientos calculados para ambas las cimentaciones rígidas y flexibles para las distintas hipótesis de carga están recopilados en la Tabla 17. Siendo  $B_{\min}$  y  $L_{\min}$  los anchos y largos mínimos, respectivamente. Se han planteado para el cumplimiento de la condición de asientos en caso de superar los 25 milímetros de límite superior.

Tabla 17. Asientos para las distintas hipótesis de carga para cimentaciones rígidas y flexibles.

Cimentaciones rígidas				Cimentaciones flexibles			
Hipótesis	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

El caso más restrictivo para las condiciones de asientos resulta ser la hipótesis de carga ELU5, con valores de asiento para cimentaciones rígidas de 37 milímetros y para flexibles de 51 milímetros. Para evitar sobrepasar los 25 milímetros de asientos admisibles, y dejando margen para contabilizar asientos diferenciales por cercanía de las pilas, se deberían dimensionar zapatas cuadradas de 6 metros de ancho

en caso de proyectar cimentaciones rígidas (alternativamente 4x9), o zapatas rectangulares de 8 metros de ancho y 9 metros de largo (alternativamente 7x10). Cualquier de estas soluciones hacen la solución de cimentaciones superficiales inviable. Incluso planteando la combinación de acción característica, las dimensiones de las zapatas sobrepasan los 4 metros de ancho y largo para ser viables. Al descartarse las cimentaciones superficiales en el suelo más favorable, se determina que se incumplirá en las zonas que presenten alternancias de estratos menos resistentes y cohesivos.

## 5.2. Cimentaciones indirectas

Las comprobaciones para realizar serán aquellas para los ELU, concretamente la condición de hundimiento, y aquellas de arranque o rotura horizontal del terreno donde sean relevantes. Además, se considerarán las deformaciones en la punta de los pilotes. Previo al análisis de las posibles soluciones por cimentaciones indirectas, se deben establecer consideraciones generales.

Se dimensionará inicialmente para una solución de pilotes aislados, en caso de resultar una opción de dimensiones inviables, se calcularán diversas soluciones tanteando entre grupos de 3, 4, 6, 8, 9, 12 o 16, pudiendo aumentar el número de pilotes en caso de incumpliendo de las comprobaciones,

En los grupos de pilotes, se opta por una solución mediante pilotes perforados o excavados de hormigón "in situ" por un mejor comportamiento frente a altas cargas verticales y la presencia de acciones horizontales, además permitiendo mayor versatilidad en su diseño y dimensionamiento. Por proximidad a zonas costeras, denotando el ambiente de exposición como XS1, y cota del N.F. generalmente alta, se opta por una ejecución de los pilotes mediante camisa recuperable o perdida. Según los ensayos UNE 83963 realizados para la determinación del contenido en ión sulfato, se ha observado las muestras de agua de los sondeos S-2 y S-3 un contenido de sulfatos de 477 y 446 mg/L respectivamente, cayendo dentro del tipo de exposición de ataque débil (Tabla 18). Como consecuencia de estos ensayos, la presencia de yesos en algunas muestras del terreno y la presencia del N.F. en un suelo coherente blando, la opción de realizar pilotaje mediante camisa pérdida es la más adecuada para evitar afecciones provenientes del agua y la agresividad del suelo. Se emplearán lodos en la ejecución de pilotes de gran diámetro.

Tabla 18. Rango para la determinación de agresividad para suelos y agua. (Fuente: Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana)

Tipo medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		XA1 Ataque débil	XA2 Ataque medio	XA3 Ataque fuerte
Agua	Valor del pH, según UNE 83952	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO <sub>2</sub> agresivo (mg CO <sub>2</sub> / l), según UNE-EN 13577	15 - 40	40 - 100	100
	Ión amonio (mg NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> / l), según UNE 83954	15 - 30	30 - 60	> 60
	Ión magnesio (mg Mg <sup>2+</sup> / l), según UNE 83955	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	Ión sulfato (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> / l), según UNE 83956	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	Residuo seco (mg / l), según UNE 83957	75 - 150	50 - 75	< 50
Suelo	Grado de acidez Baumann-Gully (ml/kg), según UNE-EN 16502	>200	(*)	(*)
	Ión sulfato (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> / kg de suelo seco), según UNE 83963	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

(\*) Estas condiciones no se dan en la práctica.

Además, según la Tabla 19 y siguiendo las directrices de la Norma Tecnológica de la Edificación – Cimentaciones: Pilotes In situ (NTE-CPI) se puede verificar con mayor seguridad la elección.

**Tabla 19. Puntuación orientativa para distintas tipologías de cimentación (Fuente: NTE-CPI)**

			Puntuación						
			CPI-2	CPI-3	CPI-4	CPI-5	CPI-6	CPI-7	CPI-8
Terreno de cimentación	Estrato de apoyo. Roca sana masiva o diaclasa a profundidad, en m, entre:	10-20	3	1	4	3	2	3	2
		20-40	2	0	3	3	2	2	1
	Estrato de apoyo. Coherente de consistencia dura a profundidad, en m, entre:	10-20	3	3	3	3	2	4	3
		20-40	2	2	2	2	2	3	2
	Estrato de apoyo. Granular, gravas o arenas compactas a profundidad, en m, entre:	10-20	4	4	2	3	2	2	3
		20-40	3	3	2	2	2	2	2
	Estrato coherente de consistencia media prácticamente homogéneo		2	2	2	2	2	2	2
	Estrato coherente de consistencia firme o muy firme prácticamente homogéneo		2	2	4	1	3	5	4
	Estrato alternados coherentes medios y granulares sueltos		3	4	2	3	2	2	3
	Estrato granular de gravas finas o arenas sueltas		3	5	1	2	1	NO	1
Estrato granular de gravas		2	3	3	2	2	2	3	
Atraviesa	Capas de gravas sin cementar, capas finas de areniscas, etc. Bolos pequeños		-1.5	-1	1	1	0.5	0.5	0.5
	Bolos grandes, cimientos antiguos, gravas cementadas		NO	NO	1.5	1.5	0.5	NO	NO
	Capas de terreno granular fino en presencia de agua		-1.5	-1	-1.5	0.5	-1.5	-2	-1.5
	Flujo de agua en el terreno		-2	-1.5	-2	0	-2	NO	-2
	Medio agresivo para el hormigón fresco		-2	-1.5	-2.5	0	-2	-2.5	-2
Carga media por pilar de la estructura, en t	0-200	0.5	0.5	1	1	0.5	0	0.5	
	200-500	0	0	0.5	0.5	0	0.5	0	
Numero de pilares del edificio	<20	-1	-1	2	1	0.5	0.5	1	
	20-100	0	0	1	0.5	0	0.5	0.5	
	>100	0.5	-0.5	0	0	-0.5	1	0	

Adaptando la Tabla 19 a la situación de terreno más desfavorable de zona de estudio (aquella correspondiendo con el sondeo S-1 y S-4) con el diseño del viaducto a analizar, se excluyen las valoraciones para número de pilares de 20-100 y >100, y se considerará una carga media de la estructura

entre 200 y 500 toneladas-fuerza según lo calculado en el apartado 4 del Anejo. Según los datos obtenidos de los sondeos, se observa que se atraviesan estratos de bolos relativamente grandes y gravas con una matriz limosa, intercalaciones de terreno granular fino con agua y un medio agresivo para el hormigón fresco. Se contemplarán los casos de apoyo entre 10 y 20 metros (las profundidades relativas al nivel del terreno sondeadas) para capas alternantes entre suelos coherentes medios (nivel II) y granulares (nivel I) y para suelos coherentes de consistencia dura/firme (nivel III y IV). Tales exclusiones y consideraciones conllevan a la inadecuación de las especificaciones CPI-2, CPI-3, CPI-7 Y CPI-8, mostrado por la Tabla 20. Resultando en la especificación de pilotaje mejor puntuada de CPI-5 en ambos casos de apoyo. El CPI-5 es la previamente planteada solución mediante grupo de pilotes de extracción con camisa perdida.

**Tabla 20. Puntuación orientativa simplificada al caso de estudio, con ponderación final.**

		Puntuación		
		CPI-4	CPI-5	CPI-6
Terreno de cimentación	Estrato de apoyo. Coherente de consistencia dura a profundidad, en m, entre 10 y 20 metros	3	3	2
	Estrato alternados coherentes medios y granulares sueltos en profundidad	2	3	2
Atraviesa antes de llegar a las capas portantes o en las mismas	Bolos grandes, cimientos antiguos, gravas cementadas	1.5	1.5	0.5
	Capas de terreno granular fino en presencia de agua	-1.5	0.5	-1.5
	Medio agresivo para el hormigón fresco	-2.5	0	-2
Carga media por pilar de la estructura, entre 200 y 500 t		0.5	0.5	0
Numero de pilares del edificio <20		2	1	0.5
<b>TOTAL</b>		<b>5</b>	<b>9.5</b>	<b>1.5</b>

En lo que respecta las dimensiones de los pilotes, se siguen los contenidos de la NTE-CPI, por tanto, se dimensionarán pilotes de sección transversal circular considerando diámetros de fácil acceso en el mercado, siendo éstos de 45, 55, 65, 85, 100, 125 y 150 centímetros (estos tres últimos siendo los únicos diámetros permisibles si se emplean pilotes aislados). La separación de ejes entre pilotes (S), tomada como la misma transversalmente como longitudinalmente, no deberá superar 3 veces el diámetro (3·D) si se debe considerar el efecto grupo de varios pilotes, según la CTE, empleando una separación mínima de la más restrictiva entre dos veces el diámetro (2·D) y 75 centímetros y se seguirán los esquemas de las disposiciones según la NTE-CPI, indicando la separación de los pilotes y los ejes que atraviesan el centro en planta como la misma. Obviando la opción de dos pilotes siendo ésta no recomendada para estructuras importantes a causa del aumento de energía en una dirección, pero no en su perpendicular.

Para las consideraciones del efecto grupo en el caso de plantear una solución mediante grupos de pilotes, se deben comprobar tanto la carga de hundimiento, según se describirá posteriormente, para un pilote individual como aquellas de todo el conjunto, siendo éste menor que la suma de sus partes. El



planteamiento del conjunto se realizará, según las especificaciones de la ROM 0.5-0.5 y la GCOC, asimilando un pilote cuadrilátero (requiriendo la determinación de diámetros equivalentes para fuste y punta que se detallarán posteriormente) de grandes dimensiones que englobe todas las secciones transversales de los componentes del grupo. Al considerarse las mismas dimensiones para los pilotes individuales, la longitud de este pilote virtual será la misma que aquella de sus componentes. El peso del pilote virtual será la suma de los pilotes individuales y del terreno que rodean.

El dimensionamiento del encepado contempla la separación entre los ejes de pilotes y viene determinado principalmente por el número de pilotes. En caso de dimensiones un pilote aislado, no se realizará el encepado, en caso contrario, será un encepado cuadrado en caso de contemplar 4, 9 y 16 pilotes, y rectangular (la mayor dimensión en planta siendo aquella transversal al eje de vías) para 6, 8 y 12 pilotes, siendo el caso de 3 pilotes un triángulo chaflanado. La separación de los pilotes y la cara del encepado será la mitad del diámetro de éstos. El canto del encepado se dimensionará para considerarse rígido, por conveniencia de cálculo, tomándose un valor de 0,75 metros (la mitad del vuelo), según las directrices de la CTE en el Documento Básico de Seguridad Estructural: Cimientos (CTE-DB SE-C). Sobresaldrán, por tanto, los pilotes una longitud mínima de 0,75 metros, debiendo compensarse en la longitud de un pilote ejecutado para los cálculos donde sea relevante las dimensiones reales del pilote en cambio de la longitud enterrada.

El terreno inmediatamente inferior a las pilas P3, P4, P5, P6 y P7 se ha considerado hasta la cota de sondeo completamente compuesto por el nivel I de gravas, siendo éste el terreno que ofrece las mejores prestaciones. Por contraste, en las pilas P1 y P2 se encuentran intercalaciones arcillosas terminando en los estratos más inferiores con limos blandos, y para las pilas P8 y P9 se encuentran suelos cohesivos duros. Para ofrecer las mayores cargas de hundimiento en los diseños, se deberá evitar empotrar la punta de los pilotes sobre estos estratos, ya que la resistencia por punta en los suelos cohesivos es generalmente inferior a aquellas de suelos granulares. Empotrando los pilotes en las gravas, además de incrementar la resistencia por punta, evita el rozamiento negativo proveniente de la consolidación de suelos arcillosos. De modo que no lleguen las cargas a los estratos menos resistentes y se evite así el punzonamiento, la zona activa del pilote, una profundidad de  $3 \cdot D$ , debe estar compuesta por el mismo material resistente y evitar su intersección con estratos inferiores. La longitud mínima de los pilotes deberá ser aquella de la zona pasiva del pilote, siendo seis veces su diámetro ( $6 \cdot D$ ) donde desarrollará la mayor parte de su resistencia.

Los efectos parásitos de rozamiento negativo y empujes horizontales causados por sobrecargas son acciones adicionales a las ya establecidas que deberán plantearse en caso de su ocurrencia. Al ser desestabilizadores, se deben tratar de evitar dentro de lo posible. Al no verse ninguna sobrecarga en los alrededores de las pilas, no se contemplarán los empujes horizontales resultantes, además, no se realizan los pilotes sobre terraplenes de relleno, obviando por tanto la consideración empujes horizontales sobre pilotes próximos a taludes de relleno sobre los pilotes. Por otra parte, el rozamiento negativo es una consideración si o bien el pilote atraviesa suelos blandos y se aplica un sobrecarga a la superficie en las cercanías del pilote generando asientos, o bien un rebajamiento del N.F. en suelos blandos, aumentando las tensiones verticales efectivas. Para solventar el rozamiento negativo, el pilote se debe fijar bien sobre el terreno, empotrándolo, preferiblemente en aquel que no sea cohesivo. De tal modo, se evitará apoyar el terreno sobre los estratos de suelo cohesivo menos resistente y manteniendo un resguardo de  $3 \cdot D$

entre la inferioridad de la punta y los suelos cohesivos. El uso de métodos numéricos para la determinación de empujes laterales cae fuera del alcance del Trabajo Fin de Grado actual

Las acciones adicionales a las expuestas en el subapartado 4.1. *Pilas* que se contemplan en el cálculo para los pilotes son los pesos de los elementos que los componen, incluyendo los pesos del terreno dentro del área considerada para los pilotes virtuales en el análisis de los grupos de pilotes, el peso del encepado y el peso de los pilotes, todos variando según las distintas iteraciones de dimensiones escogidas.

En las soluciones mediante grupo de pilotes, cada pilote en un grupo será de las mismas dimensiones evitando pues gradiente de empujes horizontales. Por lo tanto, según la distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza, se solicita la misma compresión sobre ellos, siendo ésta la total dividida por el número de pilotes para cada pilote individual.

Las hipótesis de carga analizadas son las mismas que las expuestas en el apartado 4. *Esfuerzos transmitidos a las cimentaciones*, según la GCOC se conviene determinar un valor representativo de la carga vertical que actúa sobre un pilote del grupo, eligiéndose por tanto un valor representativo de todas estas hipótesis para realizar el cálculo. A falta de combinación de acciones casi permanentes planteadas en el Trabajo Fin de Grado, se considera pues la carga vertical representativa la mayor entre las cargas de combinación característica dividida por 1,10 y la carga vertical en cualquiera de las 4 situaciones accidentales planteadas dividida por 1,25. El resultando pues de la carga de servicio ( $Q_{sv}$ ) resulta en el valor de 5353,22 kN, correspondiente a la hipótesis ELU5. Esta carga, para considerar el efecto grupo, será dividida por el número de pilotes para obtener la compresión que recibe cada pilote. Según las hipótesis de carga desfavorables planteadas, se deberán considerar todas las situaciones como persistentes; de largo plazo.

Una condición específica por considerar será la situación accidental de inundaciones. Al ser de mayor complejidad requiere un estudio propio, no obstante, se contempla en el Trabajo Fin de Grado las afecciones que tiene en cuenta a un N.F. alterado y la reducción del nivel de terreno alrededor del pilotaje a causa de la situación correspondiente a la mayor socavación prevista para la tipología de pila en cuestión de un T500, valores descritos previamente.

Finalmente, se deben considerar los requisitos de seguridad según expuestos en la GCOC. Se explicará el coeficiente de seguridad frente a hundimiento en su apartado correspondiente, con lo que, entra en consideración en este apartado el tope estructural ( $Q_{Te}$ ). Al ser esta la carga vertical de servicio máxima a la que se puede cargar un pilote según su sección transversal, material y modo de ejecución, las cargas verticales calculadas no pueden superar este valor. No obstante, no conviene el planteamiento de un pilote cuyas cargas recibidas son mucho más inferiores al  $Q_{Te}$ , suponiendo un sobredimensionamiento salvo que se presenten cargas horizontales significativas. Por tanto, los valores de las cargas de hundimiento deberán ser semejantes en magnitud al  $Q_{Te}$  sin superarlo. Al considerarse pilotes perforados con hormigón "in situ" entubados para grupos de pilotes y con lodos para aislados, se tomarán valores respectivos a cada caso de 5 y 4 MPa para  $\sigma$  según indica la GCOC, multiplicando a este valor el área de la sección transversal planteada en el análisis de grupo o individual para la obtención del valor de  $Q_{Te}$ .

### 5.2.1. E.L.U: Capacidad portante

Existen diversos métodos de cálculo de la carga de hundimiento ( $Q_h$ ) para suelos, un paso preliminar de importancia consta en la justificación a la elección de un método ante otro. La metodología para seguir en este Anejo es aquella del método basado en los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb. Al no verse realizados más ensayos que conllevan a otros métodos salvo el SPT, se optará por un método más directo y preciso que el que es descrito mediante los valores SPT, ya que los valores obtenidos mediante SPT son indicativos y pueden ser mal aconsejados, especialmente ante la presencia del N.F., bolos o láminas de rocas en un suelo determinado. No obstante, para el caso particular de este Trabajo Fin de Grado, al verse ausente los valores de parámetros resistentes para el nivel I, entraría en consideración el empleo de esta metodología indirecta. Se opta por descartarla pues se disponen de los valores para la resta de los estratos, y se valora una determinación precisa de la mayor parte de los estratos frente a una rebaja de calidad de todo un estudio. Se recalca la necesidad de una prospección con mayor número de sondeos y ensayos en laboratorio para una determinación más clara de las propiedades del nivel I en la zona de estudio.

Otra consideración preliminar implica la determinación del diámetro equivalente ( $D_{eq}$ ), aplicado en las soluciones mediante grupos de pilotes según la ROM 0.5-0.5, tomándose la línea de geometría simple que englobe todos los pilotes, siendo en este caso un cuadrilátero, del cual se toma su diámetro equivalente. Existen dos distinciones de  $D_{eq}$ , una para la condición de la capacidad portante por punta y la segunda para el fuste. La determinación por punta viene determinada por la expresión 16, mientras el  $D_{eq}$  para evaluar la resistencia por fuste se muestra en la ecuación 17.

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A} \quad (16)$$

$$D_{eq} = \frac{1}{\pi} \cdot L \quad (17)$$

Siendo  $A$  la sección transversal del área de apoyo del pilote virtual y  $L$  el perímetro de la sección transversal.

Comunes para las diversas metodologías,  $Q_h$  consta de la suma entre la carga de hundimiento por punta ( $Q_p$ ) y la carga de hundimiento por fuste ( $Q_f$ ), siendo estas el producto de las áreas afectadas (sección transversal en la punta, y el perímetro en contacto con el terreno a lo largo de todo el pilote para el fuste) y sus resistencias unitarias correspondientes, la determinación de las cuales es variable según que método de cálculo se ha empleado.

La carga de hundimiento unitaria por punta ( $q_p$ ), según el método basado en los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb expuesto por la GCOC, se debe aplicar con los valores de terreno correspondientes a aquellos afectados por el área activa inferior al pilote; aquel estrato que empotra el pilote. Con esa consideración, se emplean las ecuaciones 18 y 19 para los casos respectivos de suelos granulares y cohesivos. Este último supone la ecuación especificada debido a

$$q_p = N_q \cdot \sigma'_{vo}(L) + \frac{N_q - 1}{tg\phi} \cdot c \quad (18)$$

$$q_p = \frac{N_q - 1}{tg\phi} \cdot s_u \quad (19)$$

Donde:

- $\sigma'_{vo}$  es la presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote, y  $N_q$  y  $N_c$  son factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas,  $N_q$  siendo expresado en la ecuación 20 y  $c$  siendo cero debido a la suposición de cohesión nula en los niveles del terreno según determinado en la memoria.
- $s_u$  siendo la resistencia a corte sin drenaje, igual a la mitad de la resistencia a compresión simple obtenida en los ensayos de laboratorio.

$$N_q = 1,5 \cdot \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \cdot e^{\pi \cdot tg\phi} \cdot f_D \quad (20)$$

Donde  $\phi$  es el ángulo de rozamiento interno para el terreno en el entorno de la punta y  $f_D$  es un factor adimensional que tiene en cuenta el tamaño del pilote (diámetro), quedando determinado por la expresión 21.

$$f_D = 1 - \frac{1}{3}D \geq \frac{2}{3} \quad (21)$$

Quedando el factor  $f_D$  como  $\frac{2}{3}$  en caso de ser el valor calculado inferior a éste.

La resistencia unitaria por fuste ( $q_f$ ) se debe calcular para cada estrato del suelo que entra en contacto en el fuste del pilote, por tanto, dependerá gran parte de cada nivel considerado. Su expresión corresponde con la ecuación 22.

$$q_f = c + K_o \cdot tg\delta \cdot \sigma'_v \leq 90 \text{ kPa} \quad (22)$$

Siendo  $c$  la cohesión al nivel considerado,  $K_o$  el coeficiente de empuje al reposo,  $\delta$  el ángulo de fricción del contacto pilote-terreno y  $\sigma'_v$  presión vertical efectiva al nivel considerado. Se tomará como valor de  $K_o \cdot tg\delta$  como 0,30 a falta de datos de estos valores.

Una vez obtenida  $Q_h$  además se le debe considerar factores de seguridad correspondientes al método de cálculo de los factores empleado y la combinación de acciones planteada. Al usarse el método basado en fórmulas analíticas y verse las combinaciones accidentales y características, siendo la última la más restrictiva, se empleará un factor de seguridad frente a hundimiento ( $F_h$ ) de 2,6.

Con los valores de  $Q_h$  y  $F_h$  se obtiene un valor de carga admisible ( $Q_{adm}$ ) por condición de hundimiento, siendo ésta el valor de  $Q_h$  minorado por  $F_h$ . El mínimo entre este valor obtenido de  $Q_{adm}$  y  $Q_{Te}$ , restándole el peso efectivo de los pilotes ( $W_p'$ ), es el valor de carga útil ( $Q_{útil}$ ).  $Q_{útil}$  deberá ser mayor que la  $Q_{sv}$  a la que está sometido el pilote, que se desarrolló previamente, en caso contrario se considera la solución como inadecuada y se iterará una nueva solución.  $W_p'$  corresponde con la expresión 23. Se deberán realizar estas comprobaciones para el grupo de pilotes como para los pilotes individuales que componen el grupo.

$$W_p' = W_p - E \quad (23)$$

Siendo  $W_p$  el peso del pilote (o pilote virtual) y  $E$  el empuje del agua de la zona del pilote sumergida bajo el N.F.

Empezando con el estudio de soluciones, se asumirán seis (6) casos de análisis, cada uno planteando por una parte una solución mediante pilote aislado de gran diámetro (1,00 – 1,50 metros) y otra contemplando diversas variaciones de grupos de pilotes:

- **Caso 1:** Estudio para terreno exclusivamente granular (correspondiente a las pilas P3, P4, P5, P6 y P7), N.F. coincidente con la cota de terreno (0 metros).
- **Caso 2:** Estudio para terreno con alternancias de capas cohesivas y granulares, terminando con un estrato del nivel III (correspondiente a las pilas P1 y P2), N.F. coincidente con la cota de terreno (0 metros).
- **Caso 3:** Estudio para terreno con alternancias de capas cohesivas y granulares, terminando con un estrato del nivel IV (correspondiente a las pilas P8 y P9), N.F. coincidente con la cota de terreno (0 metros).
- **Caso 4:** Estudio para terreno exclusivamente granular (correspondiente a las pilas P3, P4, P5, P6 y P7), con condiciones de hundimiento y consecuente socavación para T500 (N.F. 6,15 metros sobre nivel del terreno y socavación del estrato superior de 3,14 metros).
- **Caso 5:** Estudio para terreno con alternancias de capas cohesivas y granulares, terminando con un estrato del nivel III (correspondiente a las pilas P1 y P2), con condiciones de hundimiento y consecuente socavación para T500 (N.F. 1,25 metros sobre nivel del terreno y socavación del estrato superior de 2,31 metros).
- **Caso 6:** Estudio para terreno con alternancias de capas cohesivas y granulares, terminando con un estrato del nivel IV (correspondiente a las pilas P8 y P9), con condiciones de hundimiento y

consecuente socavación para T500 (N.F. 6,15 metros sobre nivel del terreno y socavación del estrato superior de 3,06 metros).

Este paso es preliminar y sirve para eliminar soluciones no aptas por sobredimensionamiento o incumplimiento de los criterios establecidos, culminando en la elección de una tipología para un análisis de mayor detalle para los valores de los parámetros de terreno estimadas de cada pila, con finalidad de optimizar el diseño.

Para los suelos estratificados (los casos 2, 3, 5 y 6), se debe tener en consideración la longitud de resguardo de 3·D para evitar el punzonamiento y la afección a los estratos menos resistentes inferiores. Se dimensionará para apoyar los pilotes sobre el segundo estrato granular, debido al incumplimiento de la condición de longitud mínima de 6·D. Considerando lo dicho, la longitud máxima para pilote y la parte enterrada del pilote, y el límite superior del estrato granular sobre el que se deberá apoyar la cimentación ( $L_{enterrada,min}$ ) se ven representados en la Tabla 21. Nótese que el resguardo de pilotes cuyo diámetro es 1,25 y 1,50 metros sobrepasa la potencia del segundo estrato granular.

Tabla 21. Longitudes límite para pilotes en los terrenos con alternantes capas granulares y cohesivas.

Caso	Diámetro	$L_{tot,max}$	$L_{enterrada,max}$	$L_{enterrada,min}$
2	0.45	9.90	9.15	6.33
	0.55	9.60	8.85	
	0.65	9.30	8.55	
	0.85	8.70	7.95	
3	0.45	11.86	11.11	8.40
	0.55	11.56	10.81	
	0.65	11.26	10.51	
	0.85	10.66	9.91	
5	0.45	9.90	6.84	4.02
	0.55	9.60	6.54	
	0.65	9.30	6.24	
	0.85	8.70	5.64	
6	0.45	11.86	8.05	5.34
	0.55	11.56	7.75	
	0.65	11.26	7.45	
	0.85	10.66	6.85	

Para la elección de la solución más económica, al no constar el Trabajo Fin de Grado de un estudio económico, se considerarán estimaciones basadas en un balance entre la longitud de pilote excavado ( $L_{enterrado}$ ) y el peso obtenido de la cimentación, sabiéndose que a mayores profundidades excavadas mayor incremento en costes. Se descartarán los valores de  $L_{enterrado}$  superiores a 15 metros, se anteponen el menor número de pilotajes por cimentación y se escogerán con estas restricciones aquellas soluciones de menor peso que la resta.

Los resultados de dicho análisis para cada caso, indicando los valores considerados en el estudio de soluciones, se encuentran en las tablas 22, 23, 24, 25, 27 y 27 para los casos 1, 2, 3, 4, 5 y 6 respectivamente.

Tabla 22. Estudio preliminar de soluciones para cimentaciones indirectas de las pilas para el caso 1.

Casos de estudio	Diámetros (m)	Nº pilotes	Longitud total pilote para cumplimiento (m):	Peso encepado (kN)	Peso pilotes (kN)	Peso total cimentación (kN)	
Caso 1	a	1.00	1	-	-	-	
		1.25	1	-	-	-	
		1.50	1	16.10	-	711.28	711.28
	b	0.45	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			12	11.45	182.25	546.31	728.56
			16	9.25	243.00	588.46	831.46
			6	-	-	-	-
		0.55	6	15.15	136.13	539.91	676.04
			8	12.20	181.50	579.70	761.20
			9	11.20	204.19	598.71	802.90
			12	9.00	272.25	641.47	913.72
			16	7.30	363.00	693.74	1056.74
		0.65	4	17.00	126.75	564.11	690.86
			6	12.50	190.13	622.18	812.31
			8	10.00	253.50	663.66	917.16
			9	9.15	285.19	683.16	968.35
			12	7.40	380.25	736.66	1116.91
		0.85	16	6.00	507.00	796.39	1303.39
			4	12.75	216.75	723.50	940.25
			6	9.20	325.13	783.08	1108.21
			8	7.45	433.50	845.50	1279.00
9	6.80		487.69	868.20	1355.89		
		12	(†)	(†)	(†)	(†)	
		16	(†)	(†)	(†)	(†)	

(†) Descartado por longitud de cumplimiento excesivamente corta

En la contemplación para la solución mediante pilote aislado (Caso 1.a), el planteamiento con pilotes de diámetros de 1,00 o 1,25 metros resultó en el incumplimiento de las condiciones. Por otra parte, un pilote aislado de 1,50 metros cumplía los criterios con un longitud de pilote total a partir de 16,10 metros, con un peso total de la cimentación de 711,28 kN.

Por otra parte, en las cimentaciones por grupo de pilotes, la solución de menor peso de materiales corresponde con 6 pilotes de 0,55 metros de diámetro y 15,15 metros de longitud, con un peso de 676,04 kN. La solución de menor coste se considera aquella de 8 pilotes de 0,55 metros de diámetro y 12,20 metros de longitud, con un peso de 761,20 kN.

Tabla 23. Estudio preliminar de soluciones para cimentaciones indirectas de las pilas para el caso 2.

Casos de estudio	Diámetros (m)	Nº pilotes	Longitud total pilote para cumplimiento (m):	Peso encepado (kN)	Peso pilotes (kN)	Peso total cimentación (kN)	
Caso 2	a	1.00	1	-	-	-	
		1.25	1	-	-	-	
		1.50	1	-	-	-	
	b	0.45	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			12	9.75	182.25	465.20	647.45
			16	7.55	243.00	480.31	723.31
			4	-	-	-	-
		0.55	6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	9.50	204.19	507.83	712.02
			12	7.30	272.25	520.31	792.56
			16	7.10	363.00	674.74	1037.74
		0.65	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	8.30	253.50	550.84	804.34
			9	7.50	285.19	559.96	845.15
			12	(*)	(*)	(*)	(*)
		0.85	16	(*)	(*)	(*)	(*)
			4	-	-	-	-
			6	7.45	325.13	634.13	959.26
			8	(*)	(*)	(*)	(*)
9	(*)		(*)	(*)	(*)		
		12	(*)	(*)	(*)	(*)	
		16	(*)	(*)	(*)	(*)	

(\*) Descartado por alcanzar la longitud mínima que sigue dentro de un estrato granular válido

Para el caso 2 no cumple las condiciones establecidas para soluciones de un pilote de gran diámetro. La solución de menor peso de materiales corresponde con 12 pilotes de 0,45 metros de diámetro y 9,75 metros de longitud, con un peso de 647,45 kN. La solución de menor coste se considera aquella de 9 pilotes de 0,55 metros de diámetro y 9,50 metros de longitud, con un peso de 712,02 kN.

**Tabla 24. Estudio preliminar de soluciones para cimentaciones indirectas de las pilas para el caso 3.**

Casos de estudio	Diámetros (m)	Nº pilotes	Longitud total pilote para cumplimiento (m):	Peso encepado (kN)	Peso pilotes (kN)	Peso total cimentación (kN)	
<b>Caso 3</b>	<b>a</b>	1.00	1	-	-	-	
		1.25	1	-	-	-	
		1.50	1	-	-	-	
	<b>b</b>	0.45	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			<b>12</b>	<b>11.50</b>	<b>182.25</b>	<b>548.70</b>	<b>730.95</b>
			16	9.30	243.00	591.64	834.64
		0.55	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			<b>9</b>	<b>11.20</b>	<b>204.19</b>	<b>598.71</b>	<b>802.90</b>
			12	9.20	272.25	655.73	927.98
			16	(*)	(*)	(*)	(*)
		0.65	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	10.10	253.50	670.30	923.80
			9	9.20	285.19	686.89	972.08
			12	(*)	(*)	(*)	(*)
			16	(*)	(*)	(*)	(*)
	0.85	4	-	-	-	-	
		6	9.30	325.13	791.59	1116.72	
		8	9.20	433.50	1044.11	1477.61	
9		(*)	(*)	(*)	(*)		
12		(*)	(*)	(*)	(*)		
16		(*)	(*)	(*)	(*)		

(\*) Descartado por alcanzar la longitud mínima

Para el caso 3 no cumple las condiciones establecidas para soluciones de un pilote de gran diámetro. La solución de menor peso de materiales corresponde con 12 pilotes de 0,45 metros de diámetro y 11,50 metros de longitud, con un peso de 730,95 kN. La solución de menor coste se considera aquella de 9 pilotes de 0,55 metros de diámetro y 11,20 metros de longitud, con un peso de 802,90 kN.

**Tabla 25. Estudio preliminar de soluciones para cimentaciones indirectas de las pilas para el caso 4.**

Casos de estudio	Diámetros (m)	Nº pilotes	Longitud total pilote para cumplimiento (m):	Peso encepado (kN)	Peso pilotes (kN)	Peso total cimentación (kN)	
<b>Caso 4</b>	<b>a</b>	1.00	1	-	-	-	
		1.25	1	-	-	-	
		1.50	1	-	-	-	
	<b>b</b>	0.45	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			<b>12</b>	<b>15.25</b>	<b>182.25</b>	<b>727.62</b>	<b>909.87</b>
			16	13.1	243.00	833.39	1076.39
		0.55	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			<b>8</b>	<b>16.05</b>	<b>181.50</b>	<b>762.64</b>	<b>944.14</b>
			9	15.05	204.19	804.52	1008.70
			12	12.90	272.25	919.45	1191.70
			16	11.25	363.00	1069.12	1432.12
		0.65	4	-	-	-	-
			6	16.40	190.13	816.30	1006.43
			8	14.00	253.50	929.13	1182.63
			9	13.15	285.19	981.80	1266.99
			12	11.40	380.25	1134.86	1515.11
			16	10.05	507.00	1333.96	1840.96
	0.85	4	16.60	216.75	941.97	1158.72	
		6	13.30	325.13	1132.06	1457.19	
		8	11.55	433.50	1310.81	1744.31	
9		10.95	487.69	1398.06	1885.74		
12		(†)	(†)	(†)	(†)		
16		(†)	(†)	(†)	(†)		

(†) Descartado por longitud de cumplimiento excesivamente corta, alcanzando mínimo de 6·D

Para el caso 4 no cumple las condiciones establecidas para soluciones de un pilote de gran diámetro. La solución de menor peso de materiales corresponde con 12 pilotes de 0,45 metros de diámetro y 15,25 metros de longitud, con un peso de 909,87 kN. La solución de menor coste se considera aquella de 8 pilotes de 0,55 metros de diámetro y 16,05 metros de longitud, con un peso de 944,14 kN.

La diferencia entre las soluciones del caso 4 y el caso 1 es leve, pudiéndose tomar aquellos valores del caso 4 como los más restrictivos y válidos. También, si resultase más económico y seguro, se podrían diseñar protecciones frente a la erosionabilidad del terreno.

Tabla 26. Estudio preliminar de soluciones para cimentaciones indirectas de las pilas para el caso 5.

Casos de estudio	Diámetros (m)	Nº pilotes	Longitud total pilote para cumplimiento (m):	Peso encepado (kN)	Peso pilotes (kN)	Peso total cimentación (kN)	
Caso 5	a	1.00	1	-	-	-	
		1.25	1	-	-	-	
		1.50	1	-	-	-	
	b	0.45	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			12	-	-	-	-
			16	-	-	-	-
		0.55	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			12	-	-	-	-
			16	-	-	-	-
		0.65	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			12	-	-	-	-
			16	8.90	507.00	1181.32	1688.32
	0.85	4	-	-	-	-	
		6	-	-	-	-	
		8	-	-	-	-	
9		-	-	-	-		
12		8.55	650.25	1455.51	2105.76		
16		(†)	(†)	(†)	(†)		

(†) Descartado por longitud de cumplimiento excesivamente corta, alcanzando mínimo de 6·D

Para el caso 5 no cumple las condiciones establecidas para soluciones de un pilote de gran diámetro. La solución de menor peso de materiales corresponde con 16 pilotes de 0,65 metros de diámetro y 8,9 metros de longitud, con un peso de 1688,32 kN. La solución de menor coste se considera aquella de 12 pilotes de 0,85 metros de diámetro y 8,55 metros de longitud, con un peso de 2105,76 kN.

Por la baja probabilidad del caso y las excesivas dimensiones requeridas para el cumplimiento, se opta por ceñirse al diseño de cimentación planteado en el caso 2, contemplando otras medidas de evitar la socavación y afecciones por los cursos fluviales como sería la implementación de elementos de protección.

Tabla 27. Estudio preliminar de soluciones para cimentaciones indirectas de las pilas para el caso 6.

Casos de estudio	Diámetros (m)	Nº pilotes	Longitud total pilote para cumplimiento (m):	Peso encepado (kN)	Peso pilotes (kN)	Peso total cimentación (kN)	
Caso 6	a	1.00	1	-	-	-	
		1.25	1	-	-	-	
		1.50	1	-	-	-	
	b	0.45	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			12	-	-	-	-
			16	-	-	-	-
		0.55	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			12	-	-	-	-
			16	11.20	363.00	1064.37	1427.37
		0.65	4	-	-	-	-
			6	-	-	-	-
			8	-	-	-	-
			9	-	-	-	-
			12	-	-	-	-
			16	10.00	507.00	1327.32	1834.32
	0.85	4	-	-	-	-	
		6	-	-	-	-	
		8	-	-	-	-	
9		-	-	-	-		
12		9.7	650.25	1651.28	2301.53		
16		(*)	(*)	(*)	(*)		

(\*) Descartado por alcanzar la longitud mínima

Para el caso 6 no cumple las condiciones establecidas para soluciones de un pilote de gran diámetro. La solución de menor peso de materiales es la misma que la más económica, siendo 16 pilotes de 0,55 metros de diámetro y 11,20 metros de longitud, con un peso de 1427,37 kN.

Por la baja probabilidad del caso y las excesivas dimensiones requeridas para el cumplimiento, se opta por ceñirse al diseño de cimentación planteado en el caso 3, contemplando otras medidas de evitar la socavación y afecciones por los cursos fluviales como sería la implementación de elementos de protección.

La situación planteada para la pila P1 corresponde con el caso 2 de soluciones analizado descartando la situación dada por caso 5, solo empleando medidas de protección del terreno frente a erosiones. El N.F. se sitúa a una profundidad de 3,6 metros bajo el nivel del terreno. Los parámetros del terreno sobre el que se sitúa P1 son aquellos que muestra la Tabla 28. Las dimensiones de la cimentación de la P1 finalmente escogidas son una longitud de 8,75 metros excavados, habiendo considerado 0,75 metros para el canto del encepado cuya base es de 3,30 metros de ancho y longitud. Los 9 pilotes son de 0,55 metros de diámetro y se disponen según muestra la Figura 12. Los esfuerzos a los que se someten los pilotes y parámetros resistentes calculados relevantes se recopilan en la Tabla 29.

Tabla 28. Parámetros del terreno sobre el que se apoya la pila P1.

E1		E2		E3		E4	
Tipo	G <sub>seco</sub>	Tipo	G	Tipo	C	Tipo	G
z <sub>min</sub> (m)	0.00	z <sub>NF</sub> (m)	3.60	z <sub>min</sub> (m)	4.70	z <sub>min</sub> (m)	6.33
z <sub>NF</sub> (m)	3.60	z <sub>max</sub> (m)	4.70	z <sub>max</sub> (m)	6.33	z <sub>max</sub> (m)	8.75
γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	15.00	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	19.60	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20.00
c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00
φ' (°)	38.60	φ' (°)	38.60	φ' (°)	29.90	φ' (°)	38.60
E (kPa)	40820.00	E (kPa)	40820.00	E (kPa)	19800.00	E (kPa)	40820.00
v	0.27	v	0.27	v	0.34	v	0.27
P <sub>u</sub> (kPa)	0.00	P <sub>u</sub> (kPa)	0.00	P <sub>u</sub> (kPa)	23.00	P <sub>u</sub> (kPa)	0.00
σ'v (min)	0.00	σ'v (min)	54.00	σ'v (min)	65.00	σ'v (min)	80.65
σ'v (max)	54.00	σ'v (max)	65.00	σ'v (max)	80.65	σ'v (max)	104.85

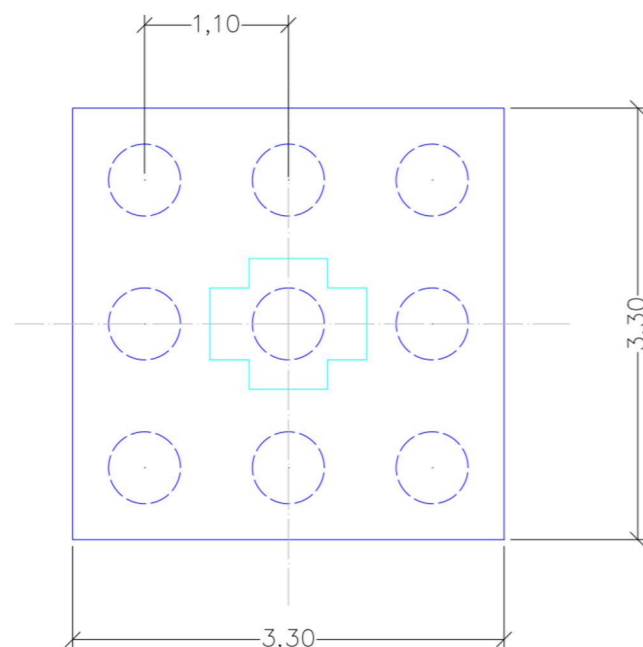


Figura 12. Dimensiones y disposición de los pilotes de la cimentación de la pila P1 en planta, en metros.

Tabla 29. Valores calculados para verificar el cumplimiento de las condiciones de hundimiento para las cimentaciones de la pila P1.

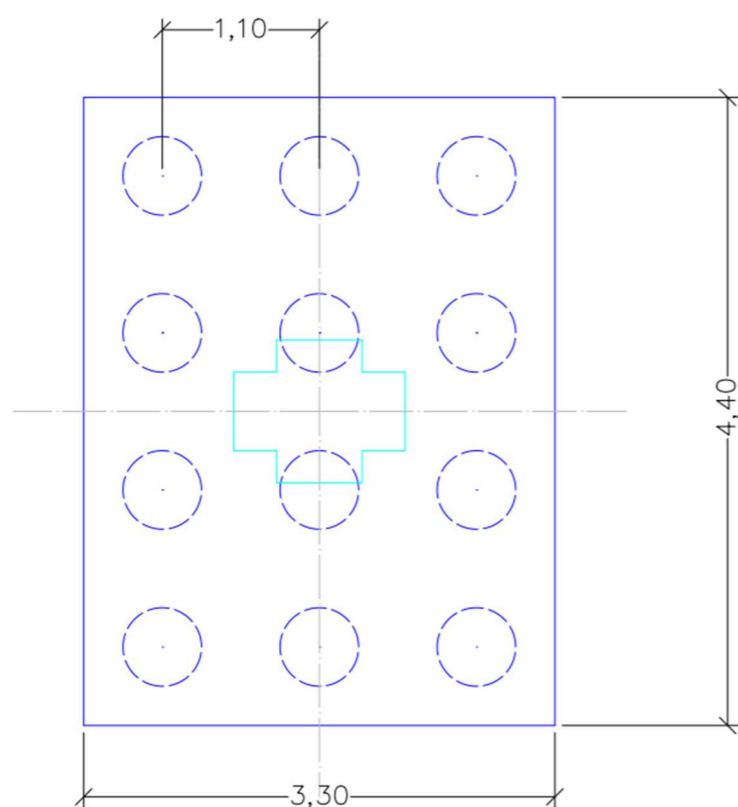
Comprobación por grupo			Comprobación pilote individual		
Q <sub>f,g</sub> (kN)		1669.15	Q <sub>f,ind</sub> (kN)		262.19
E1	q <sub>f</sub> (kPa)	8.10	E1	q <sub>f</sub> (kPa)	8.10
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	39.60		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	6.22
E2	q <sub>f</sub> (kPa)	17.85	E2	q <sub>f</sub> (kPa)	17.85
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	12.10		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	1.90
E3	q <sub>f</sub> (kPa)	21.85	E3	q <sub>f</sub> (kPa)	21.85
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	17.93		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	2.82
E4	q <sub>f</sub> (kPa)	27.82	E4	q <sub>f</sub> (kPa)	27.82
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	26.62		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	4.18
Q <sub>p,g</sub> (kN)		42035.85	Q <sub>p,ind</sub> (kN)		1617.73
q <sub>p</sub> (kPa)		5558.46	q <sub>p</sub> (kPa)		6809.11
A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		7.56	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		0.24
Q <sub>h,g</sub> (kN)		43705.00	Q <sub>h,ind</sub> (kN)		1879.92
Q <sub>adm,g</sub> (kN)		16809.61	Q <sub>adm,ind</sub> (kN)		723.05
W'p (kN)		2543.37	W'p (kN)		44.19
Te (kN)		37812.50	Te (kN)		1187.91
Q <sub>útil,g</sub> (kN)		14266.24	Q <sub>útil,ind</sub> (kN)		678.86
Compresión grupo <sub>tot</sub>		8490.25	Compresión pilote <sub>tot</sub>		673.92
Fh <sub>grupo</sub>		5.15	Fh <sub>pilote</sub>		2.79

Se puede observar que los pilotes trabajan por punta, podría considerarse válida la solución según los coeficientes de seguridad mínimos de 2,6 dados por la GCOC previamente citados, tanto para los pilotes que componen el grupo como el grupo completo. El margen entre el Q<sub>útil</sub> y la compresión que llega a cada pilote es escaso. No obstante, quedando la Q<sub>sv</sub> considerada por el lado de la seguridad (siendo la correspondiente a una situación accidental del altas fuerzas verticales adicionales), se considera la solución como apta.

La situación planteada para la pila P2 corresponde con el caso 2 de soluciones empleando medidas de protección del terreno frente a erosiones y con valores levemente diferentes. La profundidad enterrada máxima para P2 es 9,50 metros y la mínima es 6,69 metros. El N.F. se sitúa a una profundidad de 1,1 metros bajo el nivel del terreno, y como consecuencia del mayor N.F., se incumplen las condiciones de hundimiento, optándose por una resolución alternativa dentro de las del caso 2. Los parámetros del terreno sobre el que se sitúa P2 son aquellos que muestra la Tabla 30. Las dimensiones de la cimentación de P2 finalmente escogidas son una longitud de 7,75 metros excavados, habiendo considerado 0,75 metros para el canto del encepado cuya base es de 3,30 metros de ancho y 4,40 de largo. Los 12 pilotes son de 0,55 metros de diámetro y se disponen según muestra la Figura 13. Los esfuerzos a los que se someten los pilotes y parámetros resistentes calculados relevantes se recopilan en la Tabla 31.

**Tabla 30. Parámetros del terreno sobre el que se apoya la pila P2.**

E1		E2		E3		E4	
Tipo	G seco	Tipo	G	Tipo	C	Tipo	G
z_min (m)	0.00	z_NF (m)	1.10	z_min (m)	5.40	z_min (m)	6.69
z_NF (m)	1.10	z_max (m)	5.40	z_max (m)	6.69	z_max (m)	8.75
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.00	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.60	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00
c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00
$\phi'$ (°)	38.60	$\phi'$ (°)	38.60	$\phi'$ (°)	29.90	$\phi'$ (°)	38.60
E (kPa)	40820.00	E (kPa)	40820.00	E (kPa)	19800.00	E (kPa)	40820.00
v	0.27	v	0.27	v	0.34	v	0.27
P <sub>u</sub> (kPa)	0.00	P <sub>u</sub> (kPa)	0.00	P <sub>u</sub> (kPa)	23.00	P <sub>u</sub> (kPa)	0.00
$\sigma'_v$ (min)	0.00	$\sigma'_v$ (min)	16.50	$\sigma'_v$ (min)	59.50	$\sigma'_v$ (min)	71.88
$\sigma'_v$ (max)	16.50	$\sigma'_v$ (max)	59.50	$\sigma'_v$ (max)	71.88	$\sigma'_v$ (max)	92.48


**Figura 13. Dimensiones y disposición de los pilotes de la cimentación de la pila P2 en planta, en metros.**
**Tabla 31. Valores calculados para verificar el cumplimiento de las condiciones de hundimiento para las cimentaciones de la pila P2.**

Comprobación por grupo			Comprobación pilote individual		
Q <sub>f,g</sub> (kN)		<b>1342.57</b>	Q <sub>f,ind</sub> (kN)		<b>175.74</b>
E1	q <sub>f</sub> (kPa)	2.48	E1	q <sub>f</sub> (kPa)	2.48
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	14.52		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	1.90
E2	q <sub>f</sub> (kPa)	11.40	E2	q <sub>f</sub> (kPa)	11.40
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	56.76		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	7.43
E3	q <sub>f</sub> (kPa)	19.71	E3	q <sub>f</sub> (kPa)	19.71
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	17.03		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	2.23
E4	q <sub>f</sub> (kPa)	23.16	E4	q <sub>f</sub> (kPa)	23.16
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	13.99		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	1.83
Q <sub>p,g</sub> (kN)		<b>46297.49</b>	Q <sub>p,ind</sub> (kN)		<b>1272.67</b>
q <sub>p</sub> (kPa)		4372.84	q <sub>p</sub> (kPa)		5356.73
A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		10.59	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		0.24
Q <sub>h,g</sub> (kN)		<b>47640.05</b>	Q <sub>h,ind</sub> (kN)		<b>1448.41</b>
Q <sub>adm,g</sub> (kN)		18323.10	Q <sub>adm,ind</sub> (kN)		557.08
W' <sub>p</sub> (kN)		3078.56	W' <sub>p</sub> (kN)		34.69
Te (kN)		52937.50	Te (kN)		1187.91
Q <sub>útil,g</sub> (kN)		15244.54	Q <sub>útil,ind</sub> (kN)		522.39
Compresión grupo_tot		<b>9408.10</b>	Compresión pilote_tot		<b>519.28</b>
Fh_grupo		5.06	Fh_pilote		2.79

Se puede observar que los pilotes trabajan por punta, podría considerarse válida la solución según los coeficientes de seguridad mínimos de 2,6 dados por la GCOC previamente citados, tanto para los pilotes que componen el grupo como el grupo completo, con el con un leve margen y la misma consideración que el pilote P2.

La solución para las pilas P3, P4, P5, P6 y P7 son idénticas al formarse por un mismo nivel de terreno con variación de N.F. despreciable, siendo su cota coincidente con aquella del nivel del terreno en cada pila. Los parámetros del terreno sobre el que se sitúa P1 son aquellos que muestra la Tabla 32. La solución, por tanto, queda como aquella expuesta para el caso 1 anterior: 8 pilotes de 0,55 metros de diámetro y 11,50 metros de longitud de excavación, dispuestos según la Figura 14, para un encepado de 0,75 metros de canto, 2,20 metros de ancho y 4,40 metros de largo. Los esfuerzos a los que se someten los pilotes y parámetros resistentes calculados relevantes se recopilan en la Tabla 33.



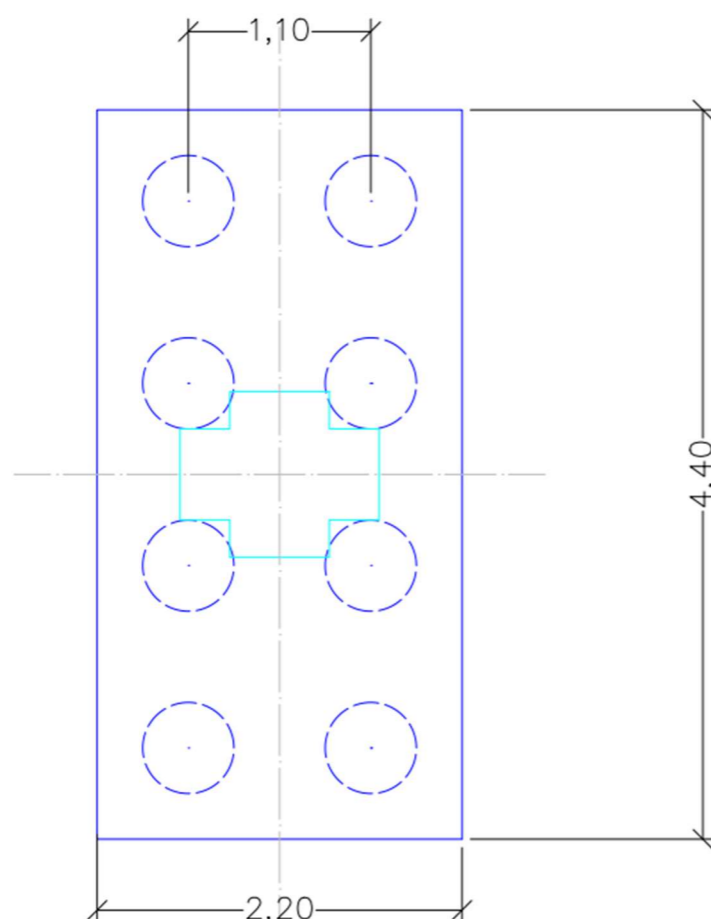
Tabla 32. Parámetros del terreno sobre el que se apoyan las pilas P3, P4, P5, P6 y P7.

E1	
Tipo	G
z <sub>NF</sub> (m)	0.00
z <sub>max</sub> (m)	11.50
γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20.00
c' (kPa)	0.00
φ' (°)	38.60
E (kPa)	40820
v	0.27
P <sub>u</sub> (kPa)	0.00
σ'v (min)	0.00
σ'v (max)	115.00

Tabla 33. Valores calculados para verificar el cumplimiento de las condiciones de hundimiento para las cimentaciones de las pilas P3, P4, P5, P6 y P7.

Comprobación por grupo	
Q <sub>f,g</sub> (kN) <b>2182.13</b>	
E1	q <sub>f</sub> (kPa) 17.25
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> ) 126.50
Q <sub>p,g</sub> (kN) <b>38729.04</b>	
q <sub>p</sub> (kPa) 6096.66	
A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> ) 6.35	
Q <sub>h,g</sub> (kN) <b>40911.17</b>	
Q <sub>adm,g</sub> (kN) 15735.07	
W'p (kN) 875.46	
Te (kN) 31762.50	
Q <sub>útil,g</sub> (kN) 14859.60	
Compresión grupo_tot <b>7140.72</b>	
Fh_grupo 5.73	

Comprobación pilote individual	
Q <sub>f,ind</sub> (kN) <b>342.77</b>	
E1	q <sub>f</sub> (kPa) 17.25
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> ) 19.87
Q <sub>p,ind</sub> (kN) <b>1774.37</b>	
q <sub>p</sub> (kPa) 7468.41	
A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> ) 0.24	
Q <sub>h,ind</sub> (kN) <b>2117.13</b>	
Q <sub>adm,ind</sub> (kN) 814.28	
W'p (kN) 45.44	
Te (kN) 1187.91	
Q <sub>útil,ind</sub> (kN) 768.84	
Compresión pilote_tot <b>764.60</b>	
Fh_pilote 2.77	



Se puede observar que los pilotes trabajan por punta, podría considerarse válida la solución según los coeficientes de seguridad mínimos de 2,6 dados por la GCOC previamente citados, tanto para los pilotes que componen el grupo como el grupo completo, con un leve margen y la misma consideración que los pilotes previos.

La situación planteada para la pila P8 corresponde con el caso 3 de soluciones, empleando medidas de protección del terreno frente a erosiones y con valores de terreno diferentes según muestra la Tabla 34. La profundidad enterrada máxima para P8 es 10,88 metros y la mínima es 8,60 metros. El N.F. es coincidente con el nivel del terreno. Las dimensiones de la cimentación de P8 finalmente escogidas son una longitud de 10,50 metros excavados, habiendo considerado 0,75 metros para el canto del encepado cuya base es de 3,30 metros de ancho y longitud. Los 9 pilotes son de 0,55 metros de diámetro y se disponen según muestra la Figura 15. Los esfuerzos a los que se someten los pilotes y parámetros resistentes calculados relevantes se recopilan en la Tabla 35.

Figura 14. Dimensiones y disposición de los pilotes de la cimentación de las pilas P3, P4, P5, P6 y P7 en planta, en metros.

Tabla 34. Parámetros del terreno sobre el que se apoya la pila P8.

E1		E2		E3	
Tipo	G	Tipo	C	Tipo	G
z <sub>NF</sub> (m)	0.00	z <sub>min</sub> (m)	7.84	z <sub>min</sub> (m)	8.60
z <sub>max</sub> (m)	7.84	z <sub>max</sub> (m)	8.60	z <sub>max</sub> (m)	10.50
γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	19.60	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20.00
c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00
φ' (°)	38.60	φ' (°)	29.90	φ' (°)	38.60
E (kPa)	40820.00	E (kPa)	19800.00	E (kPa)	40820.00
v	0.27	v	0.34	v	0.27
P <sub>u</sub> (kPa)	0.00	P <sub>u</sub> (kPa)	23.00	P <sub>u</sub> (kPa)	0.00
σ' <sub>v</sub> (min)	0.00	σ' <sub>v</sub> (min)	78.40	σ' <sub>v</sub> (min)	85.70
σ' <sub>v</sub> (max)	78.40	σ' <sub>v</sub> (max)	85.70	σ' <sub>v</sub> (max)	104.70

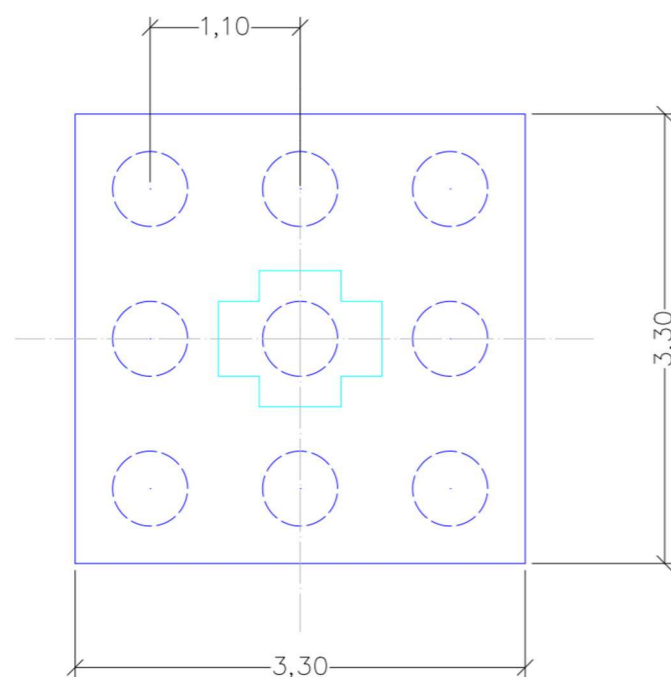


Figura 15. Dimensiones y disposición de los pilotes de la cimentación de la pila P8 en planta, en metros.

Tabla 35. Valores calculados para verificar el cumplimiento de las condiciones de hundimiento para las cimentaciones de la pila P8.

Comprobación por grupo			Comprobación pilote individual		
Q <sub>f,g</sub> (kN)		1816.84	Q <sub>f,ind</sub> (kN)		285.39
E1	q <sub>f</sub> (kPa)	11.76	E1	q <sub>f</sub> (kPa)	11.76
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	86.24		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	13.55
E2	q <sub>f</sub> (kPa)	24.61	E2	q <sub>f</sub> (kPa)	24.61
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	8.36		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	1.31
E3	q <sub>f</sub> (kPa)	28.56	E3	q <sub>f</sub> (kPa)	28.56
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	20.90		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	3.28
Q <sub>p,g</sub> (kN)		41974.91	Q <sub>p,ind</sub> (kN)		1615.38
q <sub>p</sub> (kPa)		5550.40	q <sub>p</sub> (kPa)		6799.24
A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		7.56	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		0.24
Q <sub>h,g</sub> (kN)		43791.74	Q <sub>h,ind</sub> (kN)		1900.77
Q <sub>adm,g</sub> (kN)		16842.98	Q <sub>adm,ind</sub> (kN)		731.07
W' <sub>p</sub> (kN)		2711.25	W' <sub>p</sub> (kN)		41.87
Te (kN)		37812.50	Te (kN)		1187.91
Q <sub>útil,g</sub> (kN)		14131.73	Q <sub>útil,ind</sub> (kN)		689.19
Compresión grupo <sub>tot</sub>		9062.71	Compresión pilote <sub>tot</sub>		684.31
Fh <sub>grupo</sub>		4.83	Fh <sub>pilote</sub>		2.78

Se puede observar que los pilotes trabajan por punta, podría considerarse válida la solución según los coeficientes de seguridad mínimos de 2,6 dados por la GCOC previamente citados, tanto para los pilotes que componen el grupo como el grupo completo, con el con un leve margen.

La situación planteada para la pila P9 corresponde con el caso 3 de soluciones, empleando medidas de protección del terreno frente a erosiones, de parámetros del terreno que muestra la Tabla 36. La profundidad enterrada máxima para P9 es 10,81 metros y la mínima es 8,40 metros. El N.F. es coincidente con el nivel del terreno. Las dimensiones de la cimentación de P9 finalmente escogidas son una longitud de 10,50 metros excavados, habiendo considerado 0,75 metros para el canto del encepado cuya base es de 3,30 metros de ancho y longitud. Los 9 pilotes son de 0,55 metros de diámetro y se disponen según muestra la Figura 16. Los esfuerzos a los que se someten los pilotes y parámetros resistentes calculados relevantes se recopilan en la Tabla 37.

Tabla 36. Parámetros del terreno sobre el que se apoya la pila P9.

E1		E2		E3	
Tipo	G	Tipo	C	Tipo	G
z <sub>NF</sub> (m)	0.00	z <sub>min</sub> (m)	7.20	z <sub>min</sub> (m)	8.40
z <sub>max</sub> (m)	7.20	z <sub>max</sub> (m)	8.40	z <sub>max</sub> (m)	10.50
γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	19.60	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20.00
c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00
φ' (°)	38.60	φ' (°)	29.90	φ' (°)	38.60
E (kPa)	40820.00	E (kPa)	19800.00	E (kPa)	40820.00
v	0.27	v	0.34	v	0.27
P <sub>u</sub> (kPa)	0.00	P <sub>u</sub> (kPa)	23.00	P <sub>u</sub> (kPa)	0.00
σ'v (min)	0.00	σ'v (min)	72.00	σ'v (min)	83.52
σ'v (max)	72.00	σ'v (max)	83.52	σ'v (max)	104.52

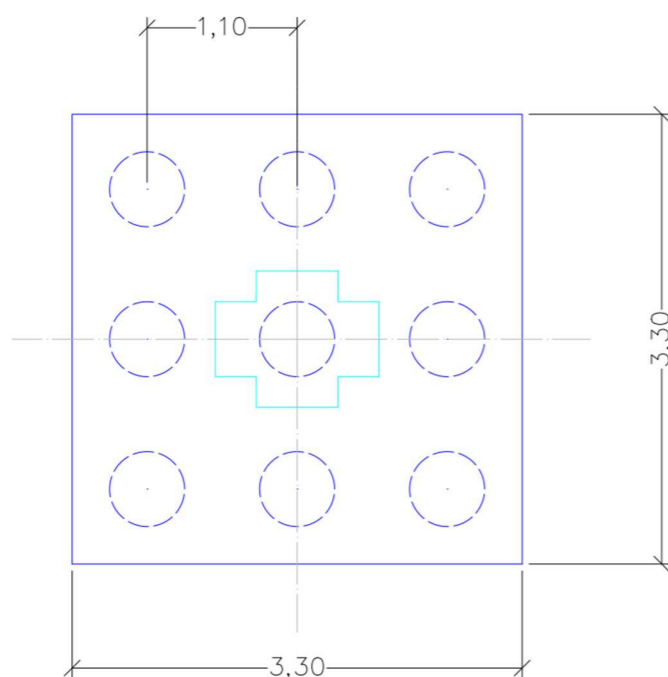


Figura 16. Dimensiones y disposición de los pilotes de la cimentación de la pila P9 en planta, en metros.

Tabla 37. Valores calculados para verificar el cumplimiento de las condiciones de hundimiento para las cimentaciones de la pila P9.

Comprobación por grupo			Comprobación pilote individual		
Q <sub>f,g</sub> (kN)		1814.85	Q <sub>f,ind</sub> (kN)		285.08
E1	q <sub>f</sub> (kPa)	10.80	E1	q <sub>f</sub> (kPa)	10.80
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	79.20		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	12.44
E2	q <sub>f</sub> (kPa)	23.33	E2	q <sub>f</sub> (kPa)	23.33
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	13.20		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	2.07
E3	q <sub>f</sub> (kPa)	28.21	E3	q <sub>f</sub> (kPa)	28.21
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	23.10		A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	3.63
Q <sub>p,g</sub> (kN)		41904.34	Q <sub>p,ind</sub> (kN)		1612.67
q <sub>p</sub> (kPa)		5541.07	q <sub>p</sub> (kPa)		6787.81
A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		7.56	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		0.24
Q <sub>h,g</sub> (kN)		43719.19	Q <sub>h,ind</sub> (kN)		1897.74
Q <sub>adm,g</sub> (kN)		16815.07	Q <sub>adm,ind</sub> (kN)		729.90
W'p (kN)		2620.55	W'p (kN)		41.87
Te (kN)		37812.50	Te (kN)		1187.91
Q <sub>útil,g</sub> (kN)		14194.52	Q <sub>útil,ind</sub> (kN)		688.03
Compresión grupo <sub>tot</sub>		8972.02	Compresión pilote <sub>tot</sub>		684.31
Fh <sub>grupo</sub>		4.87	Fh <sub>pilote</sub>		2.77

Se puede observar que los pilotes trabajan por punta, podría considerarse válida la solución según los coeficientes de seguridad mínimos de 2,6 dados por la GCOC previamente citados, tanto para los pilotes que componen el grupo como el grupo completo.

Para concluir, en lo que respecta las otras comprobaciones de los ELU de capacidad portante, los pilotes no trabajarán a tracción, obviando por tanto la comprobación del arranque, y tampoco se presentarán esfuerzos horizontales suficientemente considerables para considerar los esfuerzos horizontales, la longitud de los pilotes, ausencia de esfuerzos parásitos y competencia del terreno sobre los que se apoyan los pilotes además ayudan con la mitigación de la problemática de rotura horizontal del terreno, por tanto. Prevalecen los esfuerzos axiales ante la flexión al tratarse de soluciones mediante grupos de pilotes.

### 5.2.2. E.L.S.: Deformabilidad

El cálculo de los asientos difiere para los pilotes individuales y el grupo de pilotes. El asiento de la cabeza de un pilote individual ( $s_0$ ) depende de la compresión a la que se somete el pilote y de la deformabilidad del terreno y pilote. Viene determinado por la expresión 24.

$$s_0 = N_p \cdot \left( \frac{D}{40 \cdot Q_h} + \frac{L_c}{A \cdot E} \right) \quad (24)$$

Siendo  $N_p$  la compresión a la que está sometido el pilote individual,  $D$  el diámetro del pilote,  $Q_h$  la carga de hundimiento,  $A$  la sección transversal del pilote,  $E$  el módulo de elasticidad del pilote (considerando el mismo material que las cimentaciones directas, siendo un valor de 33.000 MPa) y  $L_c$  la longitud de cálculo (la longitud del pilote entero,  $L$ , para pilotes columna, o  $L - \frac{1}{3} \cdot L_{enterrada}$  para pilotes flotantes).

Por otra parte, la determinación del asiento en grupos de pilotes se ve en la ecuación 25. Siempre que la relación longitud-ancho para el pilote virtual sea inferior o igual a cinco ( $L_g / B_g \leq 5$ )

$$s_g = s_0 + 0,8 \cdot \left( \frac{N_g \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot (B_g + H_1) \cdot (L_g + H_1)} \right) \quad (25)$$

Siendo  $N_g$  la carga vertical actuante sobre el grupo de pilotes,  $E$  y  $\nu$  el módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson del terreno que rodea la punta del pilote,  $L_g$  y  $B_g$  el largo y ancho del pilote virtual y  $H_1$  un tercio de la longitud enterrada de los pilotes.

Para los pilotes dimensionados previamente, se obtienen los valores mostrados en la Tabla 38.

Tabla 38. Asientos por pilote de capa pila.

Pilotes	Asientos, individual (mm)	Asientos grupo (mm)
P1	4	7
P2	4	7
P3	4	7
P4	4	7
P5	4	7
P6	4	7
P7	4	7
P8	4	7
P9	4	7

Todos los asientos según se ve son idénticos, estando para los pilotes individuales alrededor del 1% del diámetro del pilote, según indica la GCOC como lo esperado para el cumplimiento de la condición de hundimiento. Las longitudes de cálculo son para el pilote P1 de 9,50 m, pilote P2 de 8,50 m, para los pilotes P3 a P7 de 11,25 m y para los pilotes P8 y P9 de 11,25 m.

## 6. Estudio de la cimentación: Estribo 1

### 6.1. Cimentaciones directas

N.F. está a una profundidad de 5,15 metros desde el nivel del terreno, debiéndose tratar de cimentar a menos de esta cota para poder minimizar las afecciones de las subpresiones debidas al N.F. No obstante, el nivel II se encuentra a una profundidad de 4,00 metros, siendo este más restrictivo. De todos modos, en el caso de ELU3 (inundaciones) se contemplará el nivel de socavación de 3,88 metros, debiéndose llevar la cota de cimentación mayores profundidades.

La cota de cimentación (D) que se contemplará deberá ser más profunda que la profundidad de socavación de 3,88 metros. Además, se tratará de llegar a profundidades menores que el nivel II de terreno, a una profundidad de 4,00 metros desde la superficie. Las propiedades del nivel II se ven en la Tabla 1.

Según la GCOC se contemplarán las cimentaciones superficiales de los estribos como zapatas corridas. El largo (L) de la zapata vendrá determinado por los 6 metros de ancho del muro, más el vuelo correspondiente a una zapata rígida. El canto (H) de la zapata será un valor por determinar en el análisis, debiéndose contemplar dentro de lo posible como rígido por lo que éste afectará el vuelo en ambos sentidos con fin de mantener una zapata rígida con un vuelo menor o igual que dos veces el canto ( $V_{m\acute{a}x} \leq 2h$ ).

Como no se sitúa el estribo a media ladera, no se investigará la estabilidad global ni natural del terreno, siendo estos casos sensibles propios para investigar según la GCOC y la Nota de Servicio 3/2012. Se comprobarán por tanto el E.L.U. de hundimiento, deslizamiento y vuelco según las tres (3) hipótesis de carga planteadas en 4.2. Estribos.

Al igual que con las pilas, en caso de cumplimiento de las condiciones se considerarán los valores de menor dimensiones que cumplan con las exigencias, y en caso del incumplimiento geotécnico se contemplará el uso de cimentaciones indirectas, detallado posteriormente.

Los cálculos necesarios para el estudio de las cimentaciones directas serán realizados con la ayuda del programa de CYPE: *StruBIM Cantilever walls v2023.f*. Los resultados del análisis, valores de entrada y consideraciones empleadas en el modelo del programa se detallan en el *APENDICE 1: FICHA TÉCNICA CYPE*, de este anejo.

#### 6.1.1. Resultados del programa

El programa empleó como la normativa de referencia la EHE-08 (España) en lo que respecta limitantes estructurales, como bien el canto mínimo de la zapata. Respecto la comprobación de estabilidad geotécnica se consideró para coeficiente de seguridad al vuelco y deslizamiento respectivamente de 2 y 1,5. También, el círculo de deslizamiento pésimo se considera 1,8 en el programa. Se hace el inciso que el cálculo de las armaduras no recae dentro del ámbito de aplicación del estudio, no obstante, el programa realiza diversas comprobaciones al respecto de estas.

Las condiciones del terreno representan los valores medidos por S-1. Las dimensiones del muro, por restricciones geométricas del programa en la tramificación del muro, contemplarán un espesor de 60cm o 100cm. El proyecto considera cámaras vacías en el trasdós del estribo por mantenimiento, no obstante, se considerará rellenos en el trasdós por realizar un análisis del caso más desfavorable.

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 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 N.M.M.A. (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, por lo que se favorece en luz de los resultados el estudio 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

## 6.2. Cimentaciones indirectas

Las comprobaciones para realizar serán aquellas para los E.L.U., concretamente la condición de hundimiento, y aquellas de arranque o rotura horizontal del terreno donde sean relevantes. Además, se considerarán las deformaciones en la punta de los pilotes. Previo al análisis de las posibles soluciones por cimentaciones indirectas, se deben establecer consideraciones generales.

Se opta por una solución mediante grupo pilotes perforados o excavados de hormigón “in situ” por un mejor comportamiento frente a altas cargas verticales y la presencia de acciones horizontales, además permitiendo mayor versatilidad en su diseño y dimensionamiento. Por proximidad a zonas costeras, denotando el ambiente de exposición como XS1, y cota del N.F. generalmente alta, se opta por una ejecución de los pilotes mediante camisa recuperable o perdida. De los ensayos geotécnicos realizados en laboratorio, no hay condicionantes de ataque químico o biológico que pueda afectar al estribo, no obstante, la posible presencia de yesos favorece un pilotaje mediante camisa pérdida, y por el mismo razonamiento que el expuesto por la Tabla 20, en 5.2. *Cimentaciones indirectas*, se empleará esta forma de pilotaje. Se descarta la solución de pantallas de pilotes al tratarse de un muro de 6 metros de ancho, quedando la solución como redundante frente a la poca distancia en la que se aplicaría.

Por la particularidad del estribo, se contemplará grupos de pilotes con encepado sin contemplar pilotes aislados. Se iterará para una fila de 2, 3 y 4 pilotes y luego dos filas de 2, 3 y 4 pilotes cada una. Debido al ancho de 6 metros del muro frontal del estribo delimitando, la separación mínima entre ejes de pilotes de 2·D y la separación máxima de 3·D. se deberá restringir el análisis a selectos casos. Por tanto, las situaciones planteadas quedan como las siguientes:

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

En lo que respecta las dimensiones de los pilotes, se siguen los contenidos de la NTE-CPI, por tanto, se dimensionarán pilotes de sección transversal circular considerando diámetros de fácil acceso en el mercado, siendo éstos de 55, 65 y 85 centímetros. La separación de ejes entre pilotes (S), tomada como la misma transversalmente como longitudinalmente y no deberá superar 3 veces el diámetro (3·D). si se debe considerar el efecto grupo de varios pilotes, según la CTE, empleando una separación mínima de la más restrictiva entre dos veces el diámetro (2·D) o 75 centímetros, y se seguirán los esquemas de las disposiciones según la NTE-CPI, indicando la separación de los pilotes y los ejes que atraviesan el centro en planta como la misma. Obviando la opción de dos pilotes siendo ésta no recomendada para estructuras importantes a causa del aumento de energía en una dirección, pero no en su perpendicular.

Tratándose de una fila de pilotes, una problemática es el efecto de aumento de energía en una dirección sin compensación en su perpendicular, no obstante, al tratarse de una estructura de muro, no resulta problemático y se considerará el efecto grupo como lo expuesto en 5.2. *Cimentaciones indirectas*.

Las dimensiones del encepado serán función del diámetro escogido; sobresaldrá  $0,5 \cdot D$  en cada lado en todo caso, y dependerán de la separación entre ejes para sumarle ancho o largo. El canto del encepado, para considerarlo rígido y evitar su punzonamiento, se tomará un valor de 1,00 metros, manteniendo rigidez al ser superior que la mitad del vuelo en todo diámetro.

El terreno donde se sitúa el estribo coincide aproximadamente con la ubicación del sondeo S-1, por lo cual se emplearán las cotas medidas según el sondeo, aun así, empleando los valores más desfavorables de cada nivel según corresponda. Al igual que con 5.2. *Cimentaciones indirectas*, cada pilote debe mantener un resguardo de 3·D y una longitud mínima preferida de 6·D

El planteamiento al respecto de los efectos parásitos es idéntico al apartado 5.2. *Cimentaciones indirectas*. Se deberá fijar bien los pilotes sobre el terreno, empotrándolo, preferiblemente en estratos no cohesivos. De tal modo, se evitará apoyar el terreno sobre los estratos de suelo cohesivo menos resistente y manteniendo un resguardo de 3·D entre la inferioridad de la punta y los suelos cohesivos. La ausencia de cargas o terraplenes sobre donde se pilota evita la consideración de empujes horizontales, siendo los empujes de cualquier carga soportados cual una barrera horizontal rígida, según especifica la ROM 0.5-05, de todos modos, el uso de métodos numéricos para su determinación cae fuera del alcance del Trabajo Fin de Grado actual.

Las acciones adicionales a las expuestas en el subapartado 4.2. *Estribos* que se contemplan en el cálculo para los pilotes son los pesos de los elementos que los componen, incluyendo los pesos del terreno dentro del área considerada para los pilotes virtuales en el análisis de los grupos de pilotes, el peso del encepado y el peso de los pilotes, todos variando según las distintas iteraciones de dimensiones escogidas.

En las soluciones mediante grupo de pilotes, cada pilote en un grupo será de las mismas dimensiones evitando pues gradiente de empujes horizontales. Por lo tanto, según la distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza, se solicita la misma compresión sobre ellos, siendo ésta la total dividida por el número de pilotes para cada pilote individual.

Las hipótesis de carga, incluyendo la condición de inundación y socavación son contempladas al igual que con 5.2. *Cimentaciones indirectas*, estando los valores recopilados en las tablas posteriores en su apartado relevante. Los requisitos de seguridad tal como especificados en la GCOC son idénticos en este caso.

Según la GCOC se conviene determinar un valor representativo de la carga vertical que actúa sobre un pilote del grupo, eligiéndose por tanto un valor representativo de todas estas hipótesis para realizar el cálculo. Del mismo modo que lo expuesto en el apartado 5.2. *Cimentaciones indirectas*, se obtiene un valor de  $Q_{sv}$  de 2613,82 kN, correspondiente a la hipótesis ELU3. Esta carga, para considerar el efecto grupo, será dividida por el número de pilotes para obtener la compresión que recibe cada pilote.

### 6.2.1. E.L.U: Capacidad portante

La comprobación para el E.L.U. de capacidad portante sigue el mismo procedimiento que el expuesto por el apartado 5.2.1. E.L.U: Capacidad portante. Solo se distingue en el análisis de los casos de estudio. En el estribo 1 se verá la afección de  $Q_{sv}$  a las cimentaciones, dimensionando según dichas condiciones.

Con las restricciones de número de pilotes y la separación entre ejes de estos, por cada diámetro, se puede determinar las cotas de profundidad máxima a las que se puede cimentar en cada caso, recopilado en la Tabla 39.

Tabla 39. Profundidad requerida para mantener resguardo y longitud de pilote excavado mínimo, para cada diámetro de pilote según los estratos de nivel I bajo el estribo 1.

Diametro	Estrato	Z <sub>max</sub>	L <sub>min</sub>
0.55	G1	2.50	3.30
	G2	8.25	
0.65	G1	2.20	3.90
	G2	7.95	
0.85	G1	1.60	5.10
	G2	7.35	
1.00	G1	1.15	6.00
	G2	6.90	
1.25	G1	-	7.50
	G2	6.15	
1.50	G1	-	9.00
	G2	5.40	

Por lo mostrado en la Tabla 39, no se podrá emplear cimentaciones de 1,25m ni 1,50 m, al requerir su longitud mínima mayores valores que los rogados por el resguardo.

Por otra parte, no se cimentará en el primer estrato de nivel I, pues no cumple la simultaneidad de resguardo ante el siguiente estrato cohesivo de 3-D ni la longitud mínima recomendada para aprovechar al máximo el pilote. Adicionalmente, se ha comprobado calcular el caso de emplear la longitud con solo el resguardo, con lo que no cumple con las condiciones de carga útil para los pilotes individuales.

Con la situación y geometría ya definidas, para cada opción se han establecido los resultados según muestra la Tabla 40.

Tabla 40. Recopilación de las geometrías para cada opción del estribo 1.

Diametro	L_pilote,total (m)	L_pilote,excavada (m)	B_encepado (m)	L_encepado (m)	Peso (kN)
0.55	7.00	6.50	1.10	6.54	256.23
0.65	7.00	6.50	1.30	6.66	340.51
0.85	7.00	6.50	1.70	6.85	370.69
1.00	7.00	6.50	2.00	7.00	499.83

Se puede observar el cumplimiento de las condiciones con todas las alternativas, partiendo desde la profundidad mínima posible de 7,00 m, ya que profundidades menores recaen en estratos cohesivos poco resistentes o incumplen la carga útil individual.

De ellas, por tanto, es escoge aquella cuya ejecución implique menores costes de pilotaje y materiales, descartando los diámetro de 0.55 y 0.65 m debido a su necesidad de 4 pilotes. Finalmente, la opción de 0.85 m de diámetro resulta favorable por su menor volumen de excavación y hormigonado respecto a la solución mediante 1 m.

La situación definitiva planteada consta de 3 pilotes de diámetro de 0,85 metros, cuya distribución se ve en la Figura 17. La longitud excavada de los pilotes es de 6,50 metros, cuyo encepado es de 1,00 metros de canto, 1,70 m de ancho y 6,85 m de largo. Los valores del terreno ésta corresponde con la Tabla 41 y los resultados de su comprobación en la Tabla 42.

Tabla 41. Parámetros del terreno sobre el que se apoya el estribo 1.

E1		E2		E3		E4	
Tipo	G	Tipo	C	Tipo	C	Tipo	G
z_min (m)	0.00	z_NF (m)	4.15	z_min (m)	5.15	z_min (m)	6.00
z_NF (m)	4.15	z_max (m)	5.15	z_max (m)	6.00	z_max (m)	6.50
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.00	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14.60	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.60	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00
c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00	c' (kPa)	0.00
$\phi'$ (°)	38.60	$\phi'$ (°)	29.90	$\phi'$ (°)	29.90	$\phi'$ (°)	38.60
E (kPa)	40820.00	E (kPa)	19800.00	E (kPa)	19800.00	E (kPa)	40820.00
v	0.27	v	0.34	v	0.34	v	0.27
P <sub>u</sub> (kPa)	0.00	P <sub>u</sub> (kPa)	23.00	P <sub>u</sub> (kPa)	23.00	P <sub>u</sub> (kPa)	0.00
$\sigma'_v$ (min)	0.00	$\sigma'_v$ (min)	122.84	$\sigma'_v$ (min)	139.10	$\sigma'_v$ (min)	147.26
$\sigma'_v$ (max)	62.25	$\sigma'_v$ (max)	76.85	$\sigma'_v$ (max)	147.26	$\sigma'_v$ (max)	152.26

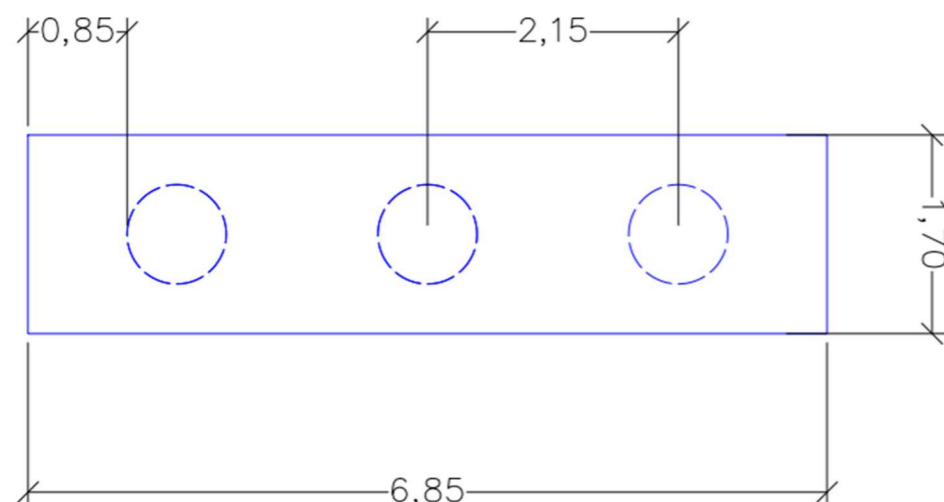


Figura 17. Dimensiones y disposición de los pilotes de la cimentación del estribo 1 en planta, en metros.

Tabla 42. Valores calculados para verificar el cumplimiento de las condiciones de hundimiento para las cimentaciones del estribo 1.

Comprobación por grupo		Comprobación pilote individual	
Q <sub>f,g</sub> (kN)		Q <sub>f,ind</sub> (kN)	
1749.20		340.95	
E1	q <sub>f</sub> (kPa)	9.34	9.34
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	56.86	11.08
E2	q <sub>f</sub> (kPa)	29.95	29.95
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	13.70	2.67
E3	q <sub>f</sub> (kPa)	42.95	42.95
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	11.65	2.27
E4	q <sub>f</sub> (kPa)	44.93	44.93
	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	6.85	1.34
Q <sub>p,g</sub> (kN)		Q <sub>p,ind</sub> (kN)	
70670.19		4923.98	
q <sub>p</sub> (kPa)		8677.38	
A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )		0.57	
Q <sub>h,g</sub> (kN)		Q <sub>h,ind</sub> (kN)	
72419.39		5264.93	
Q <sub>adm,g</sub> (kN)		Q <sub>adm,ind</sub> (kN)	
27853.61		2024.97	
W' <sub>p</sub> (kN)		W' <sub>p</sub> (kN)	
2895.27		91.64	
Te (kN)		Te (kN)	
43775.00		2837.25	
Q <sub>útil,g</sub> (kN)		Q <sub>útil,ind</sub> (kN)	
24958.34		1933.33	
Compresión grupo <sub>tot</sub>		Compresión pilote <sub>tot</sub>	
5700.07		994.84	
Fh <sub>grupo</sub>		Fh <sub>pilote</sub>	
12.71		5.29	

### 6.2.2. E.L.S.: Deformabilidad

El cálculo de los asientos sigue el mismo planteamiento que el expuesto en 5.2.2. E.L.S.: Deformabilidad, se recopilan los valores de asiento individual y en grupo de las alternativas planteadas previamente en la Tabla 43.

Tabla 43. Asientos por pilote de las alternativas para el estribo 1.

Diámetro	Asientos, individual (mm)	Asientos grupo (mm)
0.55	4	5
0.65	3	5
0.85	3	5
1.00	3	5
1.25	3	5
1.50	3	5

Se puede observar el cumplimiento de la condición de asientos en todos los casos, los pilotes de diámetro 0.65, 0.85 y 1.00 m serían considerados sobredimensionados puesto que su relación  $s/D$  es menor que 1%.

Se puede observar que los pilotes trabajan por punta, podría considerarse válida la solución según los coeficientes de seguridad mínimos de 2,6 dados por la GCOC previamente citados, tanto para los pilotes que componen el grupo como el grupo completo, con el con un leve margen.



## 7. Estudio de la cimentación: Estribo 2

### 7.1. 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 hidrostáticas por la amplia superficie que cubriría dicha cimentación. Esto, en conjunto con los esfuerzos horizontales recibidos mayores por su anclaje pretensado, se descarta la implantación de una losa horizontal.

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 peligro de socavación además revelaría la estructura a la intemperie, pudiendo deslizarla frente a las acciones dinámicas del agua.

Puesto que el análisis hidráulico no recae en la realización del 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.

### 7.2. Cimentaciones indirectas.

Las comprobaciones para realizar serán aquellas para los E.L.U., concretamente la condición de hundimiento, y aquellas de arranque o rotura horizontal del terreno donde sean relevantes. Además, se considerarán las deformaciones en la punta de los pilotes. Previo al análisis de las posibles soluciones por cimentaciones indirectas, se deben establecer consideraciones generales.

Se opta por una solución mediante grupo pilotes perforados o excavados de hormigón “in situ” por un mejor comportamiento frente a altas cargas verticales y la presencia de acciones horizontales, además permitiendo mayor versatilidad en su diseño y dimensionamiento. Por proximidad a zonas costeras, denotando el ambiente de exposición como XS1, y cota del N.F. generalmente alta, se opta por una ejecución de los pilotes mediante camisa recuperable o perdida. De los ensayos geotécnicos realizados en laboratorio, no hay condicionantes de ataque químico o biológico que pueda afectar al estribo, no obstante, la posible presencia de yesos favorece un pilotaje mediante camisa pérdida, y por el mismo razonamiento que el expuesto por la Tabla 20, en 5.2. *Cimentaciones indirectas*, se empleará esta forma de pilotaje.

Se considerará para la cimentación una losa combinada con pilotes. La losa será de 7,50x11,50 metros contando su vuelo de 0,75 metros. Por tanto, el enfoque de esta parte del Anejo consta en determinar la cantidad de pilotes que se dispondrán sobre la losa para el cumplimiento de las condiciones geotécnicas. Se considerarán diámetros 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 vendrá determinada por las separaciones mínimas y máximas. El canto del encepado, para considerarlo rígido, se tomará un valor de 1,00 metros, manteniendo rigidez, siendo superior que la mitad del vuelo en todo caso de diámetro.

Diámetros menores de 0,85 m requieren demasiados pilotes por todo el área, incluso con separación máximo, así que por motivos constructivos se descartan. El diámetro de 1,25 m no encaja bien con la geometría establecida, donde su separación mínima no permite simetría en la colocación de los pilotes.

Por tanto, las opciones de pilotes restantes son de diámetro de 0,85 m, 1,00 m y 1,50 m, dispuestos según los datos de la Tabla 44, siendo  $s_B$  la separación de las filas y  $s_L$  la separación entre los ejes de los pilotes en el sentido del largo de la cimentación

Tabla 44. Geometría de las alternativas de cimentaciones indirectas.

Diámetro	Filas	$s_B$ (m)	Pilotes/fila	$s_L$ (m)
0.85	4	1.72	6	1.83
1.00	3	2.50	5	2.25
1.50	2	4.50	3	4.25

El terreno donde se sitúa el estribo coincide aproximadamente con la ubicación del sondeo S-4, por lo cual se emplearán las cotas medidas según el sondeo, aun así, empleando los valores más desfavorables de cada nivel según corresponda. Al igual que con 5.2. *Cimentaciones indirectas*, cada pilote debe mantener un resguardo de 3·D y una longitud mínima preferida de 6·D

El planteamiento al respecto de los efectos parásitos es idéntico al apartado 5.2. *Cimentaciones indirectas*. Se deberá fijar bien los pilotes sobre el terreno, empotrándolo, preferiblemente en estratos no cohesivos. De tal modo, se evitará apoyar el terreno sobre los estratos de suelo cohesivo menos resistente y manteniendo un resguardo de 3·D entre la inferioridad de la punta y los suelos cohesivos. La ausencia de cargas o terraplenes sobre donde se pilota evita la consideración de empujes horizontales, siendo los empujes de cualquier carga soportados cual una barrera horizontal rígida, según especifica la ROM 0.5-05, de todos modos, el uso de métodos numéricos para su determinación cae fuera del alcance del Trabajo Fin de Grado actual.

Las acciones adicionales a las expuestas en el subapartado 4.2. *Estribos* que se contemplan en el cálculo para los pilotes son los pesos de los elementos que los componen, incluyendo los pesos del terreno dentro del área considerada para los pilotes virtuales en el análisis de los grupos de pilotes, el peso del encepado y el peso de los pilotes, todos variando según las distintas iteraciones de dimensiones escogidas.

En las soluciones mediante grupo de pilotes, cada pilote en un grupo será de las mismas dimensiones evitando pues gradiente de empujes horizontales. Por lo tanto, según la distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza, se solicita la misma compresión sobre ellos, siendo ésta la total dividida por el número de pilotes para cada pilote individual.

Las hipótesis de carga, incluyendo la condición de inundación y socavación son contempladas al igual que con 5.2. *Cimentaciones indirectas*, estando los valores recopilados en las tablas posteriores en su apartado relevante. Los requisitos de seguridad tal como especificados en la GCOC son idénticos en este caso.

Según la GCOC se conviene determinar un valor representativo de la carga vertical que actúa sobre un pilote del grupo, eligiéndose por tanto un valor representativo de todas estas hipótesis para realizar el cálculo. Del mismo modo que lo expuesto en el apartado 5.2. Cimentaciones indirectas, se obtiene un valor de  $Q_{sv}$  de 7638,82 kN, correspondiente a la hipótesis ELU3. Esta carga, para considerar el efecto grupo, será dividida por el número de pilotes para obtener la compresión que recibe cada pilote.

### 7.2.1. E.L.U: Capacidad portante

La comprobación para el E.L.U. de capacidad portante sigue el mismo procedimiento que el expuesto por el apartado 5.2.1. E.L.U: Capacidad portante. Solo se distingue en el análisis de los casos de estudio. En el estribo 1 se verá la afección de  $Q_{sv}$  a las cimentaciones, dimensionando según dichas condiciones.

Con las restricciones de número de pilotes y la separación entre ejes de estos, por cada diámetro, se puede determinar las cotas de profundidad máxima a las que se puede cimentar en cada caso, recopilado en la Tabla 45.

Tabla 45. Profundidad requerida para mantener resguardo y longitud de pilote excavado mínimo, para cada diámetro de pilote según los estratos de nivel I bajo el estribo 2.

Diametro	Estrato	Z_max	L_min
0.85	G1	4.45	5.10
	G2	9.05	
1.00	G1	4.00	6.00
	G2	8.60	
1.50	G1	2.50	9.00
	G2	7.10	

Por lo mostrado en la Tabla 45, no se podrá emplear cimentaciones de 1,5 m, al requerir longitud mínima mayor que la rogada por el resguardo. Quedando solo en contemplación las alternativas de diámetro de 0.85 y 1.00 m.

Por otra parte, no se cimentará en el estrato de nivel I más superficial, pues no cumple la simultaneidad de resguardo ante el siguiente estrato cohesivo de 3·D ni la longitud mínima recomendada para aprovechar al máximo el pilote. Adicionalmente, se ha comprobado calcular el caso de emplear la longitud con solo el resguardo, con lo que no cumple con las condiciones de carga útil para los pilotes individuales.

Con la situación y geometría ya definidas, para cada opción se han establecido los resultados según muestra la Tabla 46.

Tabla 46. Recopilación de las geometrías para cada opción del estribo 2.

Diametro	L_pilote,total (m)	L_pilote,excavada (m)	B_encepado (m)	L_encepado (m)	Peso (kN)
0.85	9.50	8.50	7.50	11.50	5390.72
1.00	9.45	8.45	7.50	11.50	4939.50

Se puede observar el cumplimiento de las condiciones con todas las alternativas, partiendo desde la profundidad mínima posible de 9,45, dejando un margen de 40cm previo a la primera presencia de la intercalación del nivel II.

La alternativa de emplear diámetros de 1.00 m se estima ser la más económica, también implica menores pilotajes y además en el análisis se ajustó más al  $F_h$  de 2,60 (siendo su valor de 4,57 por pilote individual, mucho menos sobredimensionado que la alternativa de 0,85, cuyo  $F_h$  era 5,57).

La situación definitiva planteada consta de 3 filas de 5 pilotes de diámetro de 1,00 metros, cuya distribución se ve en la Figura 18. 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. Los valores del terreno ésta corresponde con la Tabla 47 y los resultados de su comprobación en la Tabla 48.

Tabla 47. Parámetros del terreno sobre el que se apoya el estribo 2.

E1		E2		E3	
Tipo	G	Tipo	C	Tipo	G
$z_{NF}$ (m)	0.00	$z_{min}$ (m)	7.00	$z_{min}$ (m)	8.10
$z_{max}$ (m)	7.00	$z_{max}$ (m)	8.10	$z_{max}$ (m)	8.45
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.60	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00
$c'$ (kPa)	0.00	$c'$ (kPa)	0.00	$c'$ (kPa)	0.00
$\phi'$ (°)	38.60	$\phi'$ (°)	29.90	$\phi'$ (°)	38.60
$E$ (kPa)	40820.00	$E$ (kPa)	19800.00	$E$ (kPa)	40820.00
$\nu$	0.27	$\nu$	0.34	$\nu$	0.27
$P_u$ (kPa)	0.00	$P_u$ (kPa)	23.00	$P_u$ (kPa)	23.00
$\sigma'_v$ (min)	0.00	$\sigma'_v$ (min)	70.00	$\sigma'_v$ (min)	80.56
$\sigma'_v$ (max)	62.25	$\sigma'_v$ (max)	80.56	$\sigma'_v$ (max)	84.06

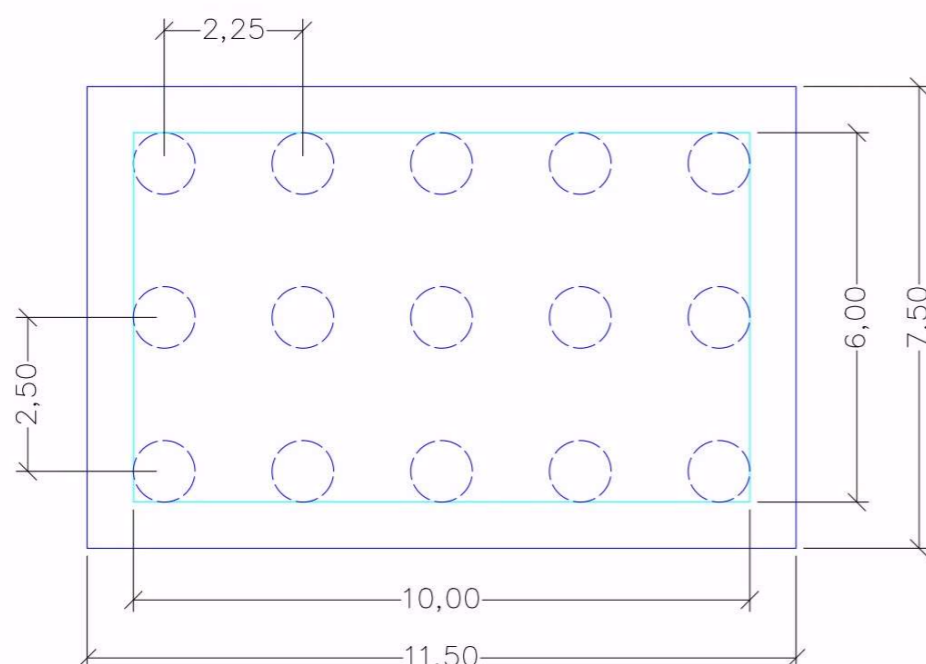


Figura 18. Dimensiones y disposición de los pilotes de la cimentación del estribo 2 en planta, en metros.

Tabla 48. Valores calculados para verificar el cumplimiento de las condiciones de hundimiento para las cimentaciones del estribo 2.

Comprobación por grupo			Comprobación pilote individual		
$Q_{f,g}$ (kN)		<b>3423.52</b>	$Q_{f,ind}$ (kN)		<b>336.10</b>
E1	$q_f$ (kPa)	10.50	E1	$q_f$ (kPa)	10.50
	$A_f$ (m <sup>2</sup> )	224.00		$A_f$ (m <sup>2</sup> )	21.99
E2	$q_f$ (kPa)	22.58	E2	$q_f$ (kPa)	22.58
	$A_f$ (m <sup>2</sup> )	35.20		$A_f$ (m <sup>2</sup> )	3.46
E3	$q_f$ (kPa)	24.69	E3	$q_f$ (kPa)	24.69
	$A_f$ (m <sup>2</sup> )	11.20		$A_f$ (m <sup>2</sup> )	1.10
$Q_{p,g}$ (kN)		<b>267383.68</b>	$Q_{p,ind}$ (kN)		<b>3500.04</b>
$q_p$ (kPa)		4456.39	$q_p$ (kPa)		4456.39
$A_p$ (m <sup>2</sup> )		60.00	$A_p$ (m <sup>2</sup> )		0.79
$Q_{h,g}$ (kN)		<b>270807.20</b>	$Q_{h,ind}$ (kN)		<b>3836.15</b>
$Q_{adm,g}$ (kN)		104156.62	$Q_{adm,ind}$ (kN)		1475.44
$W'p$ (kN)		5841.05	$W'p$ (kN)		119.18
$Te$ (kN)		300000.00	$Te$ (kN)		3926.99
$Q_{útil,g}$ (kN)		98315.56	$Q_{útil,ind}$ (kN)		1356.26
Compresión grupo_tot		<b>20706.13</b>	Compresión pilote_tot		<b>838.56</b>
$F_h$ grupo		13.08	$F_h$ pilote		4.57

Se puede observar que los pilotes trabajan por punta, podría considerarse válida la solución según los coeficientes de seguridad mínimos de 2,6 dados por la GCOC previamente citados, tanto para los pilotes que componen el grupo como el grupo completo, con el con un leve margen.

### 6.2.2. E.L.S.: Deformabilidad

El cálculo de los asientos sigue el mismo planteamiento que el expuesto en 5.2.2. E.L.S.: Deformabilidad, se recopilan los valores de asiento individual y en grupo de las alternativas planteadas previamente en la Tabla 49.

Tabla 49. Asientos por pilote de las alternativas para el estribo 2.

Diámetro	Asientos, individual (mm)	Asientos grupo (mm)
0.85	2	4
1.00	3	5

Se puede observar el cumplimiento de la condición de asientos en todos los casos, en ambos casos se pueden considerar sobredimensionados puesto que su relación  $s/D$  es menor que 1%.

## 8. Resumen y conclusiones

La metodología seguida por el Anejo es equivalente a las establecida por la GCOC, con apoyo de la ROM 0.5-05 en algunos aspectos específicos acerca de pilotes y de la IAPF-07 en lo que respecta la determinación de las acciones que afectan la estructura.

No se modificó las dimensiones de los propios elementos estructurales, tratándose de ajustar las cimentaciones al dimensionamiento ya establecido para minimizar alterar el comportamiento de la estructura.

En el análisis se pudo observar que en el caso de las pilas las cimentaciones directas resultaban en altas deformaciones que imposibilitaban su uso por incumplimiento de E.L.S. Por tanto, se optó por cimentaciones indirectas según diversas tipologías llegándose a la conclusión especificada en el apartado correspondiente. La decisión de la solución final se realizó según criterios económicos, ambientales y constructivos de minimizar el uso de materiales y excavaciones.

Las cimentaciones directas del estribo 1 solo cumplían los factores de seguridad especificados con dimensiones de zapata inviábiles, llevándose el enfoque del análisis a la resolución mediante cimentaciones indirectas.

Las cimentaciones del estribo 2 no contemplaron el análisis de cimentaciones superficiales por su amplia área y elevado N.F., pudiendo culminar en grandes subpresiones hidrostáticas, especialmente en caso de inundaciones, que llevarían a un fallo crítico de la estructura, por lo tanto, se enfocó el estudio a las cimentaciones indirectas.

Respecto a ambos estribos, en todos los casos la geometría de los propios estribos era condicionante debido a las separaciones mínimas y máximas de los pilotes. Además, las características del terreno determinaron el diseño de sus cimentaciones indirectas, debido a las intercalaciones limo-arcillosas asociadas con el nivel II estratigráfico. A causa de estos estratos, los cuales son poco resistentes a las cargas verticales calculadas, se debe mantener un resguardo mínimo de 3·D por encima de cada estrato poco competente con fin de evitar el punzonamiento de éste. Se escogieron las resoluciones finales según las restricciones geométricas y con consideraciones económicas, ambientales y constructivas.

Recae la posibilidad de considerar las cimentaciones elegidos como sobredimensionadas, debido o bien por las restricciones geométricas o por la cuantificación de  $Q_{sv}$  según acciones accidentales y considerando el riesgo de socavación, esto permite margen en caso de imprevistos asociados, pudiendo reducir longitudes, siempre que se mantenga el resguardo. Complementario al Trabajo Fin de Grado actual, se debería realizar un estudio económico propio con fin de determinar la verdadera viabilidad de cada alternativa planteada en los subapartados asociados a los elementos estructurales a cimentar.

Cómo se indica en el apartado 6 de la memoria, al estar las pilas P3 hasta P9, y el estribo 2, debajo del N.F., éste se deberá agotar para proceder con la excavación. Por el suelo granular en el que se ubica el encepado, se propone un recinto cerrado por tablestacas con una instalación de bombeo y drenaje dentro a la excavación

## APÉNDICE 1: Ficha Técnica CYPE

---

## ÍNDICE

<b>1. NORMA Y MATERIALES.....</b>	<b>2</b>
<b>2. ACCIONES.....</b>	<b>2</b>
<b>3. DATOS GENERALES.....</b>	<b>2</b>
<b>4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....</b>	<b>2</b>
<b>5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO.....</b>	<b>3</b>
<b>6. GEOMETRÍA.....</b>	<b>3</b>
<b>7. ESQUEMA DE LAS FASES.....</b>	<b>4</b>
<b>8. RESULTADOS DE LAS FASES.....</b>	<b>5</b>
<b>9. COMBINACIONES.....</b>	<b>7</b>
<b>10. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA.....</b>	<b>7</b>
<b>11. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO).....</b>	<b>11</b>



## 1. NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-08 (España)  
Hormigón: HA-30,  $Y_c=1.5$   
Acero de barras: B 500 S,  $Y_s=1.15$   
Tipo de ambiente: Clase IIIa  
Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm  
Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm  
Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm  
Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm  
Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm  
Tamaño máximo del árido: 30 mm

## 2. ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo  
Empuje en el trasdós: Activo

## 3. DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m  
Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m  
Enrase: Intradós  
Longitud del muro en planta: 6.00 m  
Sin juntas de retracción  
Tipo de cimentación: Zapata corrida

## 4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

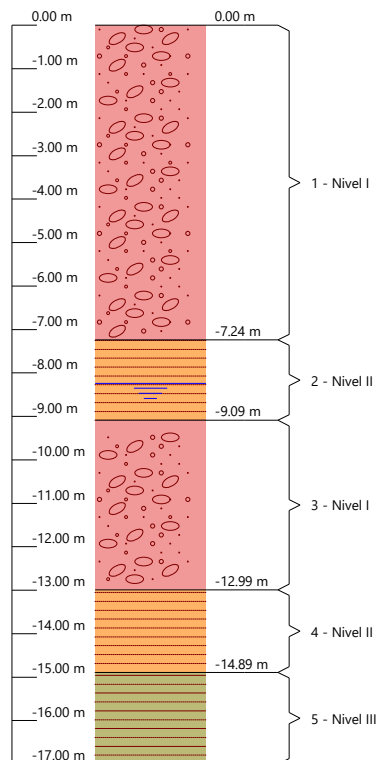
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %  
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %  
Evacuación por drenaje: 100 %  
Porcentaje de empuje pasivo: 100 %  
Cota empuje pasivo: 0.50 m  
Tensión admisible: 0.200 MPa  
Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.39  
Profundidad del nivel freático: 8.24 m



## ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Nivel I	0.00 m	Densidad aparente: 20.00 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 15.00 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 38.60 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.23 Pasivo intradós: 4.32
2 - Nivel II	-7.24 m	Densidad aparente: 20.10 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 15.20 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 29.90 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 2.99
3 - Nivel I	-9.09 m	Densidad aparente: 20.00 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 15.00 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 38.60 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.23 Pasivo intradós: 4.32
4 - Nivel II	-12.99 m	Densidad aparente: 20.10 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 15.20 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 29.90 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 2.99
5 - Nivel III	-14.89 m	Densidad aparente: 20.60 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 16.70 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 30.10 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.01

## 5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



## 6. GEOMETRÍA

### MURO

Altura: 3.09 m
Espesor superior: 30.0 cm
Espesor inferior: 110.0 cm

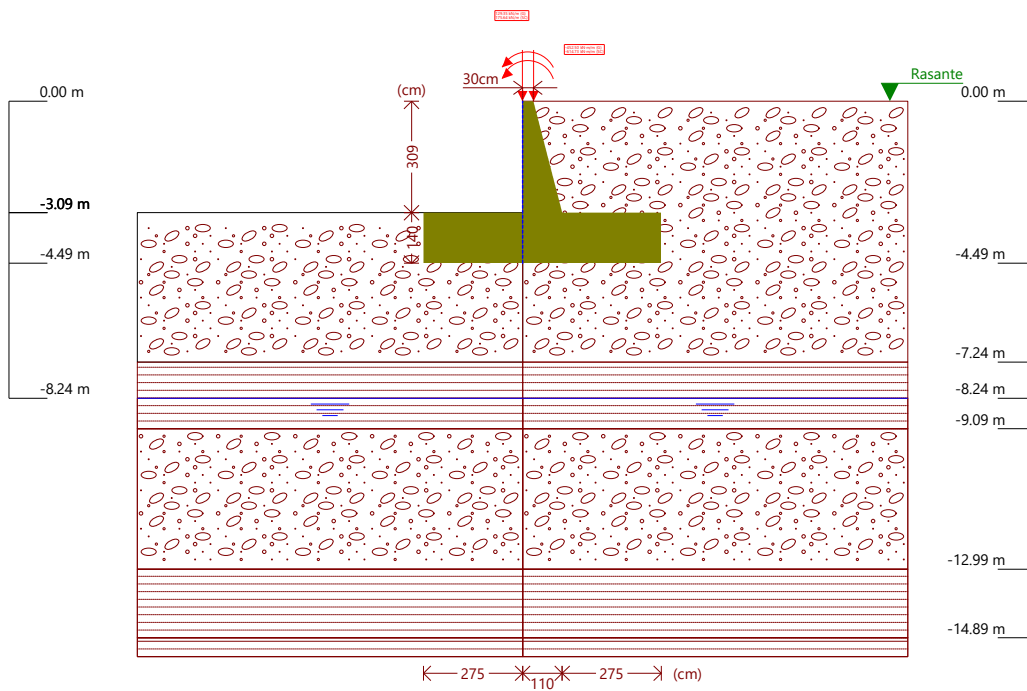




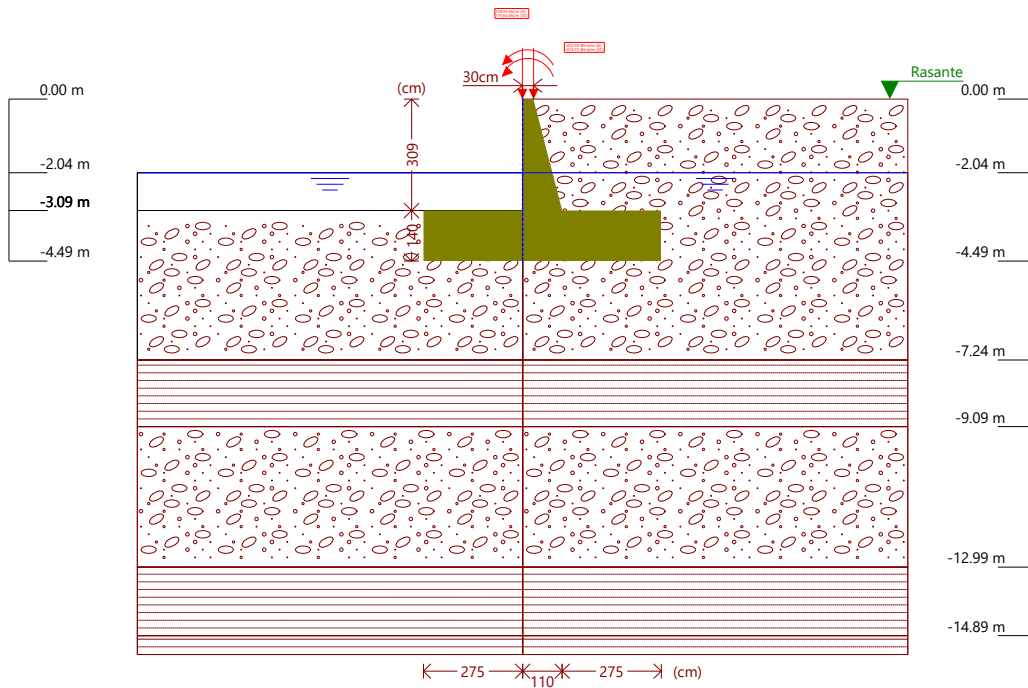
## ZAPATA CORRIDA

Con puntera y talón  
Canto: 140 cm  
Vuelos intradós / trasdós: 275.0 / 275.0 cm  
Hormigón de limpieza: 10 cm

### 7. ESQUEMA DE LAS FASES



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase: Trasdós	Con nivel freático trasdós hasta la cota: -8.24 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.24 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Fase: Trasdós Inundado	Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.04 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -2.04 m

## 8. RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

### FASE 1: FASE: TRASDÓS

#### CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	304.99	0.00	1067.23	-0.00	0.00
-0.30	307.56	0.30	1079.34	1.97	0.00
-0.61	310.98	1.22	1091.92	4.01	0.00
-0.92	315.17	2.78	1104.98	6.05	0.00
-1.23	320.13	4.98	1118.75	8.09	0.00
-1.54	325.87	7.80	1133.44	10.13	0.00
-1.85	332.38	11.26	1149.25	12.17	0.00
-2.16	339.67	15.34	1166.41	14.21	0.00
-2.47	347.73	20.06	1185.13	16.25	0.00
-2.78	356.56	25.42	1205.62	18.29	0.00
-3.09	366.17	31.40	1227.85	20.32	0.00
Máximos	366.17 Cota: -3.09 m	31.40 Cota: -3.09 m	1227.85 Cota: -3.09 m	20.32 Cota: -3.09 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	304.99 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	1067.23 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

#### CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS



Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	129.35	0.00	452.50	-0.00	0.00
-0.30	131.92	0.30	457.67	1.97	0.00
-0.61	135.34	1.22	463.20	4.01	0.00
-0.92	139.53	2.78	469.22	6.05	0.00
-1.23	144.49	4.98	475.94	8.09	0.00
-1.54	150.23	7.80	483.58	10.13	0.00
-1.85	156.74	11.26	492.35	12.17	0.00
-2.16	164.03	15.34	502.46	14.21	0.00
-2.47	172.09	20.06	514.13	16.25	0.00
-2.78	180.92	25.42	527.57	18.29	0.00
-3.09	190.53	31.40	542.87	20.32	0.00
Máximos	190.53 Cota: -3.09 m	31.40 Cota: -3.09 m	542.87 Cota: -3.09 m	20.32 Cota: -3.09 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	129.35 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	452.50 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

**FASE 2: FASE: TRASDÓS INUNDADO****CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS**

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	304.99	0.00	1067.23	-0.00	0.00
-0.30	307.56	0.30	1079.34	1.97	0.00
-0.61	310.98	1.22	1091.92	4.01	0.00
-0.92	315.17	2.78	1104.98	6.05	0.00
-1.23	320.13	4.98	1118.75	8.09	0.00
-1.54	325.87	7.80	1133.44	10.13	0.00
-1.85	332.38	11.26	1149.25	12.17	0.00
-2.16	339.66	15.33	1166.41	14.01	0.00
-2.47	347.69	19.91	1185.12	15.54	0.00
-2.78	356.44	24.97	1205.56	17.07	0.00
-3.09	365.93	30.49	1227.64	18.60	0.00
Máximos	365.93 Cota: -3.09 m	30.49 Cota: -3.09 m	1227.64 Cota: -3.09 m	18.60 Cota: -3.09 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	304.99 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	1067.23 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

**CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS**

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	129.35	0.00	452.50	-0.00	0.00
-0.30	131.92	0.30	457.67	1.97	0.00
-0.61	135.34	1.22	463.20	4.01	0.00
-0.92	139.53	2.78	469.22	6.05	0.00
-1.23	144.49	4.98	475.94	8.09	0.00
-1.54	150.23	7.80	483.58	10.13	0.00
-1.85	156.74	11.26	492.35	12.17	0.00



Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
-2.16	164.02	15.33	502.46	14.01	0.00
-2.47	172.05	19.91	514.12	15.54	0.00
-2.78	180.80	24.97	527.51	17.07	0.00
-3.09	190.29	30.49	542.66	18.60	0.00
Máximos	190.29 Cota: -3.09 m	30.49 Cota: -3.09 m	542.66 Cota: -3.09 m	18.60 Cota: -3.09 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	129.35 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	452.50 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

**9. COMBINACIONES***HIPÓTESIS*

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga

*COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS*

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.35	1.00	
3	1.00	1.50	
4	1.35	1.50	
5	1.00	1.00	1.50
6	1.35	1.00	1.50
7	1.00	1.50	1.50
8	1.35	1.50	1.50

*COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO*

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

**10. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA**

Referencia: Muro: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 986.8 kN/m Calculado: 47.1 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Trasdós:	Calculado: 28.4 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28.4 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple



Referencia: Muro: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Trasdós (-3.09 m):	Calculado: 0.00134	No cumple
- Intradós (-3.09 m):	Calculado: 0.00134	No cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal &gt; 20% Cuantía vertical)</i>	Calculado: 0.0006	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00013	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 4e-005	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.09 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00068	No cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.09 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00184 Calculado: 0.00068	No cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-3.09 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00023	No cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: - Intradós (-3.09 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 5e-005 Calculado: 0.00023	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Trasdós, vertical:	Calculado: 12.6 cm	Cumple
- Intradós, vertical:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós, vertical:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós, vertical:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		No cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 442.2 kN/m Calculado: 24.7 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.2 mm Calculado: 6.517 mm	No cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.42 m Calculado: 0.45 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 21 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 2.2 cm <sup>2</sup> Calculado: 2.2 cm <sup>2</sup>	Cumple
Canto mínimo viga coronación: <i>Criterio de CYPE: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 1.65 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 3.76 cm <sup>2</sup> /m	Cumple



Referencia: Muro: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima entre estribos: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 18.7 cm Calculado: 15 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
Información adicional:		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.09 m</li> <li>- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.09 m</li> <li>- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.09 m, Md: 1764.86 kN·m/m, Nd: 521.89 kN/m</li> <li>- Sección crítica a cortante: Cota: -2.24 m</li> <li>- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -0.00 m, M: 821.49 kN·m/m, N: 234.73 kN/m</li> </ul>		
Referencia: Zapata corrida: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.27	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 3.77	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 140 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.1133 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.2479 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Calculado: 20.1 cm <sup>2</sup> /m Mínimo: 7.59 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 18.9 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 602.5 kN/m Calculado: 164.6 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 380.6 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 21 cm Calculado: 131.8 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 25 cm Calculado: 131.8 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 16 cm Calculado: 115 cm	Cumple



Referencia: Zapata corrida: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Recubrimiento:</b> - Lateral: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
<b>Diámetro mínimo:</b> <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal superior:	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø16 Calculado: Ø16 Calculado: Ø16 Calculado: Ø16	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 10 cm Calculado: 10 cm Calculado: 10 cm Calculado: 10 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 10 cm Calculado: 10 cm Calculado: 10 cm Calculado: 10 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i> - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior: - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00143 Calculado: 0.00143 Calculado: 0.00143 Calculado: 0.00143	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Cuantía mecánica mínima:</b> - Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i> - Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i> - Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i> - Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Calculado: 0.00143 Mínimo: 0.00035 Mínimo: 0.00035 Mínimo: 0.00152 Mínimo: 0.00073	Cumple Cumple No cumple Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
<b>Información adicional:</b>		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 436.39 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 1076.26 kN·m/m		



## 11. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8	
Combinaciones sin sismo:		
- Fase: Trasdós: Coordenadas del centro del círculo (-0.77 m ; 2.67 m) - Radio: 8.54 m:	Calculado: 4.285	Cumple
- Fase: Trasdós Inundado: Coordenadas del centro del círculo (-4.89 m ; 5.80 m) - Radio: 13.51 m:	Calculado: 4.705	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



## ÍNDICE

<b>1. NORMA Y MATERIALES.....</b>	<b>2</b>
<b>2. ACCIONES.....</b>	<b>2</b>
<b>3. DATOS GENERALES.....</b>	<b>2</b>
<b>4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....</b>	<b>2</b>
<b>5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO.....</b>	<b>3</b>
<b>6. GEOMETRÍA.....</b>	<b>3</b>
<b>7. ESQUEMA DE LAS FASES.....</b>	<b>4</b>
<b>8. CARGAS.....</b>	<b>5</b>
<b>9. RESULTADOS DE LAS FASES.....</b>	<b>5</b>
<b>10. COMBINACIONES.....</b>	<b>7</b>
<b>11. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA.....</b>	<b>8</b>
<b>12. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO).....</b>	<b>11</b>



## 1. NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-08 (España)  
Hormigón: HA-30,  $Y_c=1.5$   
Acero de barras: B 500 S,  $Y_s=1.15$   
Tipo de ambiente: Clase IIIa  
Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm  
Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm  
Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm  
Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm  
Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm  
Tamaño máximo del árido: 30 mm

## 2. ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo  
Empuje en el trasdós: Activo

## 3. DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m  
Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m  
Enrase: Intradós  
Longitud del muro en planta: 6.00 m  
Sin juntas de retracción  
Tipo de cimentación: Zapata corrida

## 4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

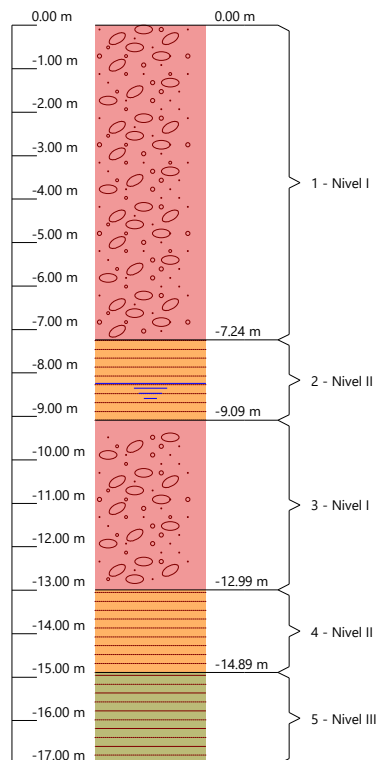
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %  
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %  
Evacuación por drenaje: 100 %  
Porcentaje de empuje pasivo: 100 %  
Cota empuje pasivo: 0.50 m  
Tensión admisible: 0.200 MPa  
Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.39  
Profundidad del nivel freático: 8.24 m



## ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Nivel I	0.00 m	Densidad aparente: 20.00 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 15.00 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 38.60 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.23 Pasivo intradós: 4.32
2 - Nivel II	-7.24 m	Densidad aparente: 20.10 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 15.20 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 29.90 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 2.99
3 - Nivel I	-9.09 m	Densidad aparente: 20.00 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 15.00 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 38.60 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.23 Pasivo intradós: 4.32
4 - Nivel II	-12.99 m	Densidad aparente: 20.10 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 15.20 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 29.90 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 2.99
5 - Nivel III	-14.89 m	Densidad aparente: 20.60 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 16.70 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 30.10 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup>	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.01

## 5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



## 6. GEOMETRÍA

### MURO

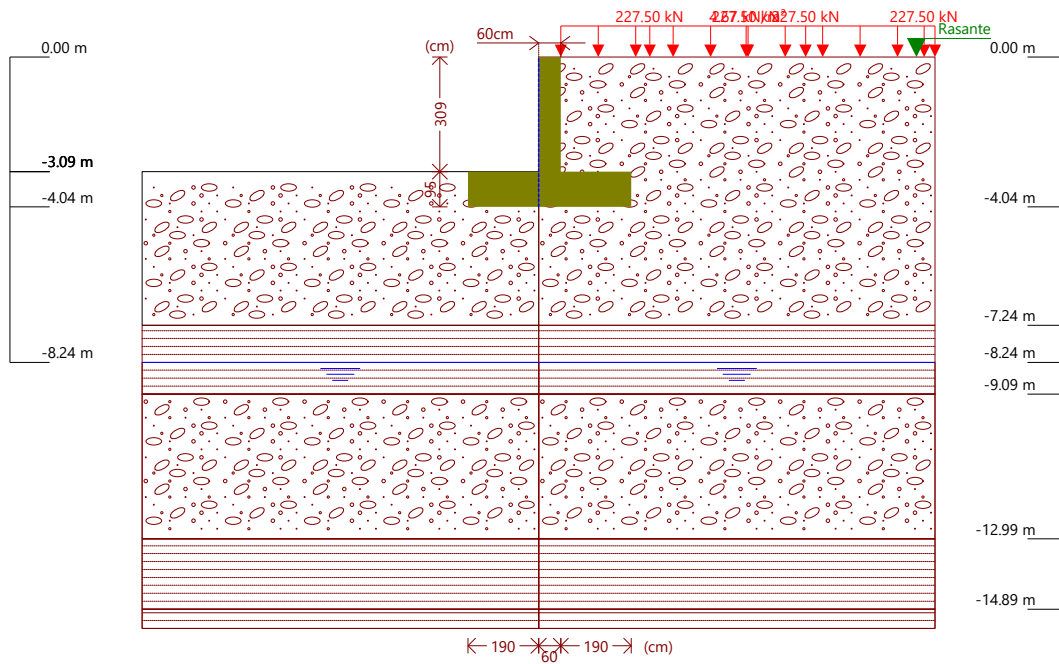
Altura: 3.09 m
Espesor superior: 60.0 cm
Espesor inferior: 60.0 cm



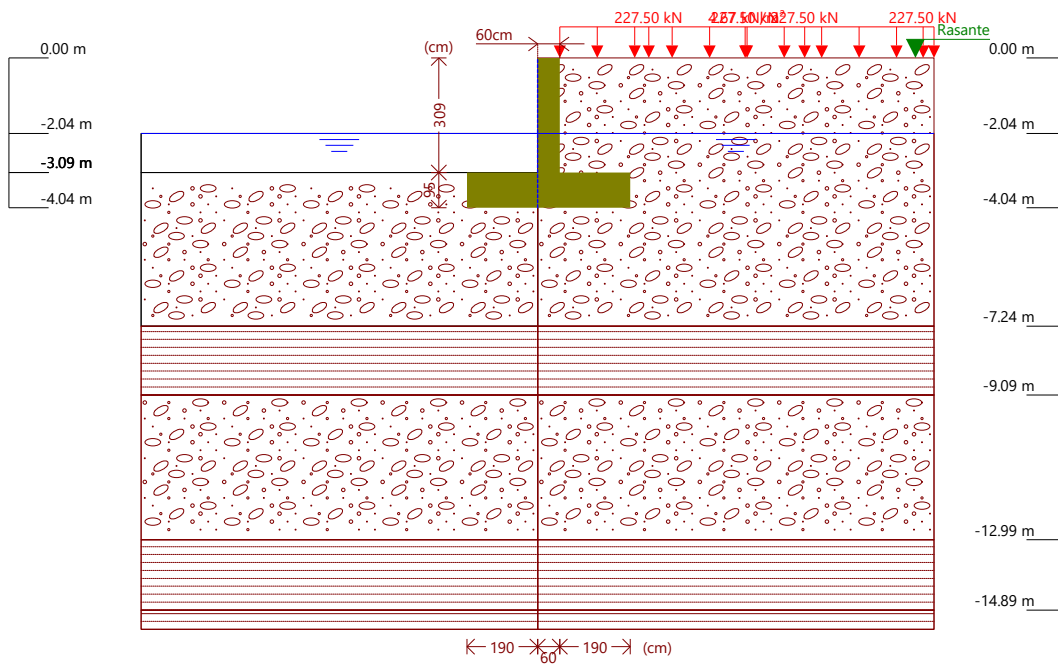
## ZAPATA CORRIDA

Con puntera y talón  
Canto: 95 cm  
Vuelos intradós / trasdós: 190.0 / 190.0 cm  
Hormigón de limpieza: 10 cm

### 7. ESQUEMA DE LAS FASES



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase: Trasdós	Con nivel freático trasdós hasta la cota: -8.24 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.24 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Fase: Trasdós Inundado	Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.04 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -2.04 m

## 8. CARGAS

### CARGAS EN EL TRASDÓS

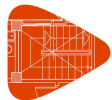
Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 4.67 kN/m <sup>2</sup>	Fase: Trasdós	Fase: Trasdós Inundado
Puntual	En superficie	Valor: 227.5 kN Ancho: 1.6 m Largo: 6 m Separación: 3 m	Fase: Trasdós	Fase: Trasdós Inundado
Puntual	En superficie	Valor: 227.5 kN Ancho: 1.6 m Largo: 6 m Separación: 5.6 m	Fase: Trasdós	Fase: Trasdós Inundado
Puntual	En superficie	Valor: 227.5 kN Ancho: 1.6 m Largo: 6 m Separación: 7.2 m	Fase: Trasdós	Fase: Trasdós Inundado
Puntual	En superficie	Valor: 227.5 kN Ancho: 1.6 m Largo: 6 m Separación: 10.4 m	Fase: Trasdós	Fase: Trasdós Inundado

## 9. RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

### FASE 1: FASE: TRASDÓS

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS



Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	0.00	0.00	0.00	1.08	0.00
-0.30	4.41	0.65	0.08	3.59	0.00
-0.61	8.98	2.41	0.52	7.97	0.00
-0.92	13.54	5.64	1.73	12.85	0.00
-1.23	18.10	10.31	4.16	17.07	0.00
-1.54	22.66	16.10	8.23	20.14	0.00
-1.85	27.22	22.68	14.23	22.12	0.00
-2.16	31.78	29.74	22.34	23.34	0.00
-2.47	36.35	37.11	32.70	24.14	0.00
-2.78	40.91	44.69	45.37	24.76	0.00
-3.09	45.47	52.45	60.42	25.33	0.00
Máximos	45.47 Cota: -3.09 m	52.45 Cota: -3.09 m	60.42 Cota: -3.09 m	25.33 Cota: -3.09 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	1.08 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

**CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS**

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.30	4.41	0.21	0.02	1.39	0.00
-0.61	8.98	0.86	0.18	2.83	0.00
-0.92	13.54	1.96	0.60	4.26	0.00
-1.23	18.10	3.50	1.44	5.70	0.00
-1.54	22.66	5.49	2.82	7.13	0.00
-1.85	27.22	7.93	4.89	8.57	0.00
-2.16	31.78	10.81	7.78	10.01	0.00
-2.47	36.35	14.13	11.63	11.44	0.00
-2.78	40.91	17.90	16.59	12.88	0.00
-3.09	45.47	22.12	22.78	14.31	0.00
Máximos	45.47 Cota: -3.09 m	22.12 Cota: -3.09 m	22.78 Cota: -3.09 m	14.31 Cota: -3.09 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

**FASE 2: FASE: TRASDÓS INUNDADO****CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS**

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	0.00	0.00	0.00	1.08	0.00
-0.30	4.41	0.65	0.08	3.59	0.00
-0.61	8.98	2.41	0.52	7.97	0.00
-0.92	13.54	5.64	1.73	12.85	0.00
-1.23	18.10	10.31	4.16	17.07	0.00
-1.54	22.66	16.10	8.23	20.14	0.00
-1.85	27.22	22.68	14.23	22.12	0.00



Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
-2.16	31.78	29.73	22.34	23.20	0.00
-2.47	36.35	37.00	32.68	23.64	0.00
-2.78	40.91	44.37	45.29	23.90	0.00
-3.09	45.47	51.81	60.20	24.12	0.00
Máximos	45.47 Cota: -3.09 m	51.81 Cota: -3.09 m	60.20 Cota: -3.09 m	24.12 Cota: -3.09 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	1.08 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

**CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS**

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.30	4.41	0.21	0.02	1.39	0.00
-0.61	8.98	0.86	0.18	2.83	0.00
-0.92	13.54	1.96	0.60	4.26	0.00
-1.23	18.10	3.50	1.44	5.70	0.00
-1.54	22.66	5.49	2.82	7.13	0.00
-1.85	27.22	7.93	4.89	8.57	0.00
-2.16	31.78	10.80	7.78	9.87	0.00
-2.47	36.35	14.02	11.62	10.94	0.00
-2.78	40.91	17.58	16.51	12.02	0.00
-3.09	45.47	21.48	22.56	13.10	0.00
Máximos	45.47 Cota: -3.09 m	21.48 Cota: -3.09 m	22.56 Cota: -3.09 m	13.10 Cota: -3.09 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

**10. COMBINACIONES****HIPÓTESIS**

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga

**COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS**

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.35	1.00	
3	1.00	1.50	
4	1.35	1.50	
5	1.00	1.00	1.50
6	1.35	1.00	1.50
7	1.00	1.50	1.50
8	1.35	1.50	1.50



## COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

## 11. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 663.6 kN/m Calculado: 78.6 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i> - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 28.4 cm Calculado: 28.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i> - Trasdós: - Intradós:	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i> - Trasdós (-3.09 m): - Intradós (-3.09 m):	Mínimo: 0.0016 Calculado: 0.00134 Calculado: 0.00134	No cumple No cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal &gt; 20% Cuantía vertical)</i> - Trasdós: - Intradós:	Calculado: 0.00111 Mínimo: 0.00025 Mínimo: 8e-005	Cumple Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.09 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00125	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.09 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00184 Calculado: 0.00125	No cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-3.09 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00043	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: - Intradós (-3.09 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00043	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i> - Trasdós, vertical: - Intradós, vertical:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 12.6 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i> - Armadura vertical Trasdós, vertical: - Armadura vertical Intradós, vertical:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		Cumple





Referencia: Muro: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 316.5 kN/m Calculado: 57.6 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.2 mm Calculado: 0 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.42 m Calculado: 0.45 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 50 cm Calculado: 15 cm	No cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 16 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 2.2 cm <sup>2</sup> Calculado: 2.2 cm <sup>2</sup>	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.09 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.09 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.09 m, Md: 90.63 kN·m/m, Nd: 45.47 kN/m, Vd: 78.68 kN/m, Tensión máxima del acero: 186.698 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -2.53 m		
Referencia: Zapata corrida: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 5.57	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.52	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 95 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0603 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0918 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Calculado: 10.05 cm <sup>2</sup> /m Mínimo: 1.69 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0.06 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 2.28 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 439.9 kN/m Calculado: 31.2 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 43 kN/m	Cumple



Referencia: Zapata corrida: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Longitud de anclaje:</b> <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i> <ul style="list-style-type: none"><li>- Arranque trasdós:</li><li>- Arranque intradós:</li><li>- Armado inferior trasdós (Patilla):</li><li>- Armado inferior intradós (Patilla):</li><li>- Armado superior trasdós (Patilla):</li><li>- Armado superior intradós:</li></ul>	Mínimo: 15 cm Calculado: 86.8 cm Mínimo: 17 cm Calculado: 86.8 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 16 cm Calculado: 50 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Recubrimiento:</b> <ul style="list-style-type: none"><li>- Lateral: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i></li></ul>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
<b>Diámetro mínimo:</b> <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i> <ul style="list-style-type: none"><li>- Armadura transversal inferior:</li><li>- Armadura longitudinal inferior:</li><li>- Armadura transversal superior:</li><li>- Armadura longitudinal superior:</li></ul>	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø16 Calculado: Ø16 Calculado: Ø16 Calculado: Ø16	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i> <ul style="list-style-type: none"><li>- Armadura transversal inferior:</li><li>- Armadura transversal superior:</li><li>- Armadura longitudinal inferior:</li><li>- Armadura longitudinal superior:</li></ul>	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> <ul style="list-style-type: none"><li>- Armadura transversal inferior:</li><li>- Armadura transversal superior:</li><li>- Armadura longitudinal inferior:</li><li>- Armadura longitudinal superior:</li></ul>	Mínimo: 10 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i> <ul style="list-style-type: none"><li>- Armadura longitudinal inferior:</li><li>- Armadura longitudinal superior:</li><li>- Armadura transversal inferior:</li><li>- Armadura transversal superior:</li></ul>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00105 Calculado: 0.00105 Calculado: 0.00105 Calculado: 0.00105	Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Cuantía mecánica mínima:</b> <ul style="list-style-type: none"><li>- Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i></li><li>- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i></li><li>- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i></li><li>- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i></li></ul>	Calculado: 0.00105 Mínimo: 0.00026 Mínimo: 0.00026 Mínimo: 0.00034 Mínimo: 0.00025	Cumple Cumple Cumple Cumple



Referencia: Zapata corrida: Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 64.83 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 87.23 kN·m/m		

## 12. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Estribo		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8	
Combinaciones sin sismo:		
- Fase: Trasdós: Coordenadas del centro del círculo (-1.10 m ; 2.63 m) - Radio: 7.59 m:	Calculado: 2.681	Cumple
- Fase: Trasdós Inundado: Coordenadas del centro del círculo (-1.10 m ; 2.96 m) - Radio: 7.92 m:	Calculado: 3.022	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

## **APÉNDICE 2: Sondeos Geotécnicos**

---



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)

EMPLAZAMIENTO SONDEO S1



INGEESTUDIOS		TRABAJOS GEOTECNIA Y GEOFÍSICA		Inc. (º): Vertical	Supervi.: Carlos Panadero Gar	Inicio							
		Sondeo: S1		P.K.:	Empresa: Ingeestudios	16-02-2022							
		Cliente: FGV		X UTM:	Sondista: David	Fin							
		Código: VIADUCTO ALGAR-ALTEA		Y UTM:	Máquina: TECOINSA TP-50	17-02-2022							
				Z UTM:	Fluido: Seco	1							
Profundidad (m)	Tipo de perforación	Revestimiento	Nivel de agua	Notas (ft)	Corte litológico	Descripción litológica	Profundidad inferior (m)	Espesor (m)	Recuperación (%)	SPT	Muestras/Ensayos		
											Tipo	Intervalo (m)	Resultados
0,0						Rellenos mezcla de restos antrópicos y suelos de aluvial con restos vegetales. Gravas con matriz limo arenosa	1,1						
1,5						Aluvial: gravas y cantos subredondeados con abundante matriz limo arenosa de color marrón claro-beige. Compacidad media-densa	3,05				SPT	1,3-1,9	8/20/25/29
4,5						Aluvial: limos arcillo arenosos de color gris beige a marrón claro de consistencia firme-rígida. Plásticos	1,85				TP	4,5-4,75	1/3/2/3
6,0						Aluvial: gravas y cantos subredondeados con abundante matriz limo arenosa de color marrón claro a beige. Compacidad media-densa	3,9				SPT	6,1-6,7	17/23/25/26
9,0						Aluvial: limos arcillo arenosos de color gris beige a marrón claro de consistencia firme-rígida. Plásticos	1,9				SPT	9,7-10,3	13/6/5/5
12,0						Triásico alterado-Cuaternario?: Limos arcillo arenosos de tonalidades gris beige a gris verdoso. De consistencia firme a rígida. Plásticos	3,2				MI	12,4-13	2/6/6/8
15,0											SPT	13,4-14	3/4/5/5

MI: Muestra Inalterada SPT: Muestra Standar MB: Muestra en bote TP: Testigo parafinado  
MA: Muestra de agua SPT(Ptz): SPT con punt LF: Lefranc



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



CAJA 3: DE 6,00 m A 9,00 m



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



CAJA 4: DE 9,00 m A 12,00 m



CAJA 5: DE 12,00 m A 15,00 m



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)

EMPLAZAMIENTO SONDEO S2



INGEOESTUDIOS		TRABAJOS GEOTECNIA Y GEOFÍSICA		Inc.(°): Vertical	Supervi.: Carlos Panadero Gar	Inicio							
		Sondeo: S2	P.K.:	X UTM:	Empresa: Ingeoestudios	16-02-2022							
		Cliente: FGV		Y UTM:	Sondista: David	Fin							
		Código: VIADUCTO ALGAR-ALTEA		Z UTM:	Máquina: TECOINSA TP-50	16-02-2022							
					Fluido: Seco	1							
Profundidad (m)	Tipo de perforación	Revestimiento	Nivel de agua	Notas (#)	Corte litológico	Descripción litológica	Profundidad inferior (m)	Espesor (m)	Recuperación (%)	SPT	Muestras/Ensayos		
											Tipo	Intervalo (m)	Resultados
0,0						Rellenos mezcla de restos antrópicos y suelos de aluvial con restos vegetales. Gravitas con matriz limo arenosa	1,3						
1,3							1,3				SPT	1,2-1,8	20/20/20/21
2,6											TB	2,5-2,9	
3,9													
4,52											AGUA	4,5-4,52	8/10/11/25
5,2	101BWV	113											
6,5						Aluvial: gravas y cantos subredondeados con abundante matriz limo arenosa. Compacidad media-densa. Mayor contenido de matriz a partir de 9,0 m. Color marrón claro-beige		11			TB	6,3-6,6	
7,8											SPT	6,6-7,2	25/45/42/50
9,1											SPT	9-9,6	22/29/12/21
10,4											TB	9,9-10,2	
11,7	88BWV										SPT	11,7-12,3	24/22/20/20
13,0													

MI: Muestra Inalterada SPT: Muestra Standar MB: Muestra en bote TP: Testigo parafinado  
MA: Muestra de agua SPT(Ptz): SPT con punt LF: Lef ranc



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



CAJA 1: DE 0,00 m A 3,00 m



CAJA 2: DE 3,00 m A 6,00 m



CAJA 3: DE 6,00 m A 9,00 m



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



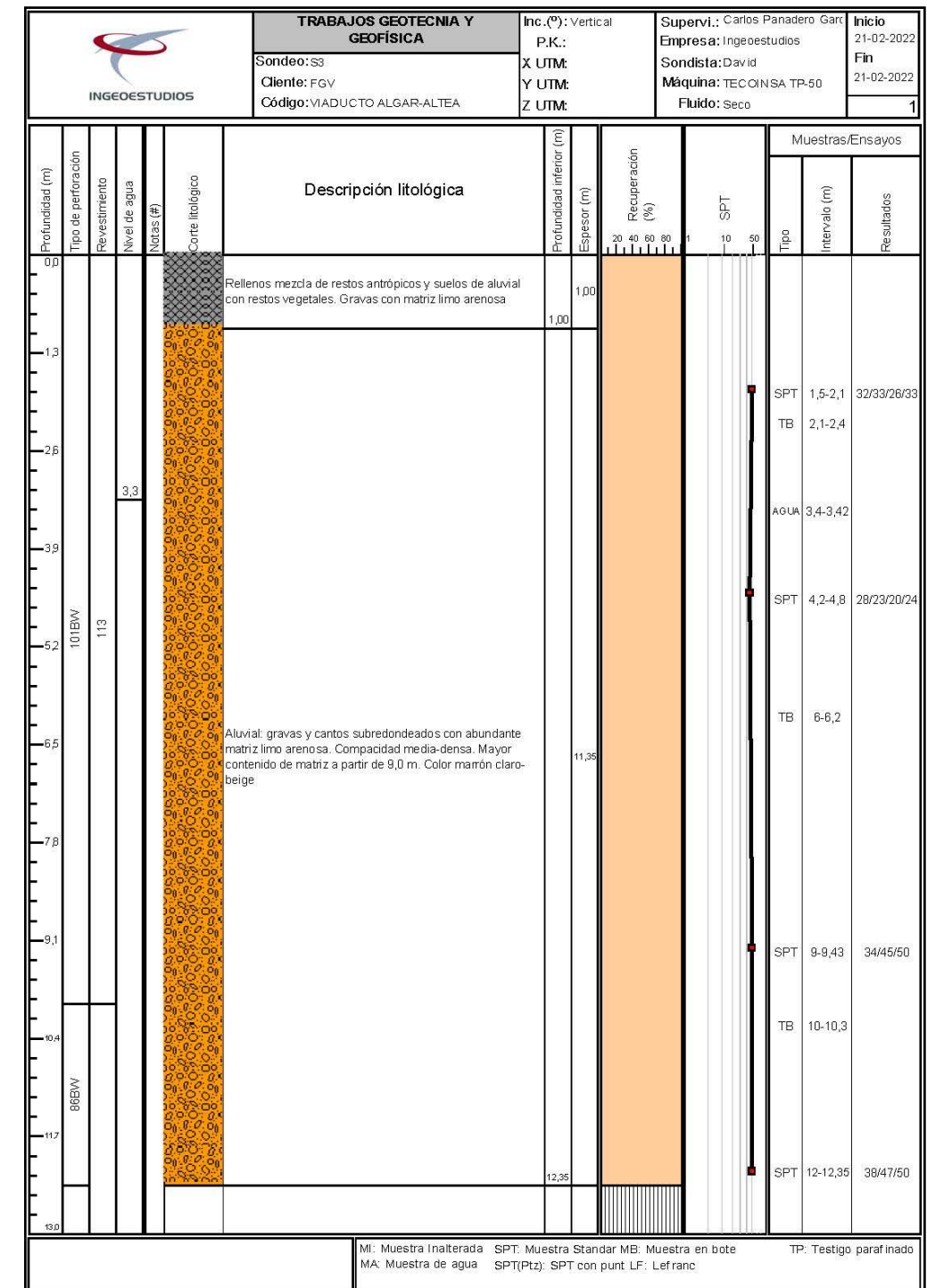
CAJA 4: DE 9,00 m A 12,30 m





Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)

EMPLAZAMIENTO SONDEO S3





Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



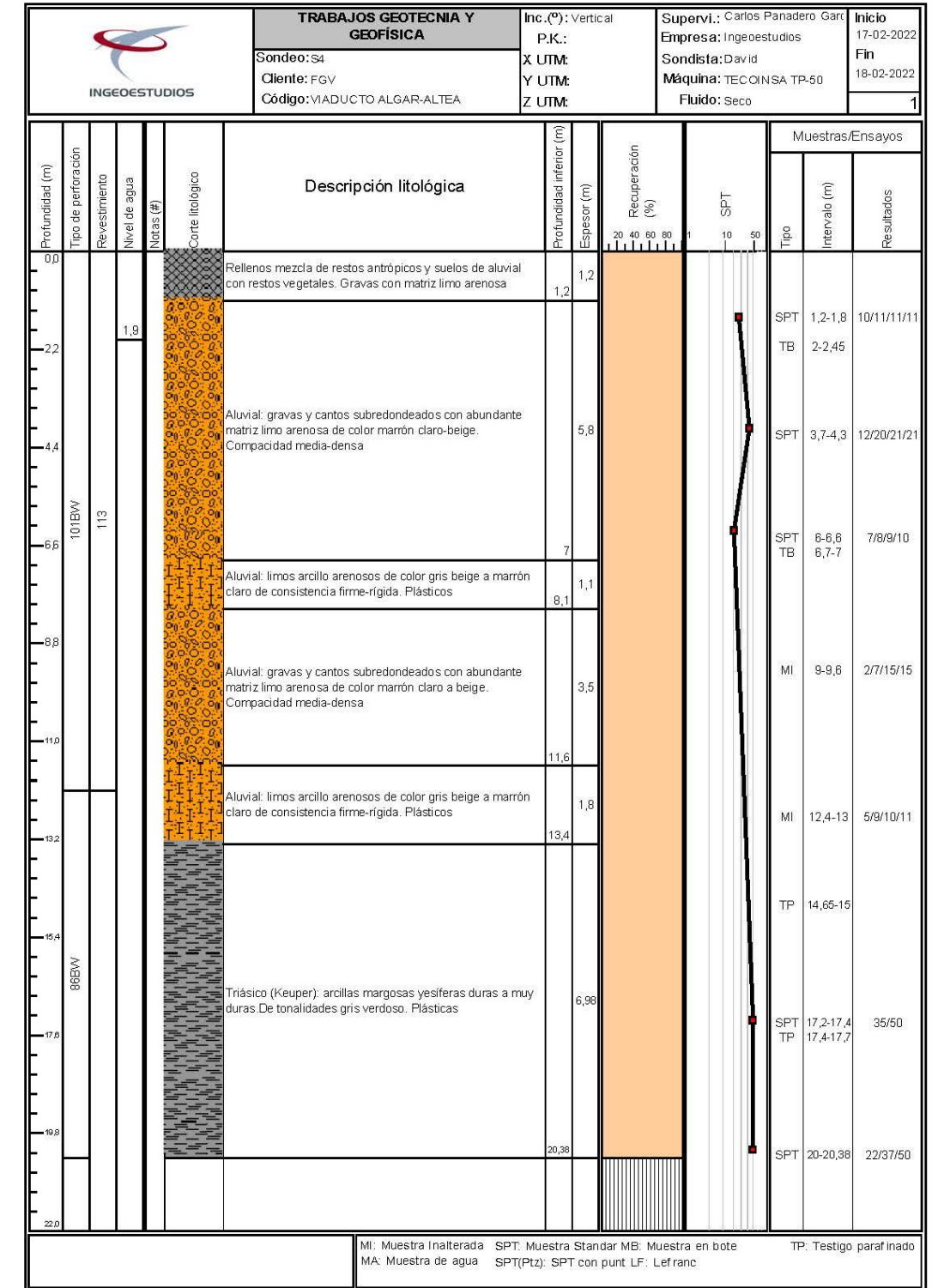
CAJA 4: DE 9,00 m A 12,35 m



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



EMPLAZAMIENTO SONDEO S4



MI: Muestra Inalterada SPT: Muestra Standar MB: Muestra en bote TP: Testigo parafinado  
MA: Muestra de agua SPT(Ptz): SPT con punt LF: Lefranc



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)





Rehabilitación Viaducto Algar (Altea-Alicante)



CAJA 7: DE 18,00 m A 20,38 m

## APÉNDICE 3: Ensayos de Laboratorio

---

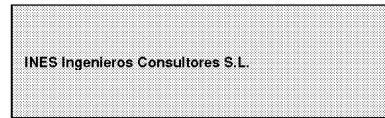
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicasdelsuelo@hotmail.com

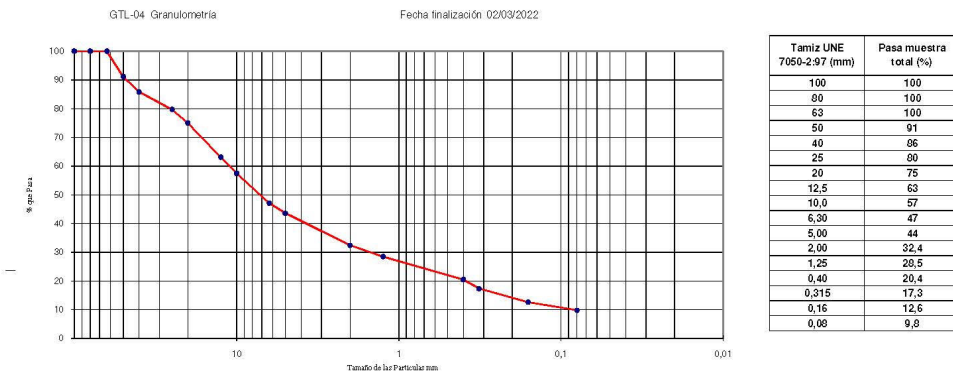
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/217	2022/179



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PETICIONARIO	INES Ingenieros Consultores S.L., Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta, 28006 - Madrid (Madrid)		
SOLOTAJANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML, SEGUN NLT 148/91		
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-1 2,10-2,40 m IMB
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 163
		REFER. PETICIONARIO	
		NÚMERO Y AÑO DE EDICIÓN	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CÓDIGO DEL ENSAYO	TÍTULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NÚMERO Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Delimitación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Delimitación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	01/03/2022	0
	Límite Plástico	01/03/2022	0
	Índice de Plasticidad	01/03/2022	No plástico

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL ÁREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchalo  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribó  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según decreto según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

AR-05 RV-00

Este acta de resultados solo afecta a los materiales o elementos sometidos a ensayo, y no deberá reproducirse total o parcialmente sin la aprobación por escrito del Laboratorio.

Página 1 de 1



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU

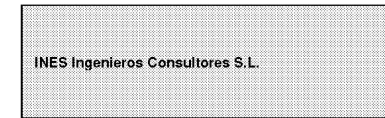


Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicasdelsuelo@hotmail.com

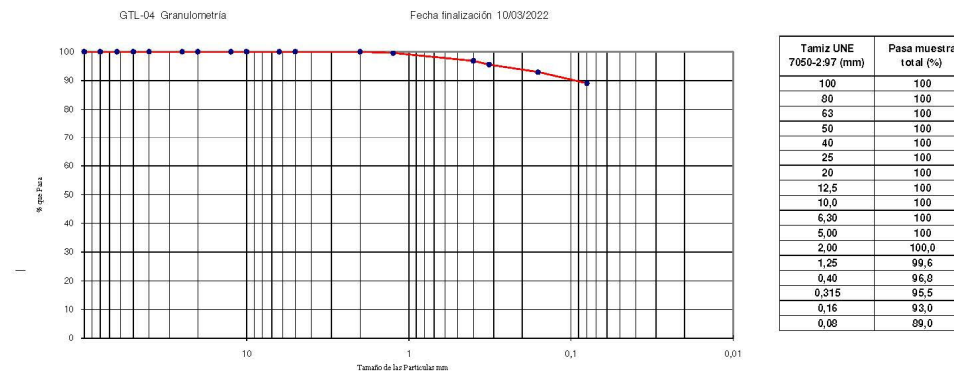
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/218	2022/180



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PETICIONARIO	INES Ingenieros Consultores S.L., Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta, 28006 - Madrid (Madrid)		
SOLOTAJANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML, SEGUN NLT 148/91		
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-1 4,50-4,75 m TP
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 163
		REFER. PETICIONARIO	
		NÚMERO Y AÑO DE EDICIÓN	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CÓDIGO DEL ENSAYO	TÍTULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NÚMERO Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Delimitación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Delimitación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	10/03/2022	32,4
	Límite Plástico	10/03/2022	18,4
	Índice de Plasticidad	10/03/2022	14,0

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL ÁREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchalo  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribó  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según decreto según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

AR-06 RV-00

Este acta de resultados solo afecta a los materiales o elementos sometidos a ensayo, y no deberá reproducirse total o parcialmente sin la aprobación por escrito del Laboratorio.

Página 1 de 1



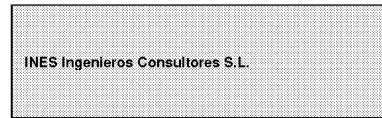
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicasdelsuelo@hotmail.com

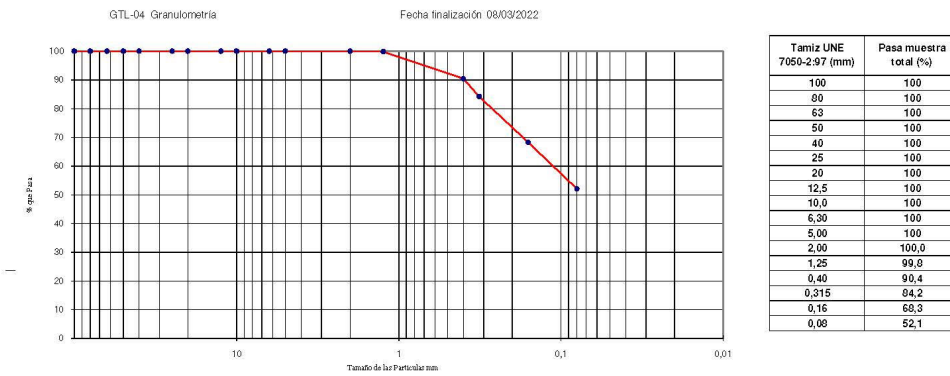
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/219	2022/181



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PERICIONARIO	INES Ingenieros Consultores S.L., Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta, 28006 - Madrid (Madrid)		
SOLOTAJANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML	SEGUN NLT 148/91	
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-1 T2,40-13,00 m M. Inalterada
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE REGISTRO MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 163
		REFER. SPETICIONARIO	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CODIGO DEL ENSAYO	TITULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NUMERO Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	07/03/2022	0
	Límite Plástico	07/03/2022	0
	Índice de Plasticidad	07/03/2022	No plástico

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a:

INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchalo  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribó  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según decreto según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

AR-05: RV-00

Este acta de resultados solo afecta a los materiales o elementos sometidos a ensayo, y no deberá reproducirse total o parcialmente sin la aprobación por escrito del Laboratorio.

Página 1 de 1



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU

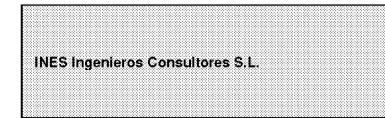


Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicasdelsuelo@hotmail.com

CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/221	2022/183



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PERICIONARIO	INES Ingenieros Consultores S.L., Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta, 28006 - Madrid (Madrid)		
SOLOTAJANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML	SEGUN NLT 148/91	
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-2 9,90-10,20 m MB
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE REGISTRO MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 162
		REFER. SPETICIONARIO	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CODIGO DEL ENSAYO	TITULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NUMERO Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	10/03/2022	0
	Límite Plástico	10/03/2022	0
	Índice de Plasticidad	10/03/2022	No plástico

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a:

INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchalo  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribó  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

AR-06: RV-00

Este acta de resultados solo afecta a los materiales o elementos sometidos a ensayo, y no deberá reproducirse total o parcialmente sin la aprobación por escrito del Laboratorio.

Página 1 de 1





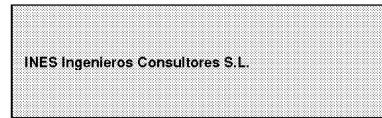
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicasselsuelo@hotmail.com

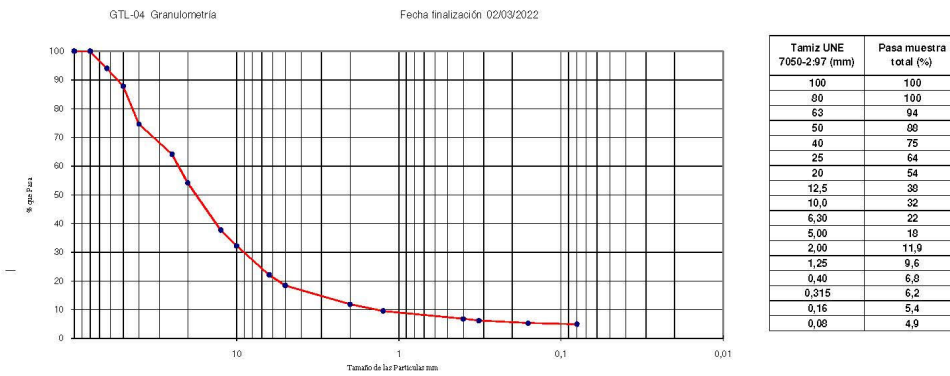
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/220	2022/182



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PERITONARIO	INES Ingenieros Consultores S.L., Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta, 28006 - Madrid (Madrid)		
SOLOTAJANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML, SEGUN NLT 148/91		
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-2 6.30-6.60 m MB
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE REGISTRO MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 162
		REFER. SPETICIONARIO	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CODIGO DEL ENSAYO	TITULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NUMERO, Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	01/03/2022	0
	Límite Plástico	01/03/2022	0
	Índice de Plasticidad	01/03/2022	No plástico

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchocho  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribó  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

AR-05: RV-00

Este acta de resultados solo afecta a los materiales o elementos sometidos a ensayo, y no deberá reproducirse total o parcialmente sin la aprobación por escrito del Laboratorio.

Página 1 de 1



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU

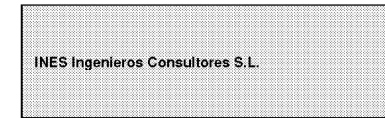


Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicasselsuelo@hotmail.com

CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/222	2022/184



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PERITONARIO	INES Ingenieros Consultores S.L., Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta, 28006 - Madrid (Madrid)		
SOLOTAJANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML, SEGUN NLT 148/91		
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-3 2,10-2,40 m MB
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE REGISTRO MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 164
		REFER. SPETICIONARIO	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CODIGO DEL ENSAYO	TITULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NUMERO, Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	04/03/2022	0
	Límite Plástico	04/03/2022	0
	Índice de Plasticidad	04/03/2022	No plástico

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchocho  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribó  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

AR-06: RV-00

Este acta de resultados solo afecta a los materiales o elementos sometidos a ensayo, y no deberá reproducirse total o parcialmente sin la aprobación por escrito del Laboratorio.

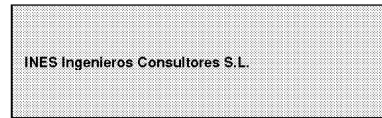
Página 1 de 1





TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicadelsuelo@hotmail.com

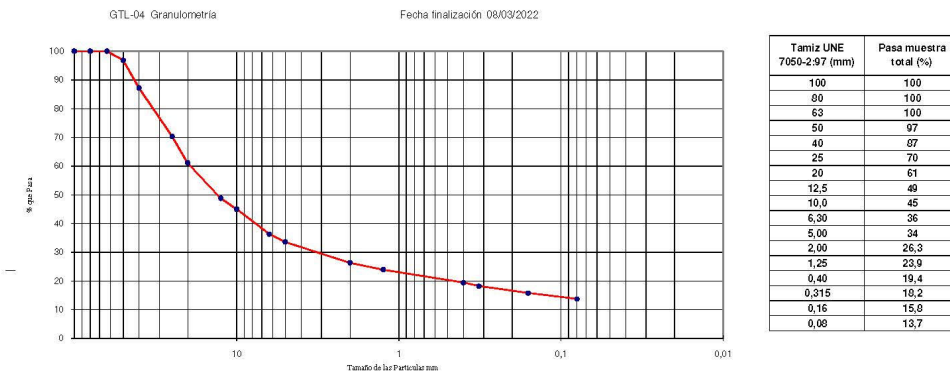
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/223	2022/185



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PROYECTANTE	INES Ingenieros Consultores S.L. Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta . 28006 - Madrid (Madrid)		
SOLOTAJANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML . SEGUN NLT 148/91		
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-3 10,00-10,30 m MB
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 164
		REFER. SPETICIONARIO	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CODIGO DEL ENSAYO	TITULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NUMERO Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	07/03/2022	0
	Límite Plástico	07/03/2022	0
	Índice de Plasticidad	07/03/2022	No plástico

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchoalo  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

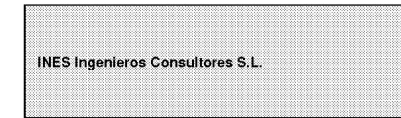
Fdo. Javier Moreno Ribó  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicadelsuelo@hotmail.com

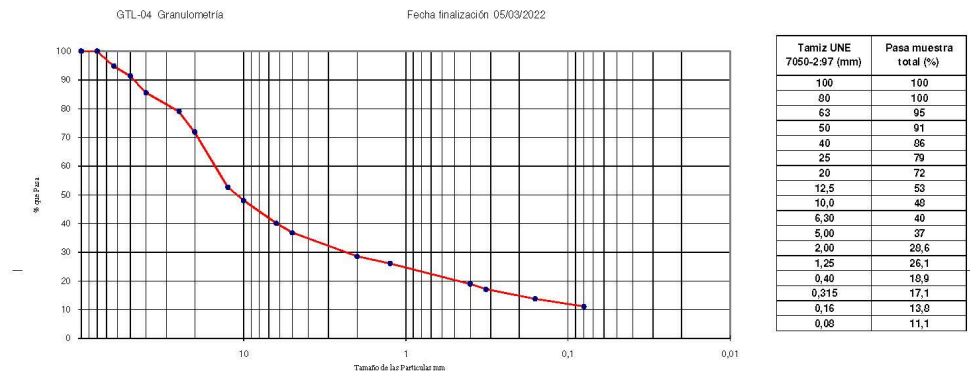
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/224	2022/186



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PROYECTANTE	INES Ingenieros Consultores S.L. Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta . 28006 - Madrid (Madrid)		
SOLOTAJANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML . SEGUN NLT 148/91		
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-4 2,00-2,45 m MB
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 165
		REFER. SPETICIONARIO	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CODIGO DEL ENSAYO	TITULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NUMERO Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	04/03/2022	0
	Límite Plástico	04/03/2022	0
	Índice de Plasticidad	04/03/2022	No plástico

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchoalo  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

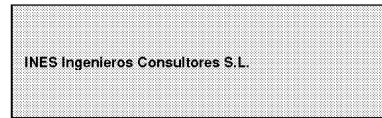
Fdo. Javier Moreno Ribó  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicasdelsuelo@hotmail.com

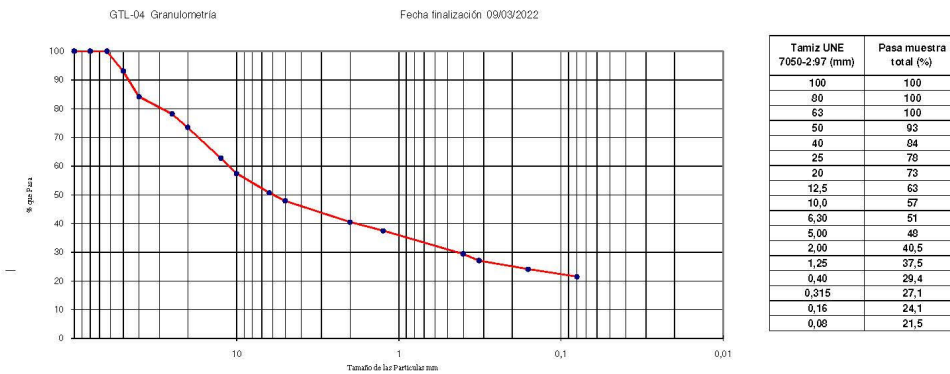
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/225	2022/187



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PROYECTANTE	INES Ingenieros Consultores S.L. Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta . 28006 - Madrid (Madrid)		
PROYECTANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML , SEGUN NLT 148/91		
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-4 6,70-7,00 m IMB
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE REGISTRO MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 165
		REFER. SP/PROYECTO	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CODIGO DEL ENSAYO	TITULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NUMERO Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	08/03/2022	0
	Límite Plástico	08/03/2022	0
	Índice de Plasticidad	08/03/2022	No plástico

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchocho  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

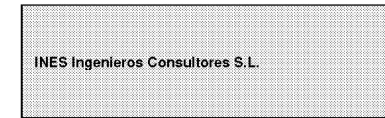
Fdo. Javier Moreno Ribá  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicasdelsuelo@hotmail.com

CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022/226	2022/188



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PROYECTANTE	INES Ingenieros Consultores S.L. Calle Núñez de Balboa Nº 120 3ª Planta . 28006 - Madrid (Madrid)		
PROYECTANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML , SEGUN NLT 148/91		
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA	SR-4 12,40-13,00 m M. Inalterada
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE REGISTRO MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 165
		REFER. SP/PROYECTO	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	CODIGO DEL ENSAYO	TITULO DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	NUMERO Y AÑO DE EDICIÓN
	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	10/03/2022	33,8
	Límite Plástico	10/03/2022	23,7
	Índice de Plasticidad	10/03/2022	10,1

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L.

Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchocho  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribá  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

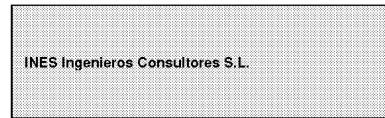
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicadelsuelo@hotmail.com

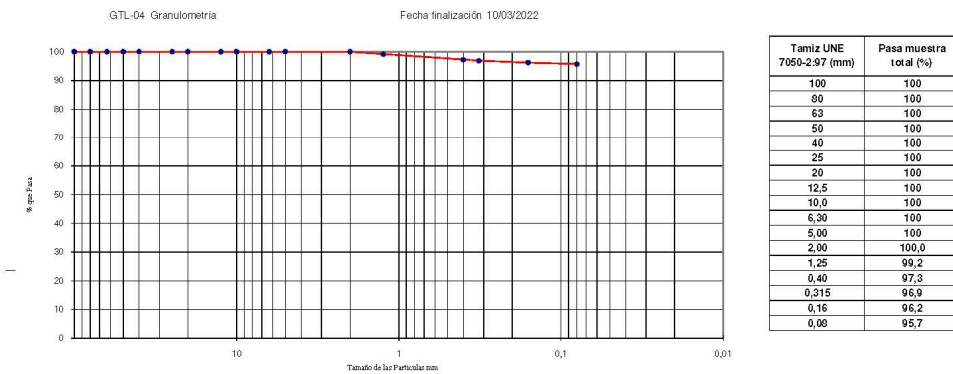
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022227	2022189



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PETICIONARIO	INES Ingenieros Consultores S.L. Calle Núñez de Balbóa Nº 120 3ª Planta . 28006 - Madrid (Madrid)		
BOLOTANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML	SEGUN NLT 148/91	
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA SR-4 14,65-15,00 m TP	
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 165
		REFER. SPETICIONARIO	
		NÚMERO Y AÑO DE EDICIÓN	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	10/03/2022	22,9
	Límite Plástico	10/03/2022	16,9
	Índice de Plasticidad	10/03/2022	6,0

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L. - Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchalo  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribá  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

AR-05 RV-00

Este acta de resultados solo afecta a los materiales o elementos sometidos a ensayo, y no deberá reproducirse total o parcialmente sin la aprobación por escrito del Laboratorio.

Página 1 de 1



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU

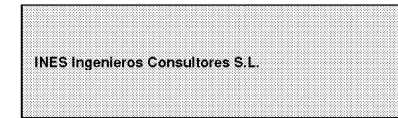


Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU



TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.L.  
Ampliación Polígono Industrial Tres Hermanas,  
C/ Fábrica de la Moneda 34-A, 03680 Aspe (Alicante).  
Teléfono y Fax: 96-5494945 e-mail: tecnicadelsuelo@hotmail.com

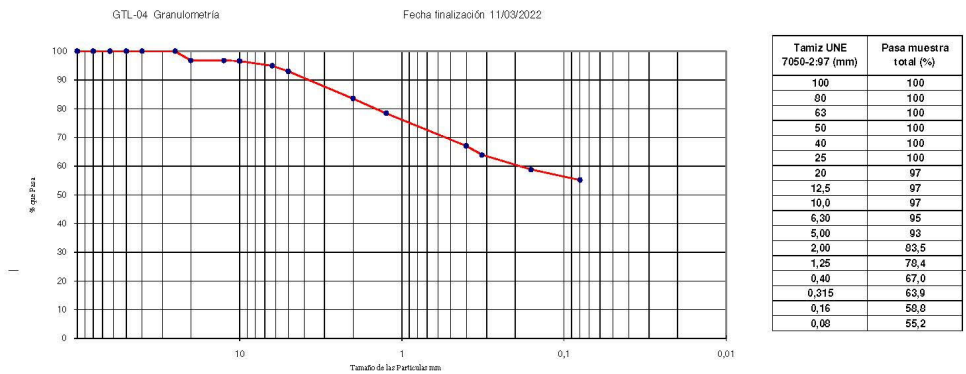
CÓD. PETIC.	CÓD. EXPIE.	CÓD. MUESTRA	CÓD. ACTA
1768	1884	2022228	2022190



INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PETICIONARIO	INES Ingenieros Consultores S.L. Calle Núñez de Balbóa Nº 120 3ª Planta . 28006 - Madrid (Madrid)		
BOLOTANTE ENSAYOS	INES Ingenieros Consultores S.L.		
MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD	ET	OBRA FACTORIA	Trabajos para rehabilitación estructural viaducto Algar PK54+557 -- 03550 - Altea (Alicante)
MODALIDAD DE MUESTREO	ML	SEGUN NLT 148/91	
MATERIAL	Suelo	DATOS COMPLEM. DE LA MUESTRA SR-4 17,40-17,70 m TP	
FECHA DE REGISTRO	11/03/2022	CANTIDAD	2 Kg
FECHA DE MUESTREO	22/02/2022	PROCEDENCIA MUESTRA	Proviene de la muestra 165
		REFER. SPETICIONARIO	
		NÚMERO Y AÑO DE EDICIÓN	
ENSAYOS QUE SE CONTEMPLAN EN ESTE ACTA	G-24	Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 103100 95
	G-02	Análisis granulométrico por tamizado	UNE 103101 95
	G-03	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande	UNE 103103 94
	G-03	Determinación del límite plástico de un suelo	UNE 103104 93

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS



Código ensayo	Resultado ensayo	Fecha finalización	Resultado
G-03	Límite Líquido	11/03/2022	26,1
	Límite Plástico	11/03/2022	19,7
	Índice de Plasticidad	11/03/2022	6,4

Datos complementarios a los ensayos:

Observaciones:

Información adicional:

Copias de este acta emitidas a: INES Ingenieros Consultores S.L. - Alicante, a 11 de marzo de 2022

DIRECTOR DEL AREA

Fdo. Carlos Aguilar Bronchalo  
Geólogo, nº colegiado 798



RESPONSABLE DE LOS ENSAYOS

Fdo. Javier Moreno Ribá  
Geólogo, nº colegiado 799

Laboratorio acreditado por declaración responsable según Decreto 410/210 e inscrito en el Registro General CTE con nº VAL-L-032

AR-06 RV-00

Este acta de resultados solo afecta a los materiales o elementos sometidos a ensayo, y no deberá reproducirse total o parcialmente sin la aprobación por escrito del Laboratorio.

Página 1 de 1



PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



P.I. Las Alayatas, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 095 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NUMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1329/2022	3318/2022	10101008

**PETICIONARIO:** (363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

**OBRA:** ENSAYOS DE LABORATORIO  
VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

**ENSAYOS REALIZADOS:** DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO MÉTODO DE LA BALANZA HIDROSTÁTICA (UNE 103301:1994; NLT 206:1991)

**DIRECCIÓN DE ENVÍO:** TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

**TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:** MODALIDAD: Muestreado por peticionario NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---  
FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22 RECEPCIONADO POR: ---  
IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-1. M. INALTERADA 12.40-13.00 m  
PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854  
FECHA INICIO DE ENSAYO: 14/03/2022 FECHA FIN DE ENSAYO: 15/03/2022 ENSAYADO POR: PATRICIA FERNÁNDEZ  
RESULTADOS DE ENSAYOS:

VOLUMEN DE LA MUESTRA (cm <sup>3</sup> )	98.82
MASA DE LA MUESTRA HÚMEDA (g)	202.35
MASA DE LA MUESTRA SECA (g)	164.65

DENSIDAD HÚMEDA: 2.05 g/cm<sup>3</sup>

DENSIDAD SECA: 1.67 g/cm<sup>3</sup>

HUMEDAD: 22.9 %

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ  
GEÓLOGO

CÉSAR DOMENECH MORANTE  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV 0



P.I. Las Alayatas, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 095 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NUMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1328/2022	3360/2022	10104004

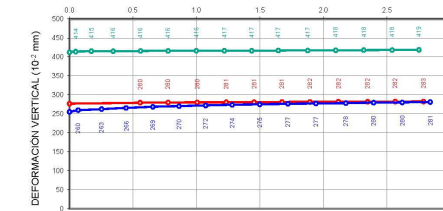
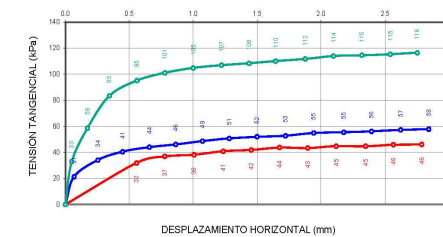
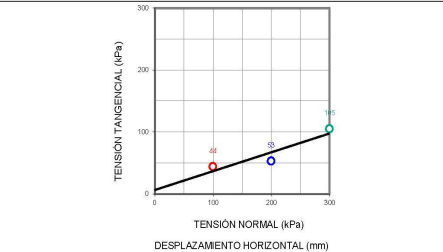
**PETICIONARIO:** (363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

**OBRA:** ENSAYOS DE LABORATORIO  
VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

**ENSAYOS REALIZADOS:** DETERMINACIÓN DE LOS PARAMETROS RESISTENTES AL ESFUERZO CORTANTE DE UNA MUESTRA DE SUELO EN LA CAJA DE CORTE DIRECTO (UNE 103401:1998)

**DIRECCIÓN DE ENVÍO:** TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

**TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:** MODALIDAD: Muestreado por peticionario NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---  
FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22 RECEPCIONADO POR: ---  
IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-1. TESTIGO PLASTIFICADO 4.50-4.75 m  
PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854  
FECHA INICIO DE ENSAYO: 14/03/2022 FECHA FIN DE ENSAYO: 16/03/2022 ENSAYADO POR: PATRICIA FERNÁNDEZ  
RESULTADOS DE ENSAYOS:



TIPO DE ENSAYO: Consolidado, No drenado (CU)  
VELOCIDAD DE CORTE: 0.500 mm/min

Trazo rojo	Probeta Nº 1: Tensión Normal 100 kPa
Trazo azul	Probeta Nº 2: Tensión Normal 200 kPa
Trazo verde	Probeta Nº 3: Tensión Normal 300 kPa

Peso específico de partículas: 2.650

Probeta Nº	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )		HUMEDAD (%)	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1.52	1.71	28.4	27.4
2	1.46	1.63	31.2	29.8
3	1.46	1.75	33.4	30.4

Probeta Nº	Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> )		e <sub>0</sub>		e	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1.95	2.18	0.743	0.549		
2	1.92	2.12	0.810	0.624		
3	1.95	2.28	0.817	0.516		

e<sub>0</sub>: índice de huecos inicial; e: índice de huecos final

Probeta Nº	Grado de saturación %	
	INICIAL	FINAL
1	Saturado	Saturado
2	Saturado	Saturado
3	Saturado	Saturado

ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO: 17.0 °

COHESIÓN: 6 kPa

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ  
GEÓLOGO

CÉSAR DOMENECH MORANTE  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV 0



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU



Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU



PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



P.I. Las Alayatas, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 095 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NUMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1328/2022	3317/2022	10101008

**PETICIONARIO:** (363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

**OBRA:** ENSAYOS DE LABORATORIO  
VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

**ENSAYOS REALIZADOS:** DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO MÉTODO DE LA BALANZA HIDROSTÁTICA (UNE 103301:1994; NLT 206:1991)

**DIRECCIÓN DE ENVÍO:** TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

**TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:** MODALIDAD: Muestreado por peticionario NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---  
FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22 RECEPCIONADO POR: ---  
IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-1. TESTIGO PLASTIFICADO 4.50-4.75 m  
PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854  
FECHA INICIO DE ENSAYO: 14/03/2022 FECHA FIN DE ENSAYO: 15/03/2022 ENSAYADO POR: PATRICIA FERNÁNDEZ

VOLUMEN DE LA MUESTRA (cm <sup>3</sup> )	149.83
MASA DE LA MUESTRA HÚMEDA (g)	295.73
MASA DE LA MUESTRA SECA (g)	228.01

DENSIDAD HÚMEDA: 1.97 g/cm<sup>3</sup>

DENSIDAD SECA: 1.52 g/cm<sup>3</sup>

HUMEDAD: 29.7 %

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ  
GEÓLOGO

CÉSAR DOMENECH MORANTE  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV 0



P.I. Las Alayatas, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 095 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NUMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1329/2022	3352/2022	10104004

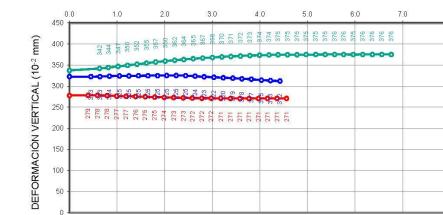
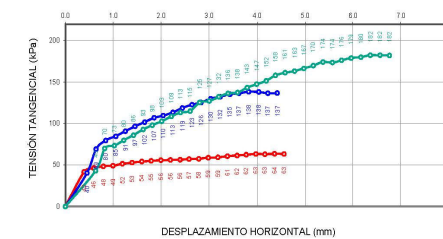
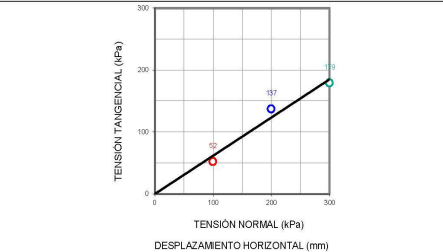
**PETICIONARIO:** (363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

**OBRA:** ENSAYOS DE LABORATORIO  
VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

**ENSAYOS REALIZADOS:** DETERMINACIÓN DE LOS PARAMETROS RESISTENTES AL ESFUERZO CORTANTE DE UNA MUESTRA DE SUELO EN LA CAJA DE CORTE DIRECTO (UNE 103401:1998)

**DIRECCIÓN DE ENVÍO:** TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

**TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:** MODALIDAD: Muestreado por peticionario NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---  
FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22 RECEPCIONADO POR: ---  
IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-1. M. INALTERADA 12.40-13.00 m  
PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854  
FECHA INICIO DE ENSAYO: 14/03/2022 FECHA FIN DE ENSAYO: 16/03/2022 ENSAYADO POR: PATRICIA FERNÁNDEZ



TIPO DE ENSAYO: Consolidado, No drenado (CU)  
VELOCIDAD DE CORTE: 0.500 mm/min

Trazo rojo	Probeta Nº 1: Tensión Normal 100 kPa
Trazo azul	Probeta Nº 2: Tensión Normal 200 kPa
Trazo verde	Probeta Nº 3: Tensión Normal 300 kPa

Peso específico de partículas: 2.650

Probeta Nº	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )		HUMEDAD (%)	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
1	1.67	1.88	23.6	20.0
2	1.61	1.85	26.0	20.3
3	1.63	1.89	25.2	20.2

Probeta Nº	Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> )		e <sub>0</sub>	e
	INICIAL	FINAL		
1	2.06	2.25	0.590	0.413
2	2.03	2.23	0.643	0.429
3	2.04	2.27	0.624	0.404

e<sub>0</sub>: índice de huecos inicial; e: índice de huecos final

Probeta Nº	Grado de saturación %	
	INICIAL	FINAL
1	Saturado	Saturado
2	Saturado	Saturado
3	Saturado	Saturado

ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO: 31,6 °

COHESIÓN: 0 kPa

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ  
GEÓLOGO

CÉSAR DOMENECH MORANTE  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV 0



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU



Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU



PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



P.I. Las Alayías, Buzón 20220  
C/Del Florín, Parcela R1/R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 085 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1335/2022	3329/2022	10301002

PETICIONARIO:

(363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

ENSAYOS REALIZADOS:

DURABILIDAD DEL HORMIGÓN. AGUAS DE AMASADO Y AGUAS AGRESIVAS. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO EN IÓN SULFATO (UNE 83956:2008)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:

MODALIDAD: Muestreado por peticionario

FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22

IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL:

LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-2. EMBOTELLADA A 4.50 m DE PROFUNDIDAD

PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854

FECHA INICIO DE ENSAYO: 14/03/2022

RESULTADOS DE ENSAYOS:

OBRA:

ENSAYOS DE LABORATORIO

VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

DIRECCIÓN DE ENVÍO:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---

RECEPCIONADO POR: ---

ENSAYADO POR: IVON MANZANO NAVARRO

	DETERMINACIÓN	
	Nº 1	Nº 2
Volumen analizado V (ml)	100.0	100.0
Masa de precipitado de BaSO <sub>4</sub> m <sub>4</sub> (g)	0.1174	0.1142
Contenido de SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	483	470

CONTENIDO MEDIO EN SULFATO SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> = 477 mg/l

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

En Alicante, a 16 de marzo de 2022

Documento firmado electrónicamente por:

JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ  
GEÓLOGO

CÉSAR DOMENECH MORANTE  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV 0



P.I. Las Alayías, Buzón 20220  
C/Del Florín, Parcela R1/R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 085 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1336/2022	3330/2022	10301002

PETICIONARIO:

(363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

ENSAYOS REALIZADOS:

DURABILIDAD DEL HORMIGÓN. AGUAS DE AMASADO Y AGUAS AGRESIVAS. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO EN IÓN SULFATO (UNE 83956:2008)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:

MODALIDAD: Muestreado por peticionario

FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22

IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL:

LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-3. EMBOTELLADA A 3.40 m DE PROFUNDIDAD

PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854

FECHA INICIO DE ENSAYO: 14/03/2022

RESULTADOS DE ENSAYOS:

OBRA:

ENSAYOS DE LABORATORIO

VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

DIRECCIÓN DE ENVÍO:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---

RECEPCIONADO POR: ---

ENSAYADO POR: IVON MANZANO NAVARRO

	DETERMINACIÓN	
	Nº 1	Nº 2
Volumen analizado V (ml)	100.0	100.0
Masa de precipitado de BaSO <sub>4</sub> m <sub>4</sub> (g)	0.1086	0.1082
Contenido de SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	447	445

CONTENIDO MEDIO EN SULFATO SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> = 446 mg/l

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

En Alicante, a 16 de marzo de 2022

Documento firmado electrónicamente por:

JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ  
GEÓLOGO

CÉSAR DOMENECH MORANTE  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV 0



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU



Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU



PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



P.I. Las Abalayas, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 085 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1332/2022	3328/2022	10104001

PETICIONARIO: (363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L. OBRA: ENSAYOS DE LABORATORIO

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200  
VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

ENSAYOS REALIZADOS: DIRECCIÓN DE ENVÍO: TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

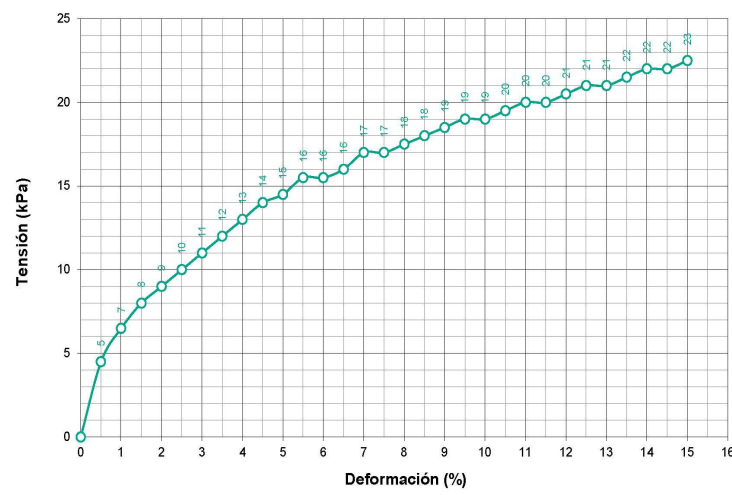
ENSAYO DE ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO (UNE 103400:1993; NLT 202:1991)  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD: MODALIDAD: Muestreado por peticionario NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---  
FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22 RECEPCIONADO POR: ---  
IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-4, M. INALTERADA 12.40-13.00 m  
PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854  
FECHA INICIO DE ENSAYO: 15/03/2022 FECHA FIN DE ENSAYO: 16/03/2022 ENSAYADO POR: PATRICIA FERNÁNDEZ  
RESULTADOS DE ENSAYOS:

DIÁMETRO (cm.):	5,87
ALTURA (cm.):	12,50
HUMEDAD (%):	32,4
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm <sup>3</sup> ):	2,01
DENSIDAD SECA (g/cm <sup>3</sup> ):	1,52

TENSIÓN DE ROTURA: 23 kPa

DEFORMACIÓN DE ROTURA: 15,0 %



OBSERVACIONES: Tensión aproximada a 0,5 kPa. Deformación aproximada a 0,5 %

COPIAS ENVIADAS A: En Alicante, a 16 de marzo de 2022  
Documento firmado electrónicamente por:  
TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR  
JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ  
GEÓLOGO  
CÉSAR DOMENECH MORANTE  
GEÓLOGO  
Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051



P.I. Las Abalayas, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 085 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1332/2022	3327/2022	10101008

PETICIONARIO: (363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L. OBRA: ENSAYOS DE LABORATORIO

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200  
VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

ENSAYOS REALIZADOS: DIRECCIÓN DE ENVÍO: TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO MÉTODO DE LA BALANZA HIDROSTÁTICA (UNE 103301:1994; NLT 206:1991)  
AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD: MODALIDAD: Muestreado por peticionario NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---  
FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22 RECEPCIONADO POR: ---  
IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-4, M. INALTERADA 12.40-13.00 m  
PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854  
FECHA INICIO DE ENSAYO: 15/03/2022 FECHA FIN DE ENSAYO: 16/03/2022 ENSAYADO POR: PATRICIA FERNÁNDEZ  
RESULTADOS DE ENSAYOS:

VOLUMEN DE LA MUESTRA (cm <sup>3</sup> )	85,92
MASA DE LA MUESTRA HÚMEDA (g)	168,75
MASA DE LA MUESTRA SECA (g)	127,45

DENSIDAD HÚMEDA: 1,96 g/cm<sup>3</sup>

DENSIDAD SECA: 1,48 g/cm<sup>3</sup>

HUMEDAD: 32,4 %

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A: En Alicante, a 16 de marzo de 2022  
Documento firmado electrónicamente por:  
TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR  
JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ  
GEÓLOGO  
CÉSAR DOMENECH MORANTE  
GEÓLOGO  
Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU



Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU





PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



P.I. Las Alayías, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 916 - Fax 965 095 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1333/2022	3363/2022	10104001

PETICIONARIO: <b>(363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.</b> AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A 03680 - ASPE CIF: ESB54167200	OBRA: <b>ENSAYOS DE LABORATORIO</b> VARIAS LOCALIDADES - VARIAS LOCALIDADES
ENSAYOS REALIZADOS:	DIRECCIÓN DE ENVÍO: <b>TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.</b>

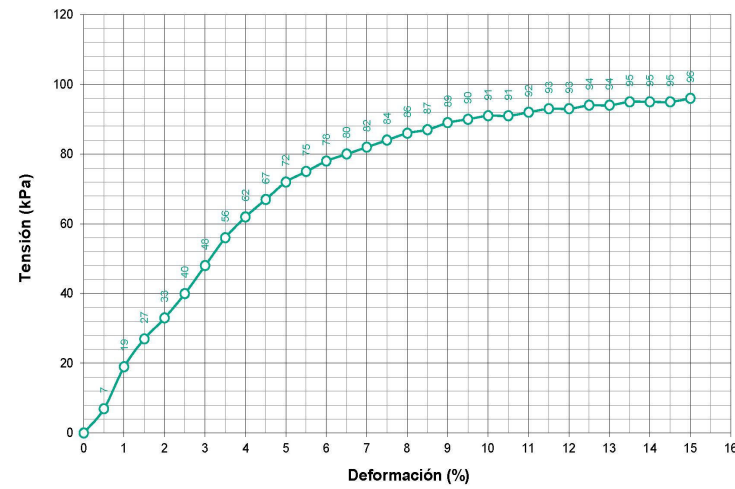
**ENSAYO DE ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO (UNE 103400:1993; NLT 202:1991)**

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD: MODALIDAD: Muestreado por peticionario FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22 IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-4. TESTIGO PLASTIFICADO 14.65-15.00 m PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854 FECHA INICIO DE ENSAYO: 15/03/2022 RESULTADOS DE ENSAYOS:	NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: --- RECEPCIONADO POR: --- FECHA FIN DE ENSAYO: 17/03/2022 ENSAYADO POR: PATRICIA FERNÁNDEZ
---	--

DIÁMETRO (cm.):	7.31
ALTURA (cm.):	14.68
HUMEDAD (%):	21.9
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm <sup>3</sup> ):	2.06
DENSIDAD SECA (g/cm <sup>3</sup> ):	1.69

<b>TENSIÓN DE ROTURA: 96 kPa</b>
<b>DEFORMACIÓN DE ROTURA: 15.0 %</b>



OBSERVACIONES:  
Tensión aproximada a 1 kPa. Deformación aproximada a 0.5 %

COPIAS ENVIADAS A:  
TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

En Alicante, a 17 de marzo de 2022  
Documento firmado electrónicamente por:  
**JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ** GEÓLOGO  
**CÉSAR DOMENECH MORANTE** GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV.0



P.I. Las Alayías, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 916 - Fax 965 095 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1334/2022	3364/2022	10104001

PETICIONARIO: <b>(363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.</b> AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A 03680 - ASPE CIF: ESB54167200	OBRA: <b>ENSAYOS DE LABORATORIO</b> VARIAS LOCALIDADES - VARIAS LOCALIDADES
ENSAYOS REALIZADOS:	DIRECCIÓN DE ENVÍO: <b>TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.</b>

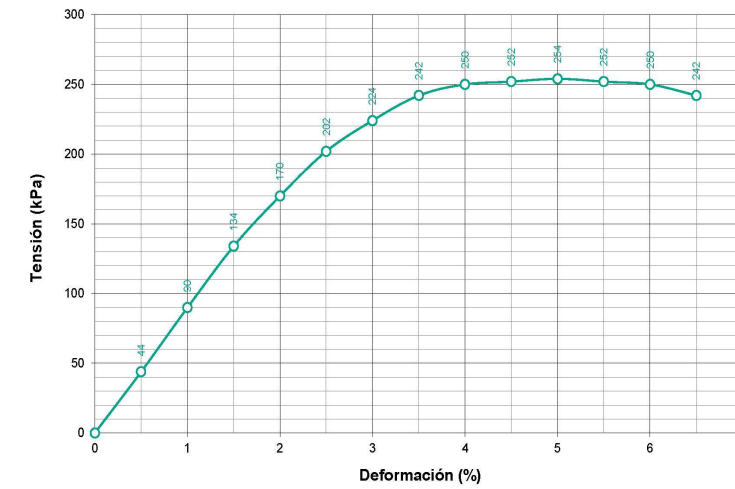
**ENSAYO DE ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO (UNE 103400:1993; NLT 202:1991)**

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD: MODALIDAD: Muestreado por peticionario FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22 IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-4. TESTIGO PLASTIFICADO 17.40-17.70 m PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854 FECHA INICIO DE ENSAYO: 15/03/2022 RESULTADOS DE ENSAYOS:	NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: --- RECEPCIONADO POR: --- FECHA FIN DE ENSAYO: 17/03/2022 ENSAYADO POR: PATRICIA FERNÁNDEZ
---	--

DIÁMETRO (cm.):	7.38
ALTURA (cm.):	11.63
HUMEDAD (%):	12.9
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm <sup>3</sup> ):	2.02
DENSIDAD SECA (g/cm <sup>3</sup> ):	1.79

<b>TENSIÓN DE ROTURA: 254 kPa</b>
<b>DEFORMACIÓN DE ROTURA: 5.0 %</b>



OBSERVACIONES:  
Tensión aproximada a 2 kPa. Deformación aproximada a 0.5 %

COPIAS ENVIADAS A:  
TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

En Alicante, a 17 de marzo de 2022  
Documento firmado electrónicamente por:  
**JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ** GEÓLOGO  
**CÉSAR DOMENECH MORANTE** GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV.0



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU



Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU



PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



P.I. Las Atalayas, Buzón 20220  
C/ Del Florín, Parcela R1/R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 085 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1327/2022	3179/2022	10106004

PETICIONARIO:

(363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

ENSAYOS REALIZADOS:

**DURABILIDAD DEL HORMIGÓN.  
SUELOS AGRESIVOS.  
DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO EN IÓN SULFATO.  
(UNE 83963:2008; UNE 83963 ERRATUM:2011)**

OBRA:

ENSAYOS DE LABORATORIO

VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

DIRECCIÓN DE ENVÍO:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:

MODALIDAD: Muestreo por peticionario

NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---

FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22

RECEPCIONADO POR: ---

IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL:

LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-1.MB 2.10-2.40 m

PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854

FECHA INICIO DE ENSAYO: 09/03/2022

FECHA FIN DE ENSAYO: 10/03/2022

ENSAYADO POR: SARAI GADEA VARONA

RESULTADOS DE ENSAYOS:

CONTENIDO EN SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> DE LA MUESTRA ANALIZADA (mg/kg)	
DETERMINACIÓN Nº1	249
DETERMINACIÓN Nº2	240
<b>VALOR MEDIO</b>	<b>245</b>

CONTENIDO EN SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> DE LA MUESTRA ORIGINAL (mg/kg)	
DETERMINACIÓN Nº1	72
DETERMINACIÓN Nº2	69
<b>VALOR MEDIO</b>	<b>70</b>

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

En Alicante, a 11 de marzo de 2022

Documento firmado electrónicamente por:

**JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ**  
GEÓLOGO

**CÉSAR DOMENECH MORANTE**  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV 0



P.I. Las Atalayas, Buzón 20220  
C/ Del Florín, Parcela R1/R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 085 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1331/2022	3181/2022	10106004

PETICIONARIO:

(363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

ENSAYOS REALIZADOS:

**DURABILIDAD DEL HORMIGÓN.  
SUELOS AGRESIVOS.  
DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO EN IÓN SULFATO.  
(UNE 83963:2008; UNE 83963 ERRATUM:2011)**

OBRA:

ENSAYOS DE LABORATORIO

VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

DIRECCIÓN DE ENVÍO:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:

MODALIDAD: Muestreo por peticionario

NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---

FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22

RECEPCIONADO POR: ---

IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL:

LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-3. MB 10.00-10.30 m

PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854

FECHA INICIO DE ENSAYO: 09/03/2022

FECHA FIN DE ENSAYO: 10/03/2022

ENSAYADO POR: SARAI GADEA VARONA

RESULTADOS DE ENSAYOS:

CONTENIDO EN SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> DE LA MUESTRA ANALIZADA (mg/kg)	
DETERMINACIÓN Nº1	269
DETERMINACIÓN Nº2	267
<b>VALOR MEDIO</b>	<b>268</b>

CONTENIDO EN SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> DE LA MUESTRA ORIGINAL (mg/kg)	
DETERMINACIÓN Nº1	119
DETERMINACIÓN Nº2	118
<b>VALOR MEDIO</b>	<b>118</b>

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

En Alicante, a 11 de marzo de 2022

Documento firmado electrónicamente por:

**JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ**  
GEÓLOGO

**CÉSAR DOMENECH MORANTE**  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

HOJA 1 DE 1

REV 0



Operación financiada por la Unión Europea a través de los Fondos Next Generation EU



Plan de Recuperación, Transformación y Resiliencia



PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALGAR EN EL TRAMO GARGANES – CAP NEGERT DE LA LÍNEA 9 DE LA RED TRAM DE ALICANTE  
DOCUMENTO Nº 1. MEMORIA Y ANEJOS

ANEJO N.º 5: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



Pl. Les Atalayas, Buzón 20220  
C/ Del Florin, Parcela R-1-R14, Nave 23  
C.P. 03114, ALICANTE  
imasalab@imasalab.es  
Tel. 965 114 816 - Fax 965 085 950

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO

REFERENCIA	COD. MUESTRA O ACTIVIDAD	NÚMERO DE INFORME	CÓDIGO TARIFA
106825/LA	1330/2022	3180/2022	10106004

PETICIONARIO:

(363) TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
CIF: ESB54167200

ENSAYOS REALIZADOS:

**DURABILIDAD DEL HORMIGÓN.  
SUELOS AGRESIVOS.  
DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO EN IÓN SULFATO.  
(UNE 83963:2008; UNE 83963 ERRATUM:2011)**

OBRA:

ENSAYOS DE LABORATORIO

VARIAS LOCALIDADES  
- VARIAS LOCALIDADES

DIRECCIÓN DE ENVÍO:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.

AMPLIACIÓN POLÍGONO INDUSTRIAL TRES HERMANAS - C/ FÁBRICA DE LA MONEDA, 34-A  
03680 - ASPE  
(ALICANTE)

TOMA DE MUESTRAS O ACTIVIDAD:

MODALIDAD: Muestreo por peticionario

NORMA DE TOMA DE MUESTRAS: ---

FECHA DE RECEPCIÓN: 24/02/22

RECEPCIONADO POR: ---

IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL:

LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS: SR-2, MB 6.30-6.80 m

PROCEDENCIA: Nº DE OBRA: 3854

FECHA INICIO DE ENSAYO: 09/03/2022

FECHA FIN DE ENSAYO: 10/03/2022

ENSAYADO POR: SARAI GADEA VARONA

RESULTADOS DE ENSAYOS:

CONTENIDO EN SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> DE LA MUESTRA ANALIZADA (mg/kg)	
DETERMINACIÓN Nº1	277
DETERMINACIÓN Nº2	316
<b>VALOR MEDIO</b>	<b>297</b>

CONTENIDO EN SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> DE LA MUESTRA ORIGINAL (mg/kg)	
DETERMINACIÓN Nº1	68
DETERMINACIÓN Nº2	77
<b>VALOR MEDIO</b>	<b>73</b>

OBSERVACIONES:

COPIAS ENVIADAS A:

TÉCNICAS DEL SUELO: GEOTECNIA Y GEOFÍSICA S.L.L.  
JAVIER MORENO  
CARLOS AGUILAR

En Alicante, a 11 de marzo de 2022

Documento firmado electrónicamente por:

**JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ**  
GEÓLOGO

**CÉSAR DOMENECH MORANTE**  
GEÓLOGO

Laboratorio de Ensayos con Declaración Responsable según Decreto 410/2010, inscrito en el Registro General de Laboratorios LECCE con código VAL-L-051

H0JA 1 DE 1

REV 0



Operación financiada por la  
Unión Europea a través de los  
Fondos Next Generation EU



Plan de Recuperación,  
Transformación  
y Resiliencia

